

DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO: "RELACION DE LA MÈCANICA DE SUELOS Y LA INGENIERIA CIVIL", LUGAR: TLAXCALA. DEL 7 AL 8 DE DICIEMBRE DE 1981.

P R O F E S O R E S :

- 1.- : ING. JORGE FLORES NUNEZ,
ASESOR TECNICO DEL
DIRECTOR GENERAL,
CAPTACIONES Y CONDUCCIONES DE AGUA
IGNACIO RAMIREZ No. 20, 1er. PISO
S.A.R.H.
COL: SAN RAFAEL
TEL: 535 66 25

- 2.- : ING. HUGO HASS, MORA
SUBGERENTE GENERAL,
CONSULTORES EN INGENIERIA DE SUELOS,
NOCTEZUMA No. 43,
COL: DEL CARMEN, COYOACAN,
MEXICO 21, D.F.
TEL: 554 52 67



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

CURSO: 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.

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

PROF. ING. JESUS CASTILLO AVEITIA.

26 y 27 DE NOVIEMBRE, 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 le 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 elegido.

(+) Ingeniero Civil. -- Magister 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. Tomando en cuenta lo anterior, se pueda 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.

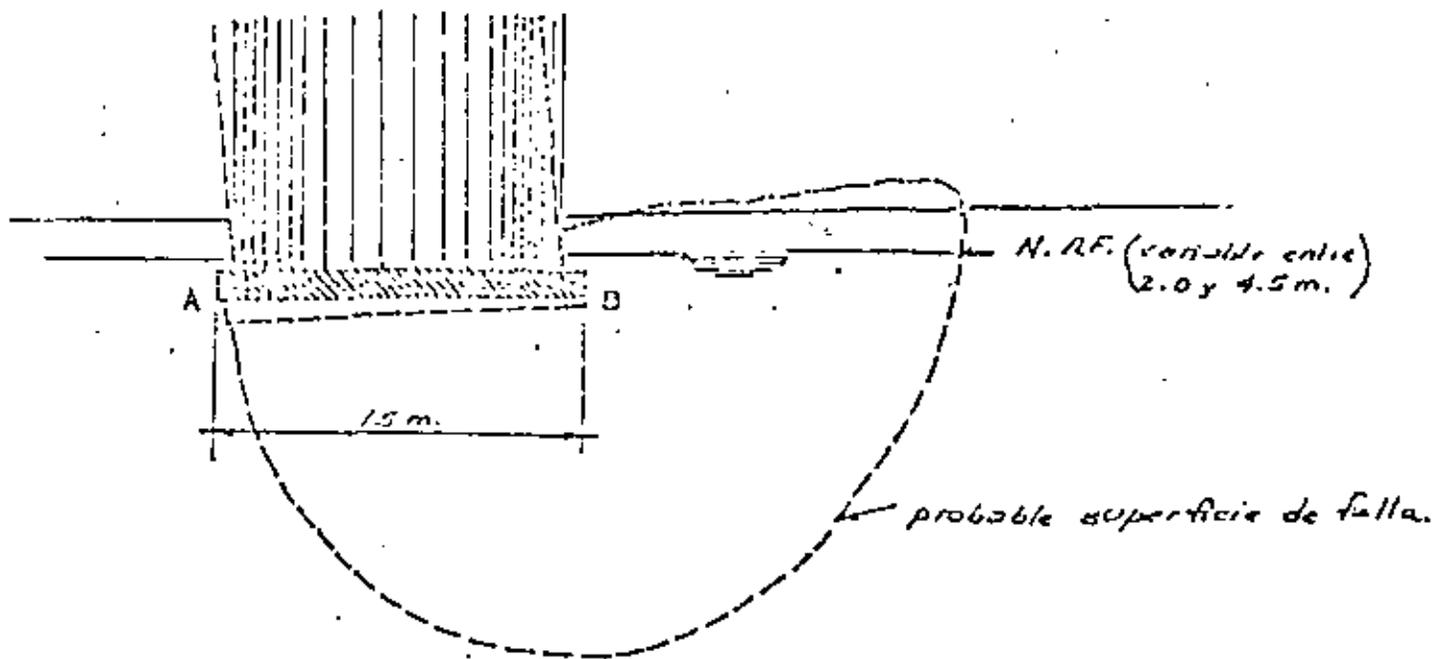
Es conveniente mencionar que a pesar de la importancia innegable de este aspecto de las cimentaciones superficiales, en los primeros días de la ingeniería de las cimentaciones, el valor de la capacidad de carga se seleccionaba de acuerdo al criterio del ingeniero, basado en su "experiencia". Así, en 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 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.

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 laminada 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 completamente por otros resultados y apropiadamente interpretados. Posteriormente 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 34 a 46%. La consistencia 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 consistencia. 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, 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.

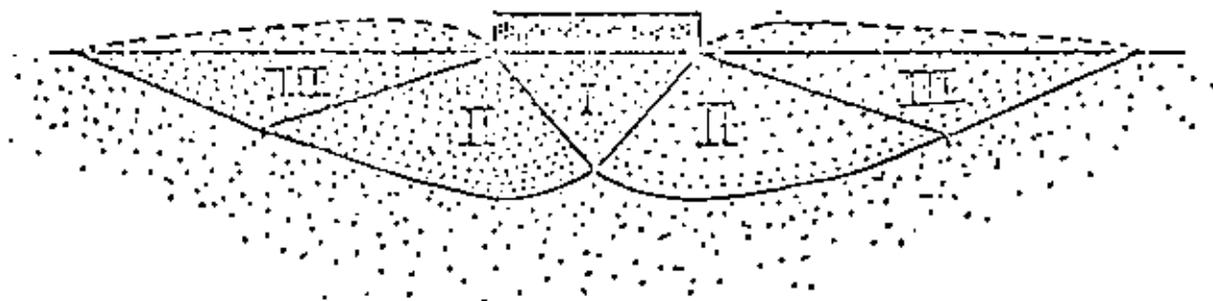
TIPOS DE FALLA.

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 punzonamiento.

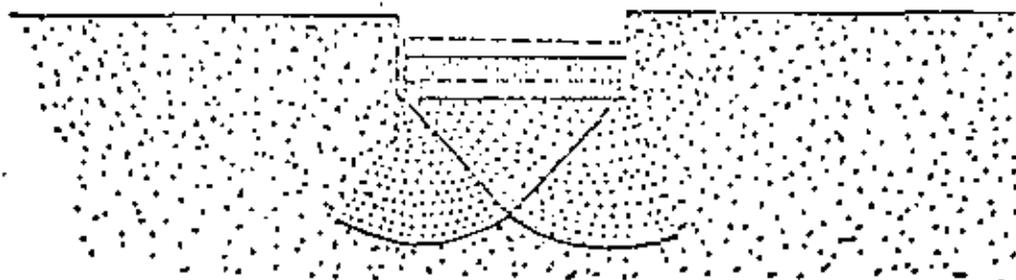
La falla por corte general se caracteriza por la aparición de una superficie de deslizamiento continua, desde un borde de la cimentación hasta la superficie del terreno, como puede observarse en la figura.



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.

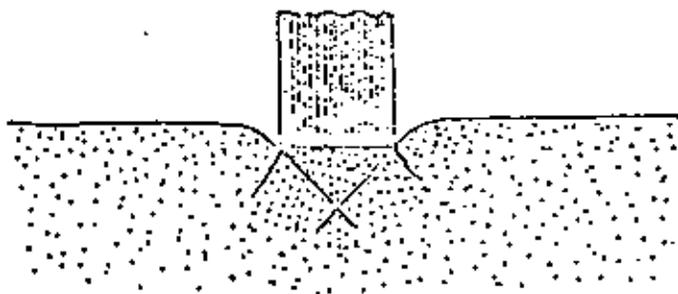
La falla por corte local es aquella en que la superficie de falla sólo se define claramente en la inmediata vecindad del cimiento. En general, existe una marcada tendencia al hundimiento del material de apoyo, a los lados de la cimentación y un hundimiento de la misma, tal que si se llega a valores del 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, no requiere provocar un hundimiento considerable. En este tipo de falla, no se produce colapso catastrófico ni inclinación de la cimentación, la que más bien se empotra 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.

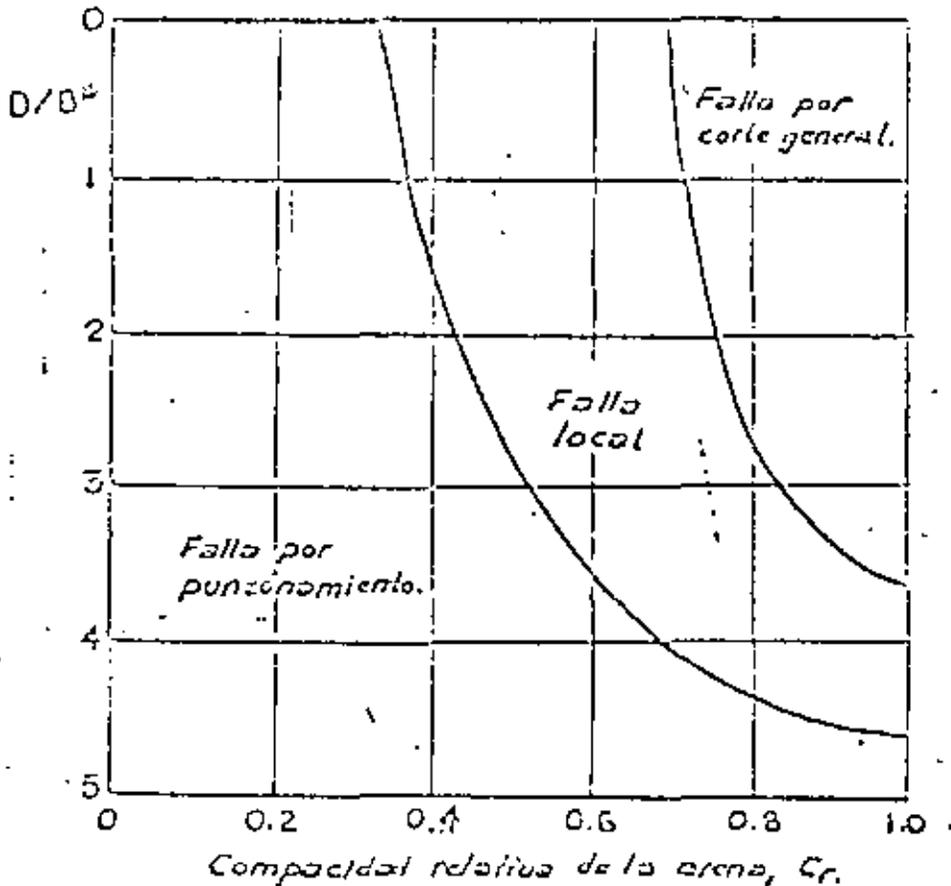
Una cuestión que surge de inmediato, es el determinar los factores de los que depende el que se presente en la práctica un cierto tipo de falla. Si se analizan todos ellos, se llega a la conclusión de que el más importante, en el sentido de que su influencia es fundamental, es la compresibilidad relativa 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 no 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 genere 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 compactación relativa de la arena y de una relación en que interviene la profundidad de desplante.



$B^n = B$ 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 Skempton, 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, Hane y Vesic, 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 resistencia:

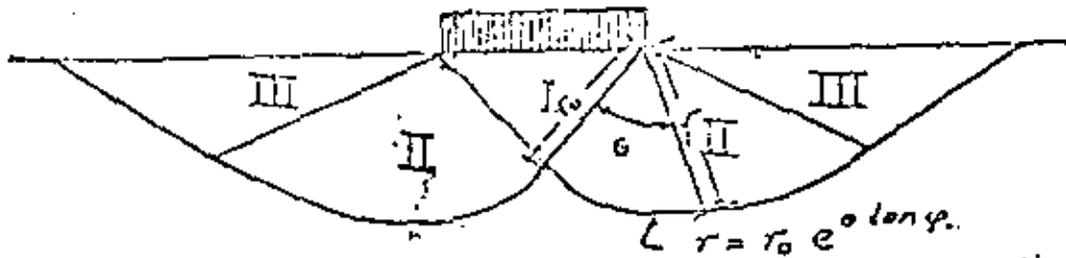
$$s = c + \sigma \tan \varphi$$

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 trazas de los fragmentos curvos de las superficies de falla, resultan ser espirales logarítmicas de ecuación:

$$r = r_0 e^{\phi \tan \psi}$$

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, $\varphi = 0$, $c \neq 0$, 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 encontraron que la fórmula teórica de la capacidad de carga era:

$$q_f = c N_c + \int D_f H_c$$

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_o 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 cimiento.

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 causas y efectos y se llega a la ecuación:

$$q_f = c N_o + D_f \gamma N_q + 1/2 B \gamma N_\gamma$$

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, permite hacer algunas conclusiones interesantes.

Así se tiene:

φ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	N_γ/N_q	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	0.62
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 cimiento, 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 cimiento.

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_c , N_q y N_γ , 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 CARGA

n	N_1	N_2	N_3	N_4/N_1	$\tan \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.60
1	5.35	1.09	0.07	0.20	0.62
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.63
3	5.99	1.31	0.24	0.22	0.65
4	6.10	1.43	0.34	0.23	0.67
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.69
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.71
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.72
8	7.53	2.06	0.85	0.27	0.74
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.75
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.76
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.77
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.79
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.80
15	10.96	3.94	2.65	0.36	0.81
16	11.63	4.34	3.05	0.37	0.82
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.83
18	13.10	5.23	4.07	0.40	0.84
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.85
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.86
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.87
22	16.83	7.82	7.13	0.45	0.88
23	18.05	8.65	8.20	0.48	0.89
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.90
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.91
26	22.25	11.95	12.54	0.53	0.92
27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.93
28	25.60	14.72	16.72	0.57	0.94
29	27.85	16.44	19.34	0.59	0.95
30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.96
31	32.67	20.53	25.99	0.63	0.97
32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.98
33	38.64	25.69	35.19	0.68	0.99
34	42.16	29.44	41.06	0.70	1.00
35	46.12	33.30	48.03	0.72	1.01
36	50.59	37.75	53.31	0.75	1.02
37	55.63	42.92	66.19	0.77	1.03
38	61.35	48.93	78.03	0.80	1.04
39	67.67	55.93	92.25	0.82	1.05
40	75.31	64.20	109.41	0.85	1.06
41	83.56	73.00	130.22	0.88	1.07
42	93.71	83.38	155.55	0.91	1.08
43	105.11	99.02	185.54	0.94	1.09
44	118.37	115.31	224.64	0.97	1.10
45	133.55	134.65	271.75	1.01	1.11
46	152.10	158.51	330.33	1.04	1.12
47	173.64	187.21	403.57	1.08	1.13
48	199.25	222.31	495.01	1.12	1.14
49	229.53	265.51	613.16	1.15	1.15
50	266.60	319.07	762.80	1.20	1.16

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, se 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;

$$q_f = c N_c \bar{j}_c + \gamma D_f N_q \bar{j}_q + \frac{B}{2} \gamma N_\gamma \bar{j}_\gamma$$

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.	\bar{j}_c	\bar{j}_q	\bar{j}_γ
Rectangular.	$1 + (B/L) (N_q/N_c)$	$1 + \left(\frac{D_f}{L}\right) \tan \phi$	$1 - 0.4 B/L$
Circular o cuadrada.	$1 + (N_q/N_c)$	$1 + \tan \phi$	0.60

COMPRESIBILIDAD DEL MATERIAL DE APOYO.

Otra de las hipótesis que se hizo en la determinación de la capacidad de carga, fué la de considerar el material de apoyo incompresible, lo que en cierta forma fué 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:

$$C_r = \frac{2}{3} c$$

$$\phi_r = \text{ang}^{\text{ov}} \tan \frac{2}{3} \tan \phi$$

donde:

C_r = Cohesión reducida.

ϕ_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 tocan 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 lisa sobre la superficie de un suelo de comportamiento no cohesivo, debe ser sólo la mitad de la capacidad de una cimentación rugosa, 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 consideren este efecto.

CIMENTOS ADYACENTES.

En general, las expresiones y teorías al respecto indican que en suelos friccionantes sueltos, bajos valores de ψ) -- la influencia de cimentaciones adyacentes es despreciable, lo que no sucede para suelos friccionantes compactados (altos valores de ψ).

Los efectos aún disminuyen más cuando la forma del cimiento tienda 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 en 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 capa -- ciedad 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:

$$q = \gamma' + (\gamma/B) (Z_w - \delta')$$

γ = Peso volumétrico del material de apoyo, por considerar en los cálculos de capacidad de carga.

γ_n = Peso volumétrico del material de apoyo con su humedad natural.

γ' = Peso volumétrico del material de apoyo sumergido.

Z_w = Profundidad del nivel de aguas freáticas respecto al nivel de desplante.

B = Ancho del ciciento.

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, se 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, encontrándose 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.
- c).- 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.- Djerrum, L. y Overland, A., "Foundation Failure of an Oil Tank in Fredrikstad, Norway", Procs. IV International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 1, Londres -- (1957), pp 287-290.
- 2.- Brinch Hanson, J., "Simpel beregning af fundamenteres bæreevne Ingeniøren", Vol 64, No 4 (1965), pp 95-100.
- 3.- Buisman, A. S. K., "De weerstand van paalpunten in zand", de Ingenieur 50 (1935), pp Bl. 25-28, 31-35.
- 4.- Buisman, A. S. K., "Grondmechanica", Waltman, Delft (1949), -- pág 190.
- 5.- Caquot, A., "Equilibre des massifs a frottement interne", Gauthier-Villars, Paris (1934), pp 1-91.
- 6.- Caquot, A y Kérisol, J., "Traté de Mécaniques des Sols", Gauthier-Villars, Paris (1956).
- 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", Procs., Symposium held at Duke University (1965), pp 15-34.

- 9.- De Beer, L. D. y Voois, 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 160-189.
- 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. T., "Soil Mechanics, Foundations and Earth - Structures", McGraw-Hill Book Co. Inc., Nueva York (1951).
- 19.- Vucic, A., "Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand", National Academy of Sciences, National Research Council, Highway Research Record, N° 39 (1963), pp 112-153.
- 20.- Vucic, 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.**

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

**ANALISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA
DE CIMENTACIONES PROFUNDAS.**

PROF. ING. JESUS CASTILLO AVEITIA.

NOVIEMBRE 26 y 27, 1981.

CIMENTOS PROFUNDOS

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

$$q_p = cN'_c + \gamma D_f N'_q$$

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 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, compacidad, etc.

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

$$q_p = cN_c + \gamma D_f \quad \begin{array}{l} c \neq 0 \\ \phi = 0 \end{array}$$

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, boleas 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

$$q_p = cN_c + \gamma D_f$$

$c \neq 0$
 $\phi = 0$

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.

FRICCIÓN 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 indeseable 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 subuelo, 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,
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 sollicitaciones. 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 expreso 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 claridad 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 pilotes, 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 Mazari, 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.**

**CURSO: 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.**

CIMENTACIONES PARA ESTRUCTURAS VIALES

PROF. ING. JESUS CASTILLO AVEITIA.

NOVIEMBRE 26 y 27, 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 requieren 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 trabaja. 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 procurarán 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 ellos 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 térreos 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-

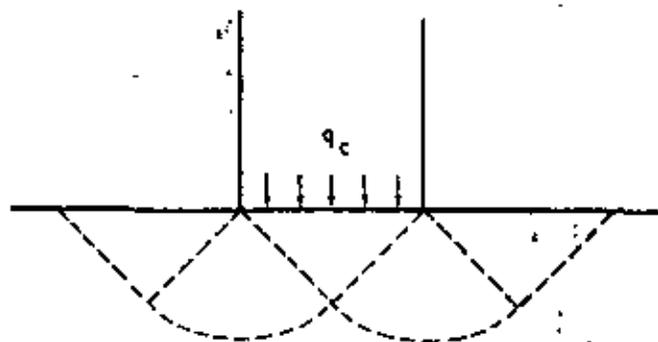


Figura VIII-1. Problema de indentación y solución de Prandtl para un medio sin peso, con $c \neq 0$ y $\phi = 0$ (Refs. 1 y 2).

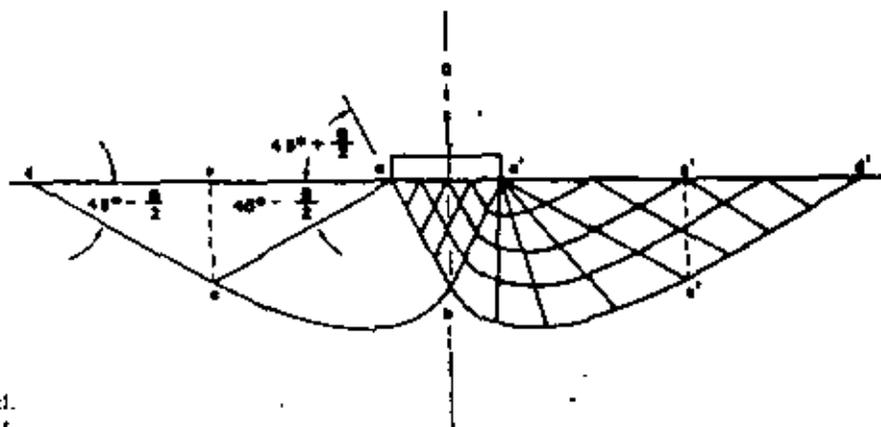


Figura VIII-2. Mecanismo de falla según Prandtl.
Suelo cohesivo y friccionante (Ref. 2).

rias 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 si 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 TEORÍAS DE CAPACIDAD DE CARGA

A continuación se presenta una somera revista de las teorías de capacidad de carga más utilizadas

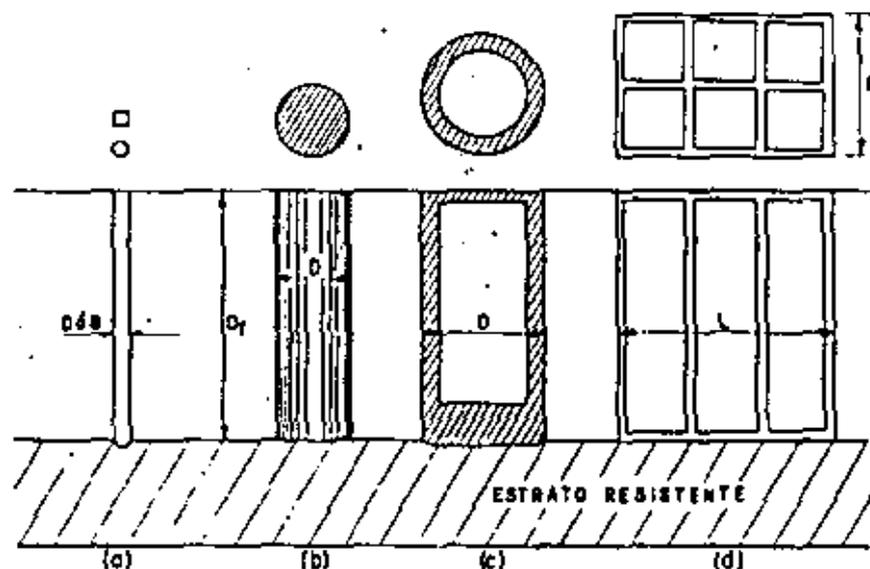


Figura VIII-3. Tipos de cimentaciones profundas.

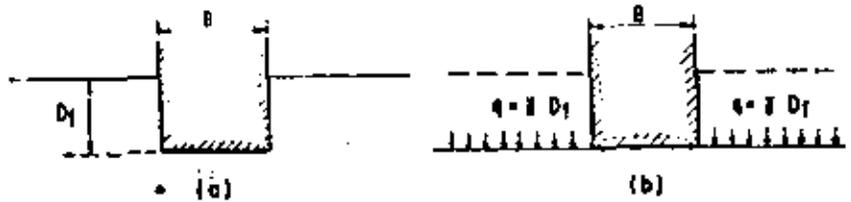
a) Pilote

b) Cilindro (corte)

c) 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. 3.

A. La teoría de Terzaghi

A partir de 1943 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:

$$s = c + \sigma \tan \phi$$

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).

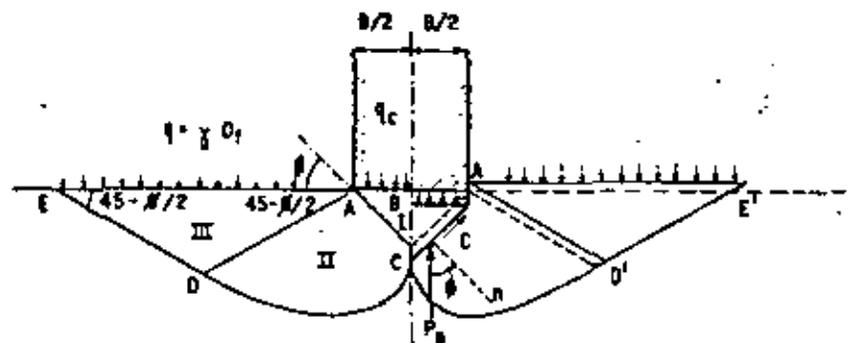


Figura VIII-5. Mecanismo de falla de un cimiento continuo poco profundo, según Terzaghi.

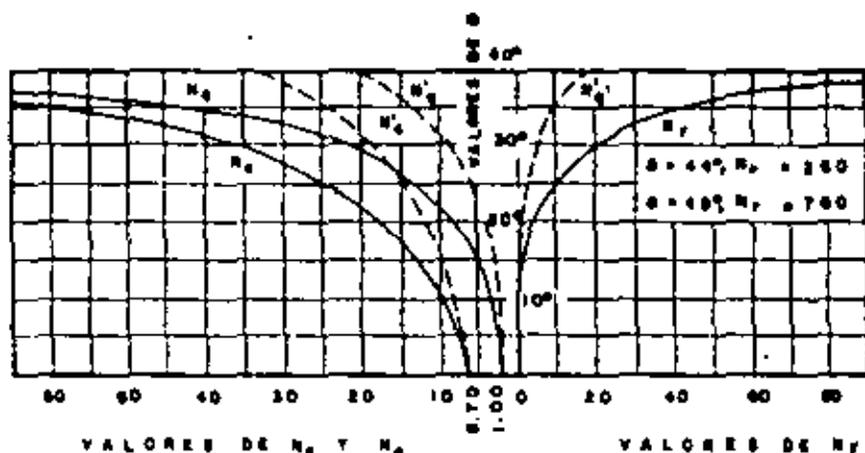


Figura VIII-6. Factores de capacidad de carga para aplicación de la teoría de Terzaghi.

En la Fig. VIII-6 aparecen tres curvas que dan los valores de N_q , N_q' y N_q'' en función del ángulo ϕ y otras tres (trazo discontinuo) que proporcionan valores modificados de esos factores, N_q' , N_q'' y N_q''' . 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:

$$q_u = \frac{2}{3} c N_c' + \gamma D_f N_q' + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma' \quad (8-4)$$

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.

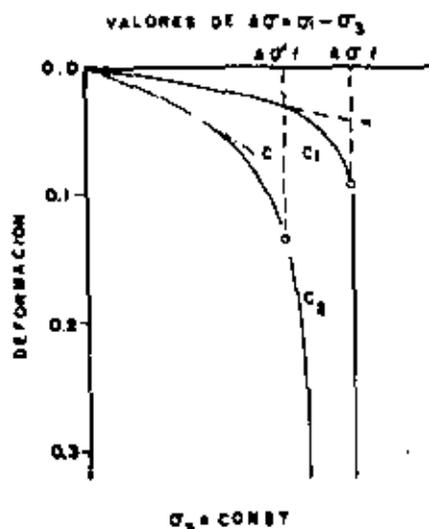


Figura VIII-7. Curvas de esfuerzo-deformación típicas para mecanismo de falla general (1) y local (2), según Terzaghi.

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 formas 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 ($\phi_u = 0$):

$$\begin{aligned} N_c &= 5.7 \\ N_q &= 1.0 \\ N_\gamma &= 0 \end{aligned}$$

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 ($q_u = 2 c_u$). 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):

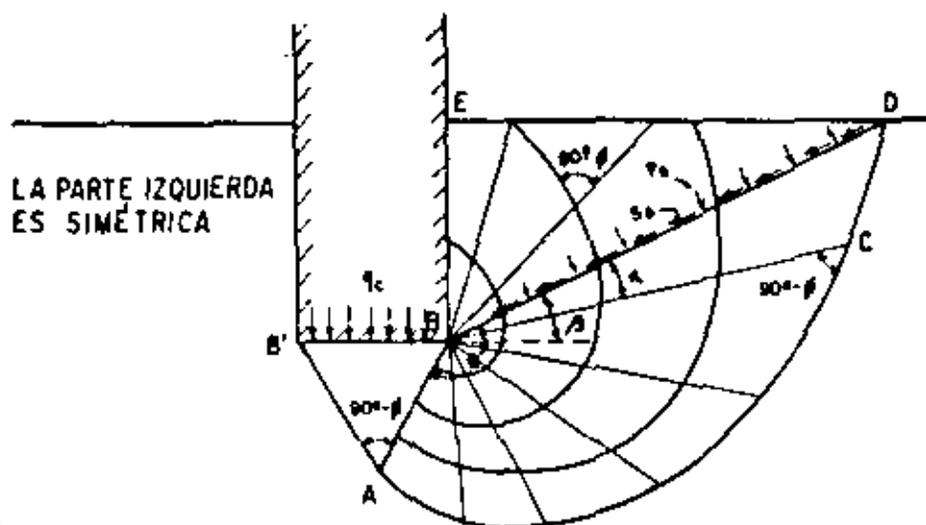
$$q_c = 2.85 q_u \left(1 + 0.3 \frac{B}{L} \right) + \gamma D_f \quad (8-10)$$

B. La teoría de Meyerhof

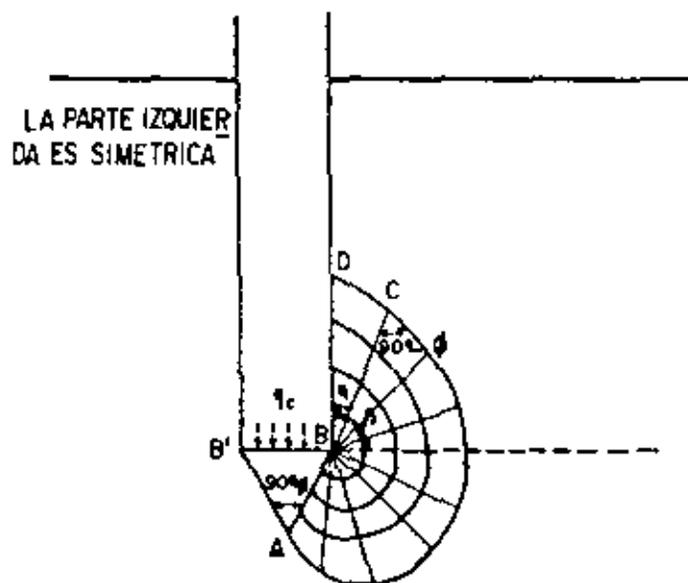
A partir de 1951 (Refs. 8, 9 y 10) G. G. Meyerhof realizó importantes contribuciones al problema de la capacidad de carga de los suelos. Además de las referencias mencionadas, las Refs. 1 y 4 pueden resultar útiles para seguir el curso de estas contribuciones. Básicamente la teoría de Meyerhof añadió 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



(a)



(b)

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 correcciones 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

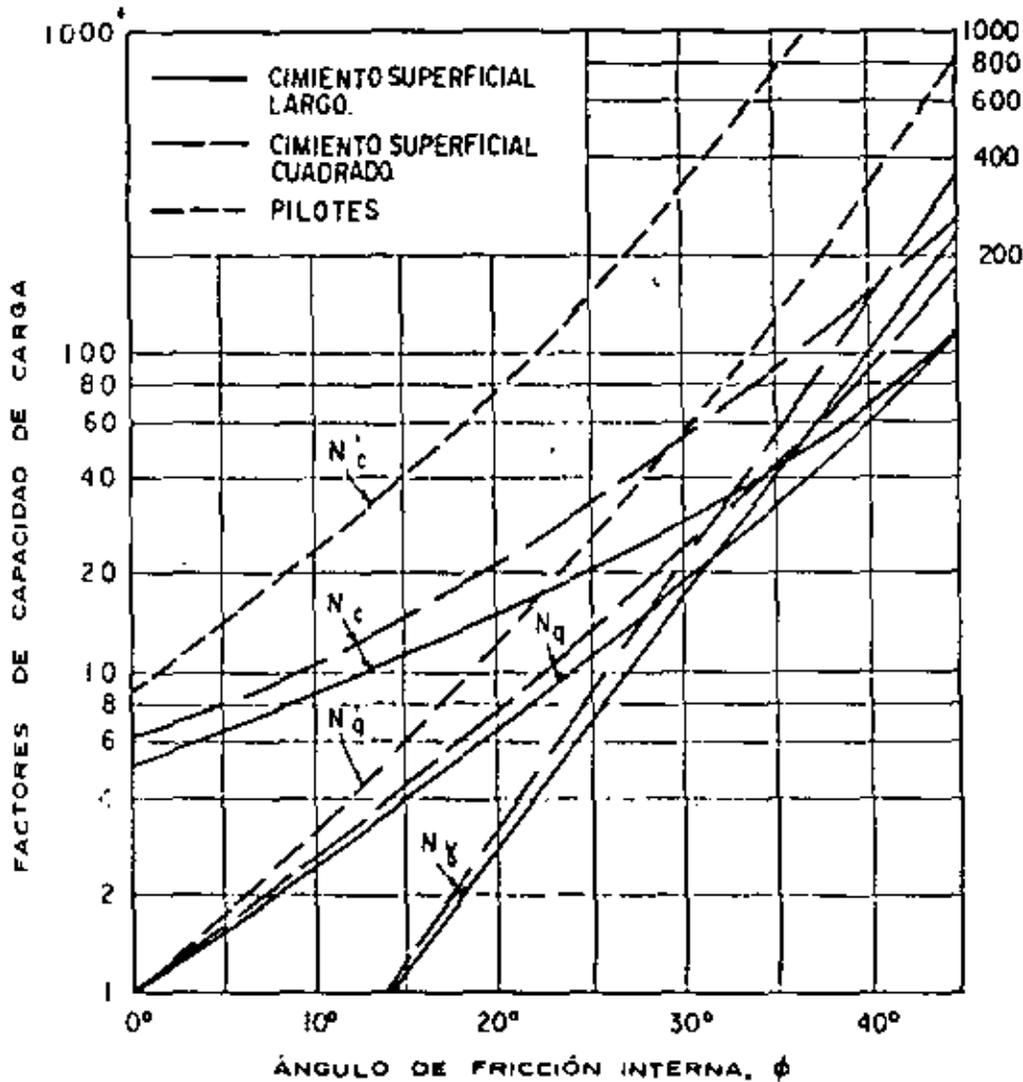


Figura VIII-9. Factores de capacidad de carga según Meyerhof (Ref. 11).

$B/L = 1$). Para este caso, Meyerhof recomienda entrar a la gráfica de la Fig. VIII-9 con un ángulo de fricción del suelo corregido (ϕ_{cs}), tal que:

$$\phi_{cs} = (1.1 - 0.1 \frac{B}{L}) \phi \quad (8-12)$$

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:

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{N_\phi} \frac{D_f}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \text{ para } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{N_\phi} \frac{D_f}{B}, \text{ para } \phi > 10^\circ \quad (8-13)$$

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

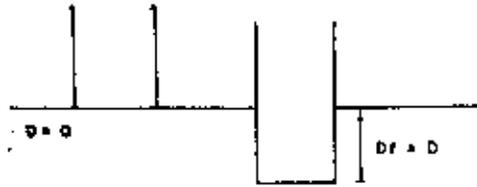


Figura VIII-10. Influencia de la profundidad de desplante en el valor N_c en suelos puramente cohesivos.

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:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f \quad (8-14)$$

La diferencia estriba en que ahora N_c no siempre vale 5.7, sino que varía en la relación $\frac{D_f}{B}$, en

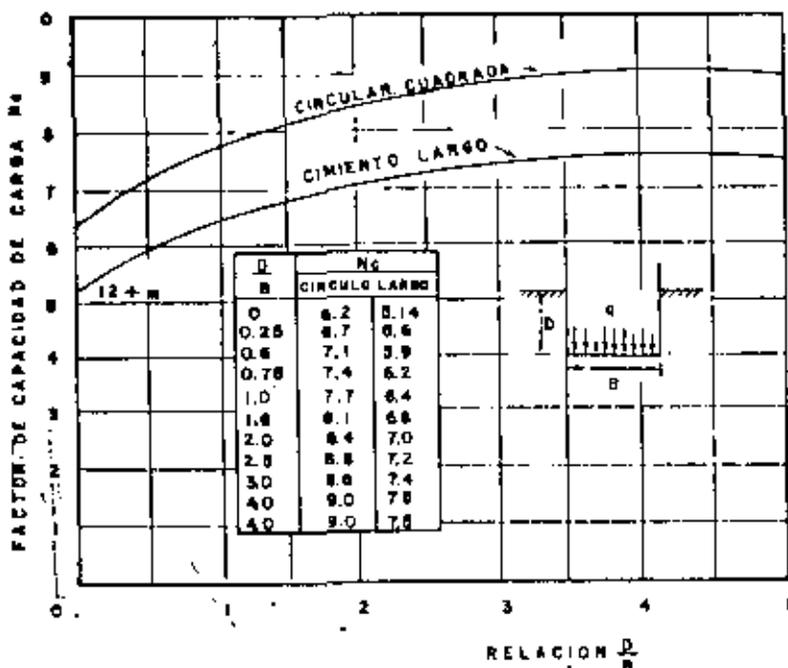


Figura VIII-11. Valores de N_c según Skempton, para suelos puramente cohesivos.

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.

B. Otras teorías de capacidad de carga

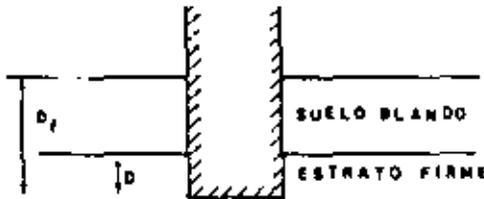
Existen otras teorías de capacidad de carga debidas a diferentes autores, en las que usualmente se conserva la expresión (8-2) para expresarla, variando únicamente de una teoría a otra los valores de los factores de capacidad de carga N_c , N_q y N_γ . Este hecho, impuesto por la tradición y la costumbre, 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	8.5	8.5	11.0	14.8	20.7	30.1	46.1	75.3	134	267
N_q	1.0	1.6	2.5	3.9	6.4	10.7	18.4	35.3	61.2	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:

$$q_u = cN_c \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) \left(1 + 0.35 \frac{D_f}{B}\right) + \gamma D_f N_q \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) \left(1 + 0.35 \frac{D_f}{B}\right) + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} \left(1 + 0.4 \frac{B}{L}\right) \quad (8-15)$$

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	Coefficiente correctivo para N_c	Coefficiente 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 Berezantzev (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

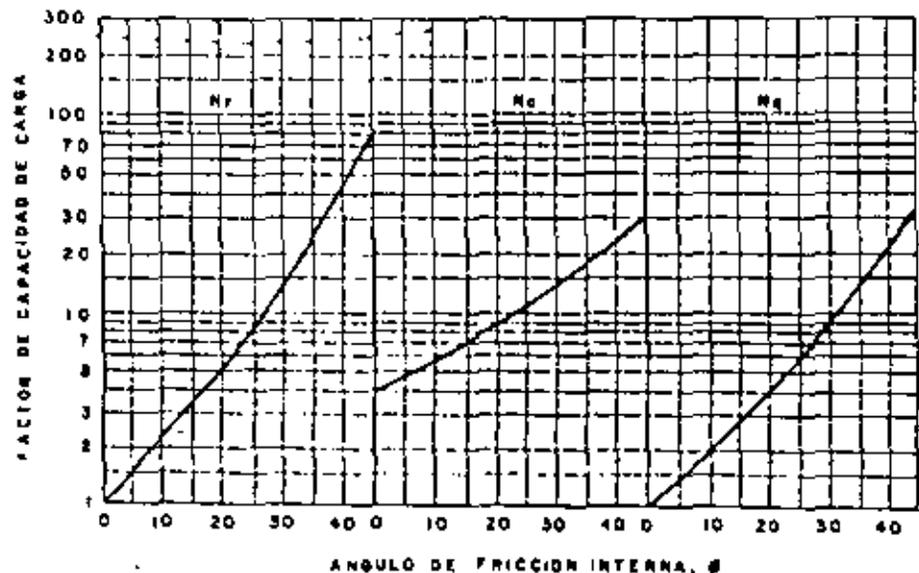


Figura VIII-13. Factores de capacidad de carga, según Bell (Ref. 16).

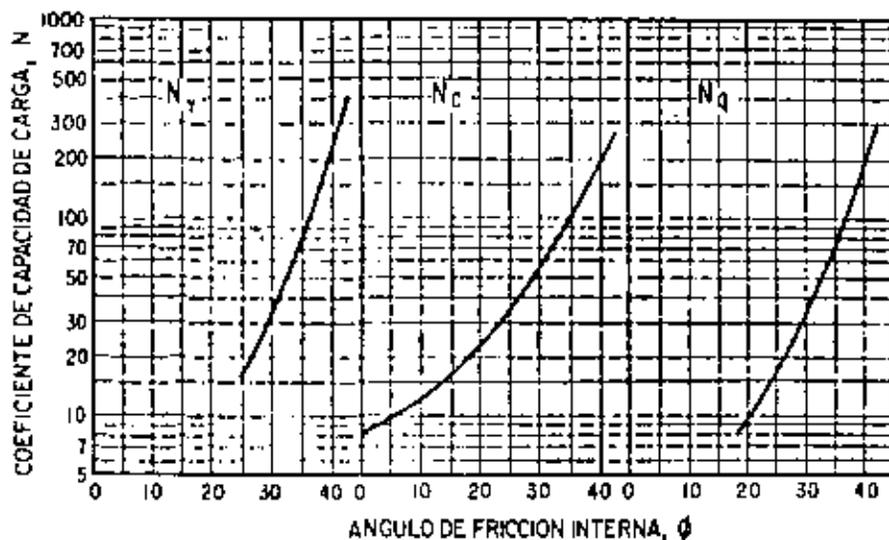


Figura VIII-14. Factores de capacidad de carga, según Derzantsev (Ref. 17).

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 Fedá (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 $D_f \leq 1.5 B$.

La capacidad de carga según Balla resulta dada por la expresión:

$$q_c = c (\operatorname{tg} \phi + \rho F_c) + q (1 + \rho F_q) + \frac{1}{2} \gamma B (\rho F_\gamma + F_\gamma \operatorname{tg} \phi) \quad (8-16)$$

Lo que puede ponerse como:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (8-17)$$

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 símbolos F_i todas las letras de la fórmula (8-16) tienen los sentidos usuales; los factores F_i 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. Reilly 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-3 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

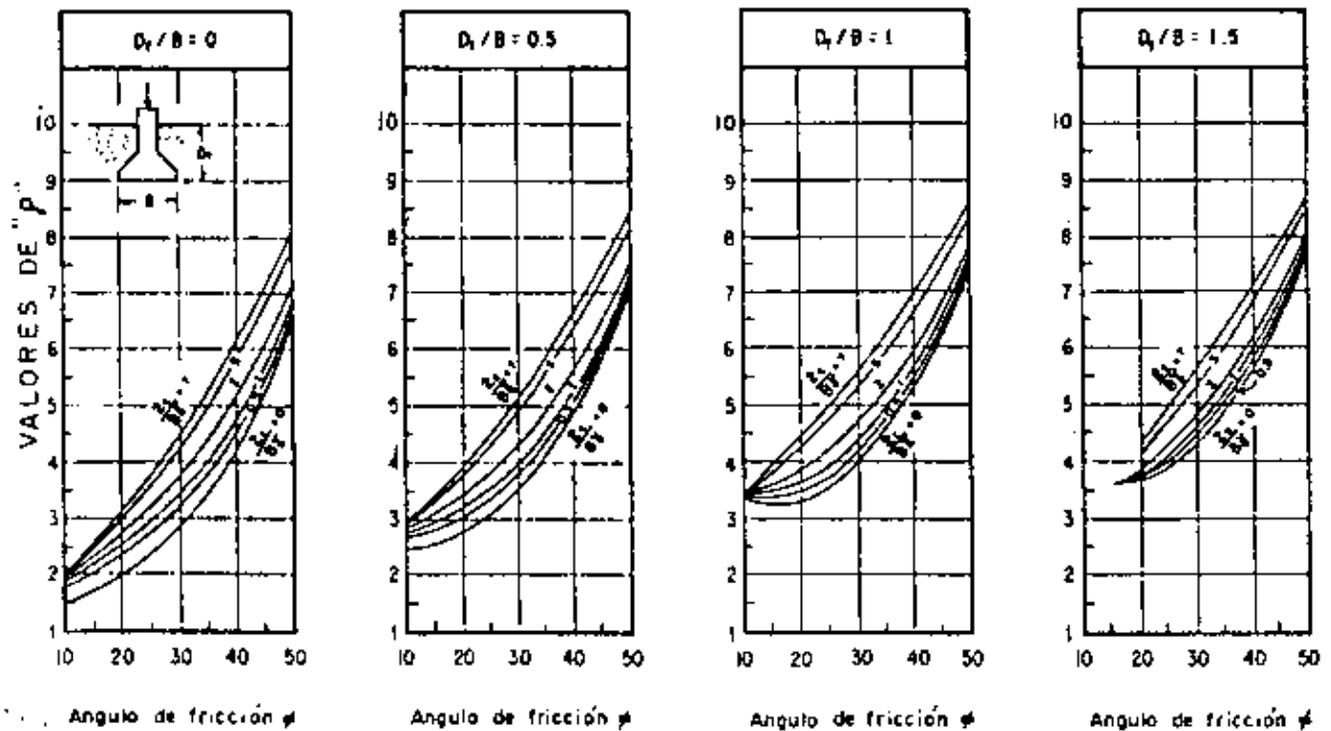


Figura VIII-15. Valores de q en la teoría de Balla para varias relaciones $\frac{D_1}{B}$ (Ref. 19).

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 Berzantsev 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 Berzantsev 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 arenas 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 cimentación	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	98.7	172.5
	F. Local		5.7	6.7	8.0	9.7	11.8	14.8	19.0	25.2	34.9	51.2
	Meyerhof B	Superficial largo Profundo (N_q)	6.2 9.0	7.1 14	8.7 23	10.5 50	16.0 85	20.0 150	36 400	55 850	75 ---	110 ---
	Brinch Hansen	Superficiales y Profundos	5.1	6.5	8.3	11	14.8	20.7	30.1	46.1	75.3	139.5
	Berezantsev	Profundos	8	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	18.5	22	32
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.
	F. Local		1.0	1.4	1.9	2.7	3.9	5.6	8.3	12.6	20.5	35.
	Meyerhof	Superficial largo Profundo (N_q)	1.0 1.0	1.7 1.9	2.8 4	5 7	7.3 11	11 30	19 68	40 120	70 400	145 825
	Brinch Hansen	Superficiales y Profundos	1.0	1.6	2.5	3.9	6.4	10.7	18.4	33.3	64.2	134.
	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	32
N_γ	Terzaghi: F. General	Superficiales y Profundos	0	0.5	1.2	2.5	5	9.7	19.7	42.4	100.4	297
	F. Local		0	0.2	0.5	0.9	1.7	3.2	5.7	10.1	18.8	37
	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
	Berezantsev	Profundos	—	—	—	—	—	17	32	80	200	700
	Bell	Superficiales y Profundos	1	1.5	2.2	3.4	5	8	13	23	42	62

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 o 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, autores de este libro desaconsejarían fuertemente quizá pudiera decirse que existe indicio de que valores crecientes de la cohesión las teorías de Terzaghi y Meyerhof pudieran sobrestimar la capacidad de carga; de todas maneras se ve justificada, por lo conservador de los resultados obtenidos, la amplia r

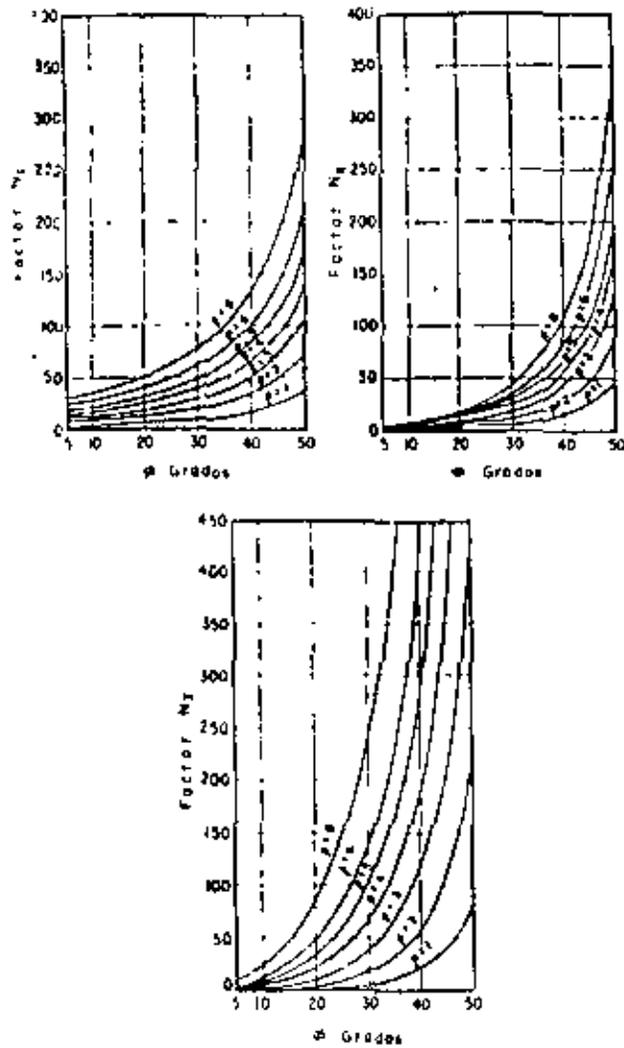


Figura VIII.16. Factores de capacidad de carga, según Balla (Ref. 19).

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 (excentricidad), 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 faja 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
	$D_f = 0 \text{ m}$ $\phi = 37^\circ$ $c = 0.6 \tau/m^2$	$D_f = 0.40 \text{ m}$ $\phi = 22^\circ$ $c = 1.2 \tau/m^2$
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
	$D_f = 0.50 \text{ m}$ $\phi = 35.5^\circ$ $c = 0.31 \tau/m^2$	$D_f = 0.50 \text{ m}$ $\phi = 25^\circ$ $c = 1.40 \tau/m^2$
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
	$D_f = 0.50 \text{ m}$ $\phi = 38.5^\circ$ $c = 0.74 \tau/m^2$	$D_f = 0 \text{ m}$ $\phi = 20^\circ$ $c = 0.93 \tau/m^2$
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
	$D_f = 0.50 \text{ m}$ $\phi = 38.5^\circ$ $c = 0.74 \tau/m^2$	$D_f = 0.30 \text{ m}$ $\phi = 20^\circ$ $c = 0.93 \tau/m^2$
Terzaghi	18.55	2.40
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 longitud 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):

$$L' = L - 2e_x \quad (8-20)$$

$$B' = B - 2e_y$$

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:

$$Q_{\text{tot}} = \frac{\pi D D'}{4} q_c \quad (8-21)$$

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 proporcionados 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:

$$i_x = i_y = \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ}\right)^2 \quad (8-23)$$

$$i_y = \left(1 - \frac{\alpha}{\phi}\right)^2$$

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) proporciona los siguientes factores de inclinación, que deberán utilizarse en la fórmula (8-15), multiplicando correspondientemente cada término:

$$i_x = i_y = \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = 1 - \frac{H}{V + c B' L \cot \phi} \quad (8-24)$$

$$i_y = (i_x)^2$$

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 e

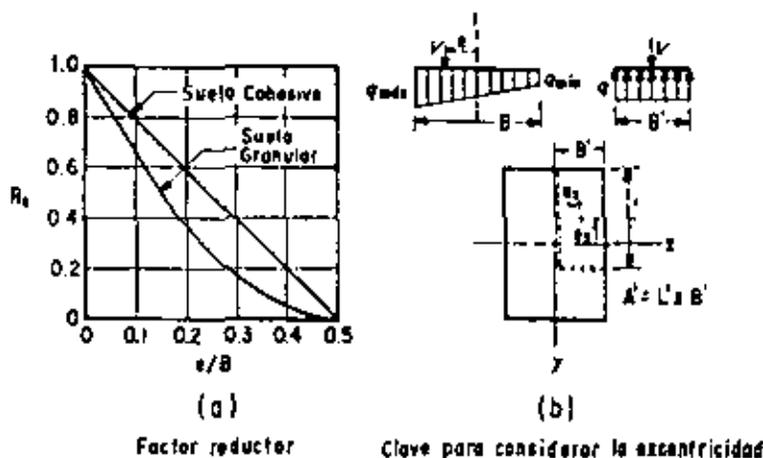


Figura VIII-17. Factor reductor de la capacidad de carga por excentricidad en la carga, según Meyerhof (Ref. 25).

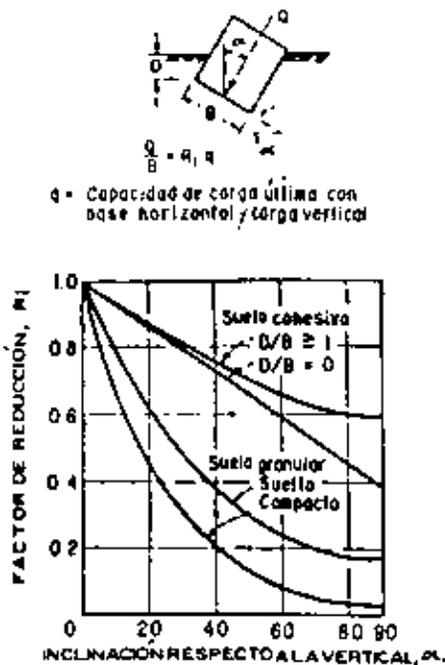


Figura VIII-18. Un caso especial de carga inclinada. (Ref. 25).

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_1 , 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).

C. 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 pueden 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 brevemente en la práctica.

En la figura se ve que el efecto del estrato débil

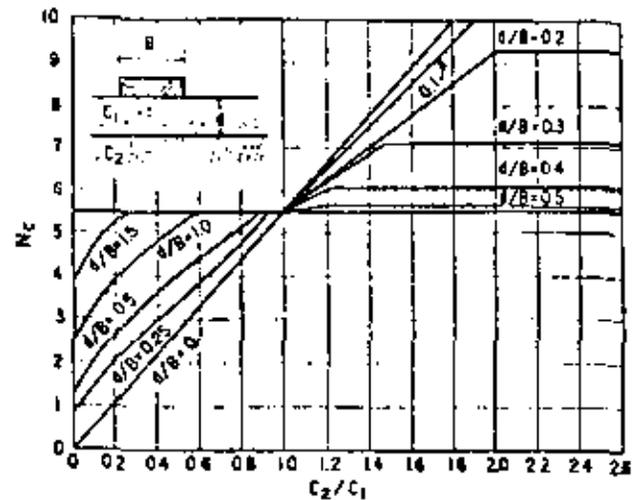


Figura VIII-19. Solución de Button para un sistema de dos estratos cohesivos.

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:

$$q_s = (1 + 0.2 \frac{B}{L}) (1 + 0.35 \frac{D_f}{B}) c_1 N_c + \gamma D_f \quad (8-25)$$

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 .

$$K = \frac{q_1}{q_2}$$

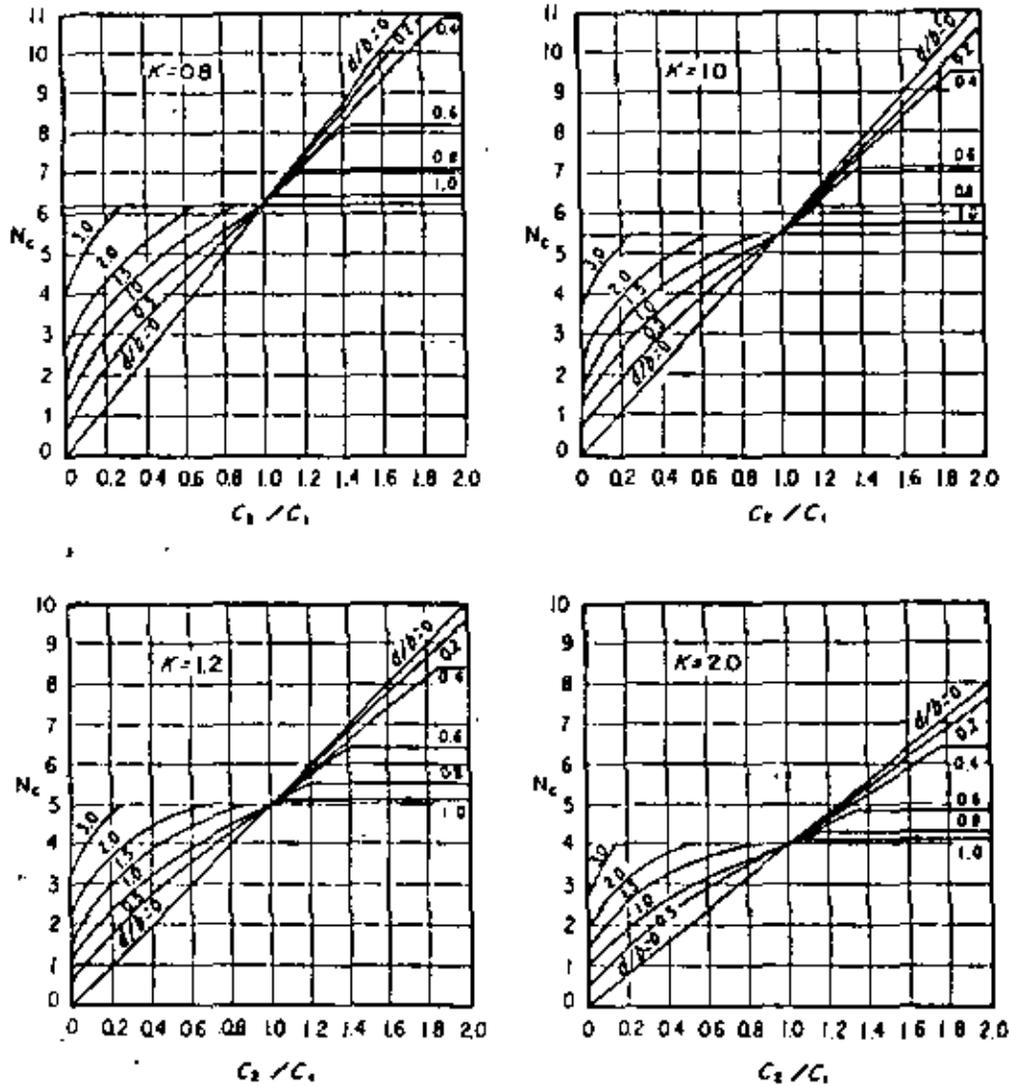
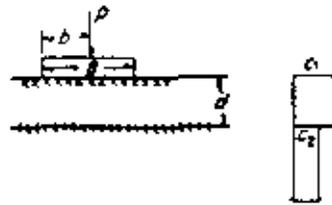


Figura VIII-20. Factores de capacidad de carga en suelos cohesivos estratificados (Refs. 19 y 21).

Donde q_1 es la resistencia al esfuerzo cortante en la dirección vertical del estrato de arcilla que queda inmediatamente bajo el cemento y q_2 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 cemento 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. 16), 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 considerándolo 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 consideración 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 (Ref. 27) estudió ambos casos, proponiendo para la capacidad de carga las expresiones:

$$q_c = cN_{c\beta} \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right), \text{ para suelos cohesivos} \quad (8.26)$$

$$q_c = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma\beta} \left(1 + 0.4 \frac{B}{L}\right), \text{ para suelos friccionantes.}$$

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 $N_{c\beta}$ 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 $N_{c\beta}$ es función del número de estabilidad del talud N_s (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.

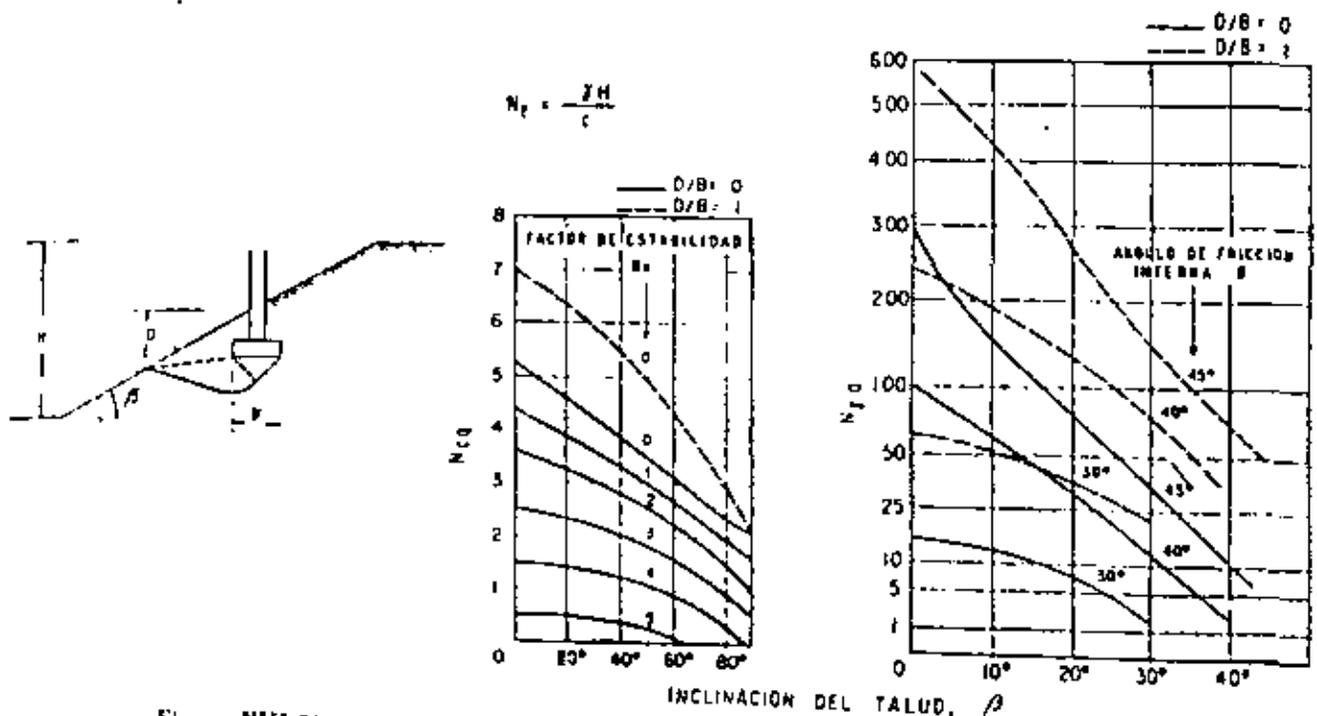


Figura VIII-21. Factores de capacidad de carga para un cimiento en la ladera de un talud.

En la misma Fig. VIII-21 aparece otra 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 valuar la capacidad de carga de un cimiento rectangular (segunda expresión 8-26). El factor $N_{\gamma q}$ 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

$$N_c = \frac{\gamma H}{C}$$

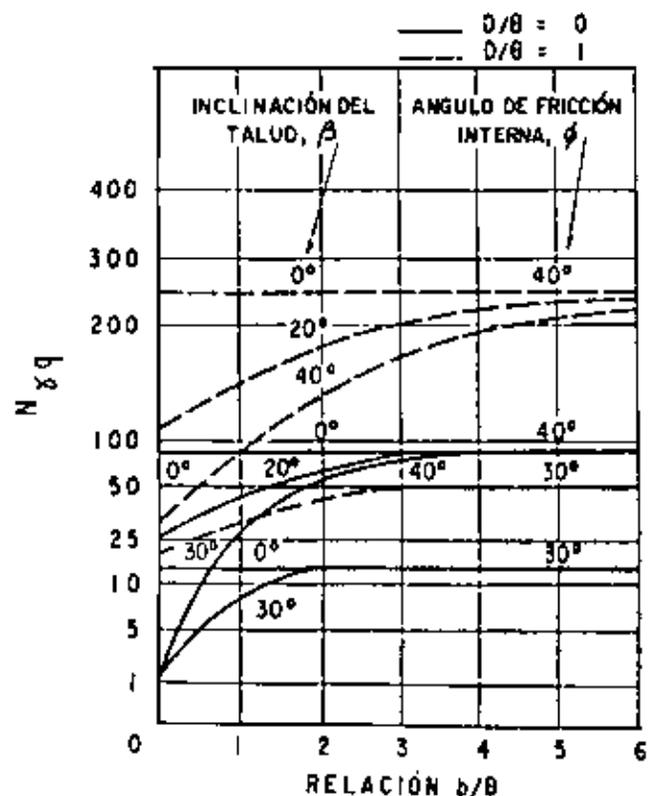
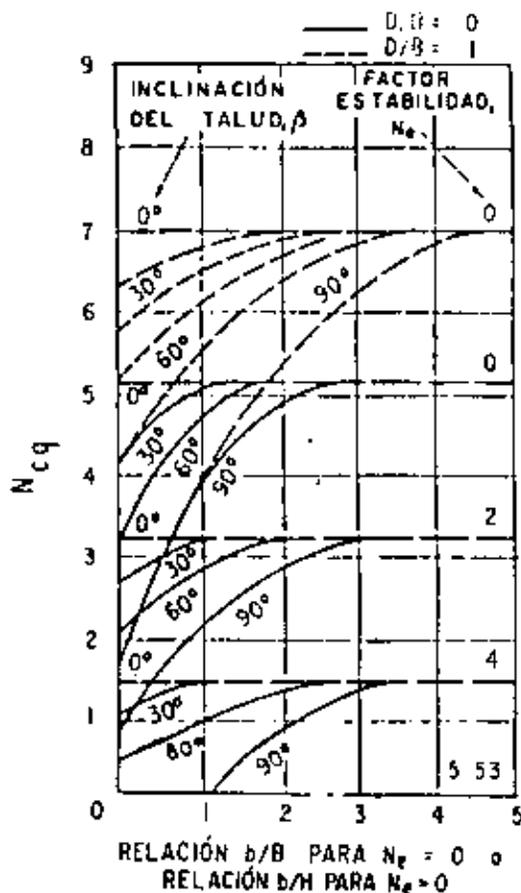
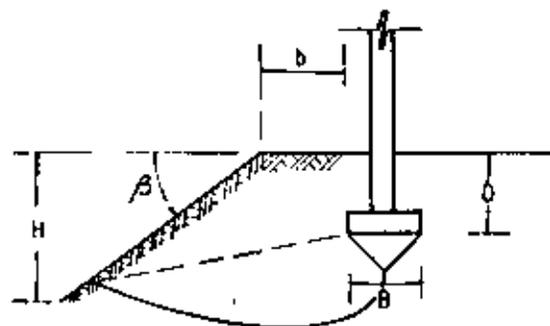


Figura VIII-22. Factores de capacidad de carga para un cimiento en la corona de un talud.

terca del borde de éste. De nuevo se presentan dos gráficas, una que da N_{rg} para cimientos continuos sobre taludes en materiales puramente cohesivos y otra para el factor $N_{\gamma g}$ 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 $N_{\gamma g}$ depende del número de estabilidad del talud, N_s , de su 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 $N_{\gamma g}$ 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 6 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_m'), en tanto que sobre el nivel freático deberá usarse el peso volumétrico de la masa de suelo (γ_m). 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_f , 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_m . 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_f .

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.

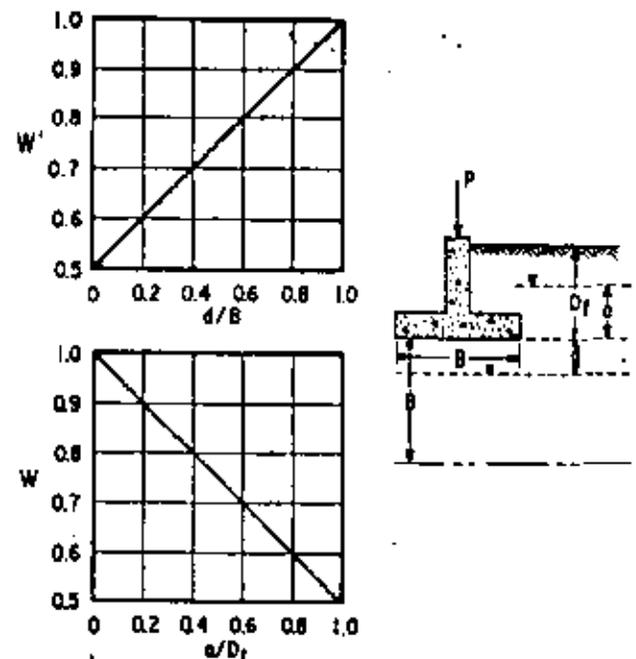


Figura VIII-23. Factores de corrección de la capacidad de carga por la posición del nivel freático (Ref. 19).

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:

$$F_n = LPc_s + \gamma_m LA \quad (8-35)$$

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.

Zeevaert (Ref. 64) 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

relación al pilote y se cuelga de él a causa de la adherencia, 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-4 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 cemento 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 usarlo 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:

$$q_u = c N_c + \gamma D_f \quad (8-14)$$

La condición de máxima seguridad es evidentemente:

$$q_s = \gamma D_f$$

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_u que exceda 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:

$$q_{ad} = \frac{q_u}{F_s} \quad (8-38)$$

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 ó 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 manejan 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.

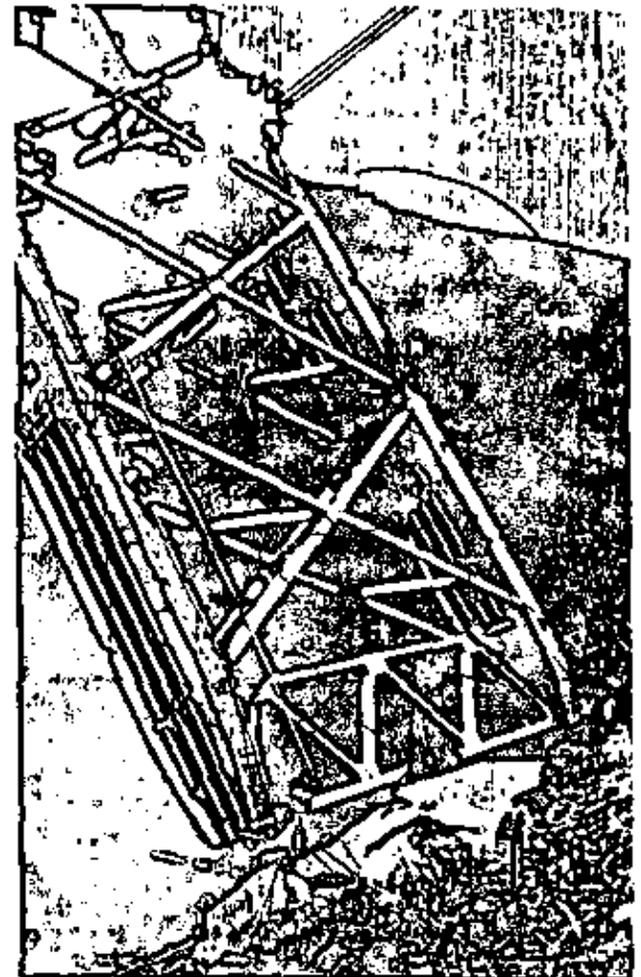
VIII.5 CAPACIDAD DE CARGA EN ROCAS

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 resultará muy conveniente para los ingenieros dedicados a estos

tipos 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 ahñado, 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).

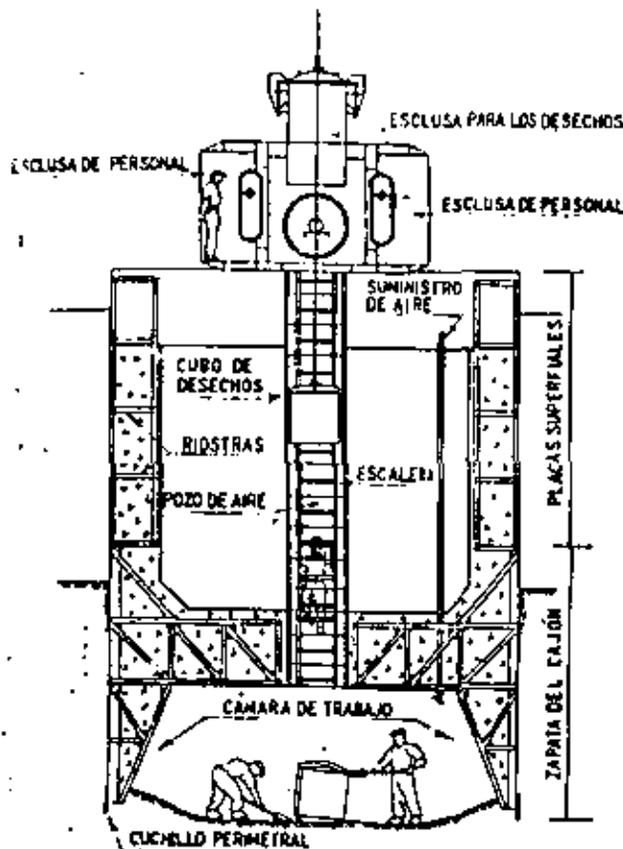


Figura VIII-52. Esquema típico de un cajón neumático (Ref. 85).

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 atacar 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 PRACTICOS 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 escueto 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 ϕ y, por lo tanto, en los factores de capacidad de carga N_u y N_y , 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. 7) 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

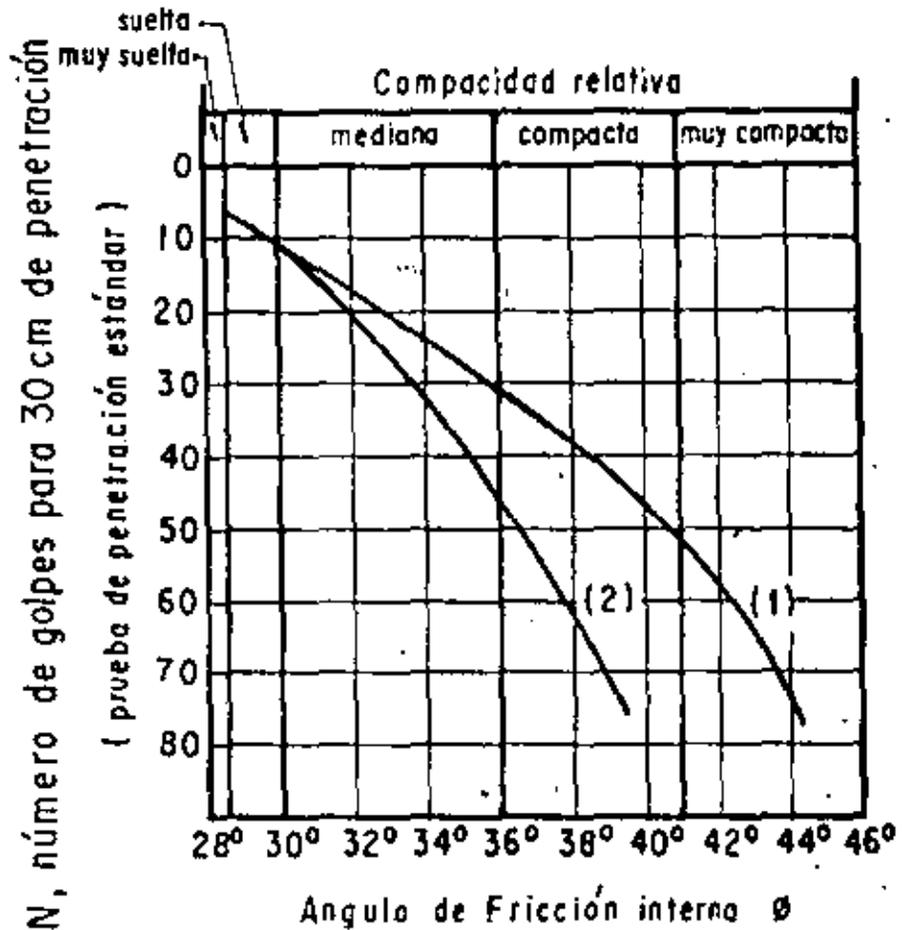


Figura VIII-53. Correlación entre el número de golpes para 30 cm de penetración estándar y el ángulo de fricción interna de las arenas.

- (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-54 (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 compacidades 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 Ref. 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_c dado por la tabla se obtiene dividiendo entre 8 el número de golpes.

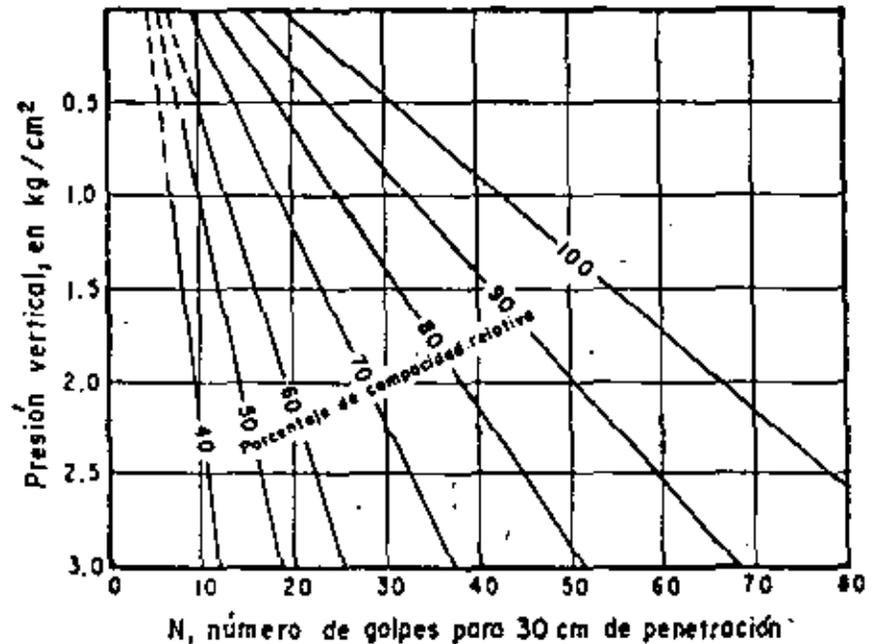


Figura VIII-54. Relación entre la penetración estándar, la presión vertical y la compactación relativa para arcillas.

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_u (kg/cm^2)
Muy blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2-4	0.25-0.50
Medía	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 puedan 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 compactación 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 $N_d = N_s$ (N_d , 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, $N_d > N_s$, a causa de la fricción lateral del suelo en las barras de perforación; la diferencia $N_d - N_s$ 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 $2N_d = N_s$; si este criterio tosco 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.

I-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.

I-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 permitieran profundidades muy escasas, la profundidad de desplante suele quedar determinada más bien por el temor a erosiones del agua, ataque a las 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 rocas 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 pueda presentarse, es muy común que sea esta última condición la que fija 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 convenir 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 dispendios 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/m^2 , 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 recetadas o establecidas con base en la somera información de que se dispone en un estudio geotécnico general de la carretera o el ferrocarril de que se trate; 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 tosca-mente 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_n , 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

lentamente: la razón es que al aumentar el ancho de la 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 compactidades 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 cimiento (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 efectivamente 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 cimentaciones superficiales desplantadas en arcillas homogéneas existe una diferencia importante en la escuela de cálculo a efectuar, cuando el nivel de desplante quede 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 pasos 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-

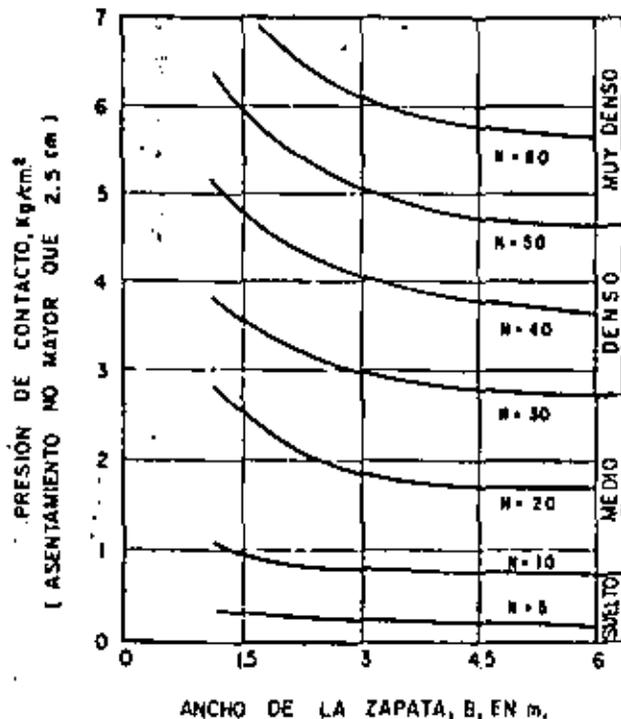


Figura VIII-55. Presión de contacto correspondiente a asentamientos de 2.5 cm (1") para zapatas en arena (Ref. 7)

muy limitado en el control de agua en excavaciones para puentes.

La tabla VIII-13 (Ref. 102) presenta una relación de los valores supuestamente típicos de la permeabilidad de diversos suelos granulares, de los que suelen presentar problemas graves en excavaciones. Huelga decir que no puede hacerse otro uso de la tabla que no sea el de tosca norma de criterio.

Anexo VIII-A

Problemas de cimentaciones

VIII-A.1 CIMENTACION CON ZAPATAS SUPERFICIALES

Determinar la capacidad de carga de los cimientos del puente mostrado en la Fig. VIII-A.1.1. La estratigrafía del subsuelo, la elevación del NAME y la probable socavación, aparecen indicados en la misma figura.

Solución:

Debido a que a 1.5 m de profundidad se encuentra un depósito de buenas propiedades mecánicas

(estrato 3), es conveniente que la cimentación de los apoyos del puente sea a base de zapatas corridas, desplantadas a una profundidad de 5 m.

Para obtener la capacidad de carga del suelo, en vista de que se trata de un material arcilloso, se empleará el criterio de Skempton.

$$q_c = cN_c + \gamma D_f \tag{8-14}$$

en donde:

- q_c = capacidad de carga última, en ton/m².
- γD_f = presión efectiva al nivel de desplante del cimiento = $0.5 \times 2 + 0.8 \times 1 = 1.8$ ton/m².
 Nótese que para efecto de sobrecarga sólo se considera el suelo bajo la profundidad de socavación.
- γ = peso volumétrico, sumergido del suelo, en ton/m³.
- D_f = profundidad de desplante del cimiento = $5 - 2.50 = 2.5$ m (descontando una probable socavación).
- N_c = es un factor de capacidad de carga que depende de la relación D/B .
- $D = 1$ m (Fig. VIII-12).
- $B = 3$ m.
- $D/B = \frac{1}{3} = 0.33$; $N_c = 5.8$ (Fig. VIII-11).

Aplicando la Ec. 8-14, y aplicando un factor de seguridad FS de 3, se obtiene:

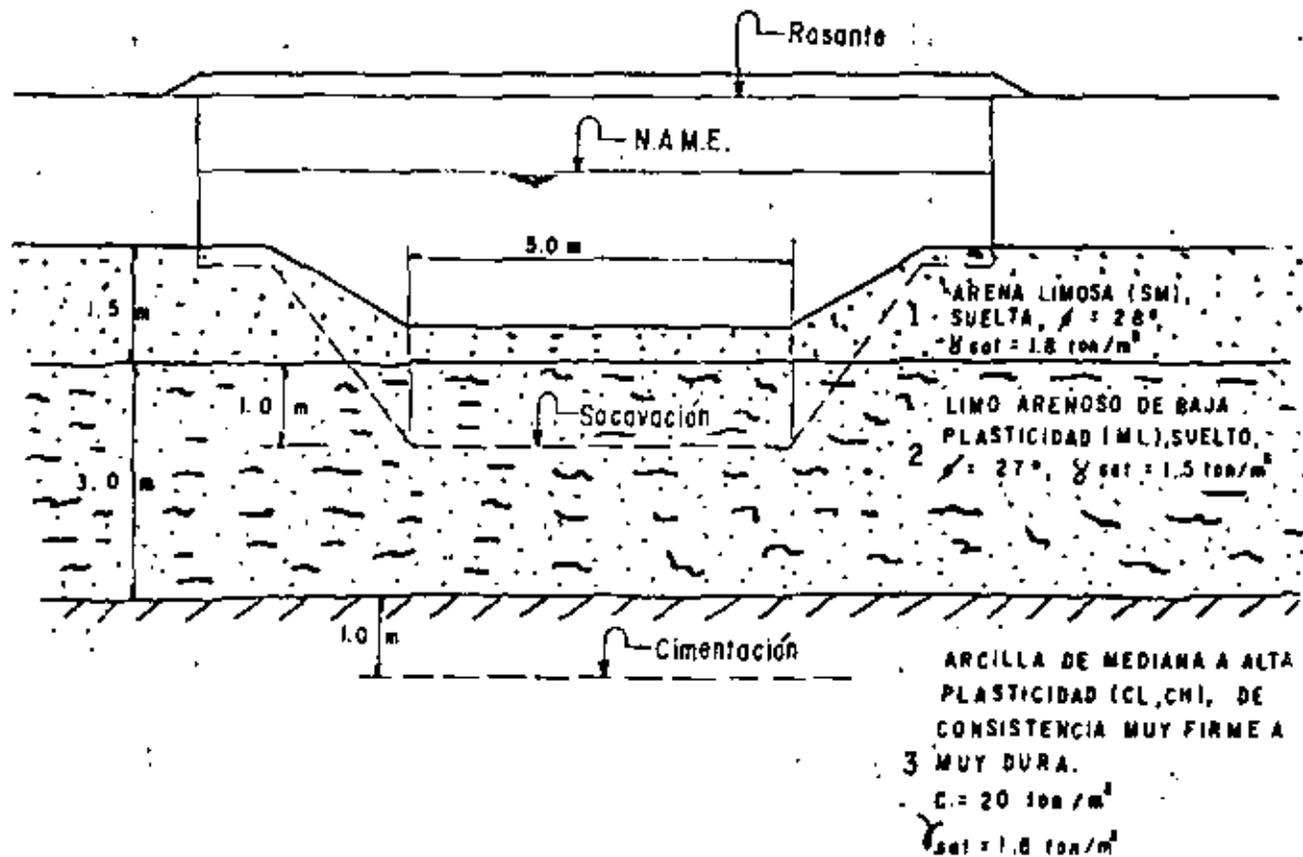


Figura VIII-A.1.1. Perfil de suelos.

$$q_a = \frac{cN_c}{FS} + \gamma D_f = \frac{20 \times 5.8}{3} + 1.8 = 40 \text{ ton/m}^2$$

siendo q_a la capacidad de carga admisible del suelo de cimentación.

NOTA: Este problema es una cortesía del M. en I. Agustín Deméneghi Colina.

VIII-A.2 PROBLEMA DE CIMENTACIONES CON CILINDROS

Se desea obtener el tipo de cimentación adecuado y la capacidad de carga del suelo, para el puente mostrado en la Fig. VIII-A.2.1.

El perfil de la probable socavación general se indica en la misma figura, y también se calculó una posible socavación local en las pilas del orden de 2.4 m, en el estrato de arcilla de alta plasticidad. Se requiere una longitud mínima de empotramiento de pilas y cilindros del puente de 5 m, para que éste sea estable bajo la acción de sollicitaciones laterales.

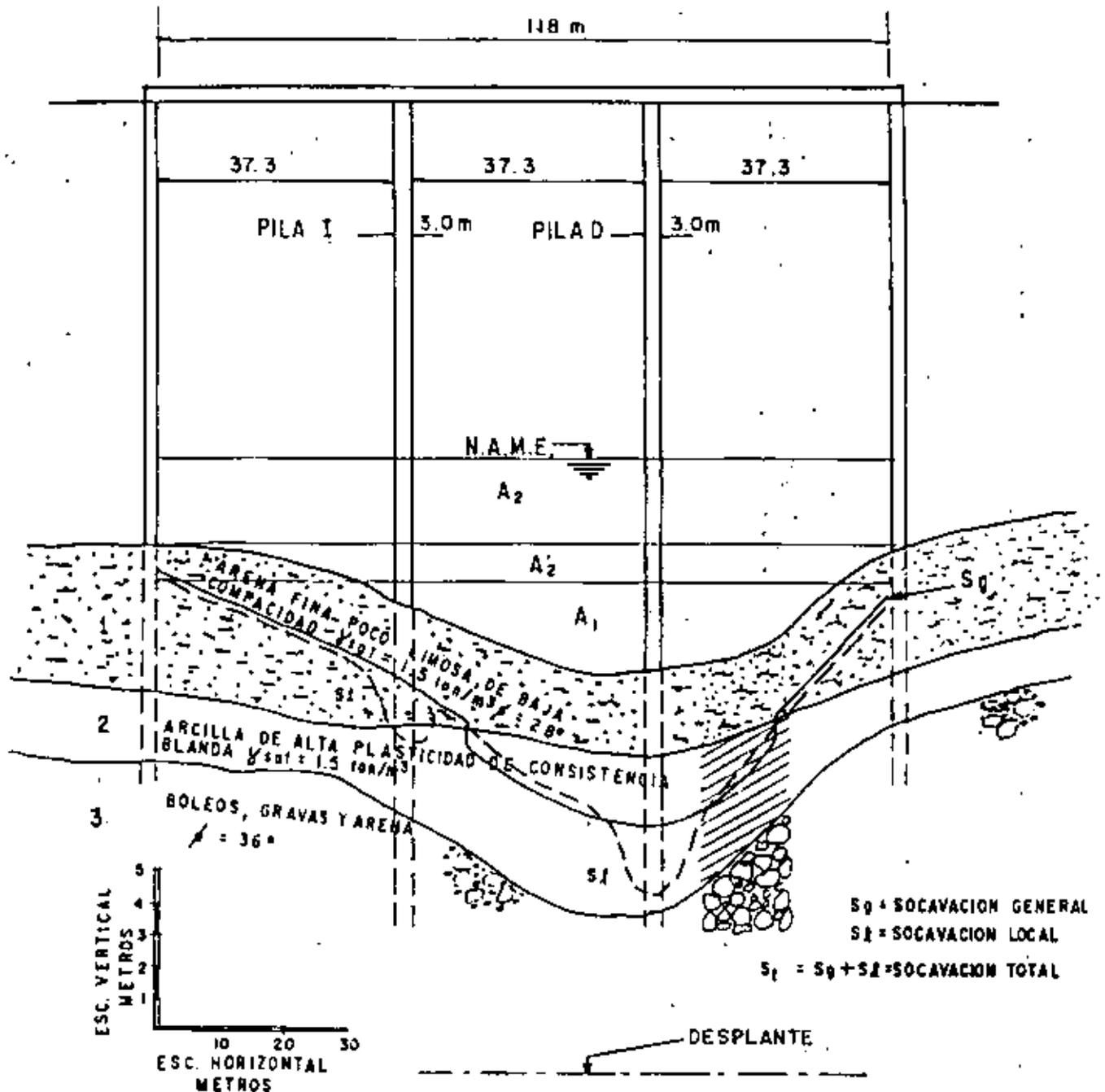


Figura VIII-A.2.1. Perfil en la zona de cruce.

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 compactación y se ve afectado por la socavación en el cauce, 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 boleos, 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

$$q_u = 1.3 cN_c + \gamma D_f N_q + 0.6 \gamma R N_\gamma \quad (8-6)$$

en donde:

q_u = capacidad de carga última, en ton/m².

c = cohesión del suelo = 0.

γ = peso volumétrico sumergido del suelo, en ton/m³.

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 = diámetro/2 = 4/2 = 2 m.

γD_f = presión efectiva al nivel de desplante del cimiento = 0.6 × 0.5 + 5.0 × 1.0 = 5.3 ton/m².

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 $\phi = 36^\circ$, $N_c = 52$, $N_q = 50$ (Fig. VIII-6).

Sustituyendo valores en la Ec. 8-6:

$$q_u = 5.3 \times 52 + 0.6 \times 1.0 \times 2 \times 50 = 335.6 \text{ ton/m}^2.$$

q_a = capacidad de carga admisible = q_u/FS siendo FS = factor de seguridad = 3.

$$\therefore q_a = 335.6/3 = 112 \text{ ton/m}^2.$$

b) Método de Meyerhof

$$q_u = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (8-2)$$

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:

$$N_\phi = \tan^2 (45^\circ + \phi/2) = \tan^2 (45^\circ + 36^\circ/2) = 3.852.$$

$$B = \text{ancho del cimiento} = 4 \text{ m.}$$

$$\therefore D = 4 \sqrt{3.852} \times 4 = 31.41 \text{ m.}$$

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:

$$q_u = 5.3 \times 66 + \frac{1}{2} 1.0 \times 4 \times 68 = 485.8 \text{ ton/m}^2.$$

$$q_a = q_u/FS = 485.8/3 = 162 \text{ ton/m}^2.$$

c) Método de Balla

$$q_u = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (8-17)$$

$$c = 0; \quad 2c/B\gamma = 0.$$

D_f = longitud de empotramiento en el estrato de apoyo = 5 m; $B = 4$ m; $D_f/B = 5/4 = 1.25$; $\phi = 4.7$ (Fig. VIII-15).

$$N_q = 45; \quad N_\gamma = 165 \text{ (Fig. VIII-16).}$$

Aplicando la Ec. 8-17:

$$q_u = 5.3 \times 45 + \frac{1}{2} 1.0 \times 4 \times 165 = 568.5 \text{ ton/m}^2.$$

$$q_a = 190 \text{ ton/m}^2.$$

Nota: Este problema es una contestación del M. en I. Agustín Demégnegh Colina.

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 645 ton. Se desea que la zapata de apoyo tenga dimensiones de 4.00 m × 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

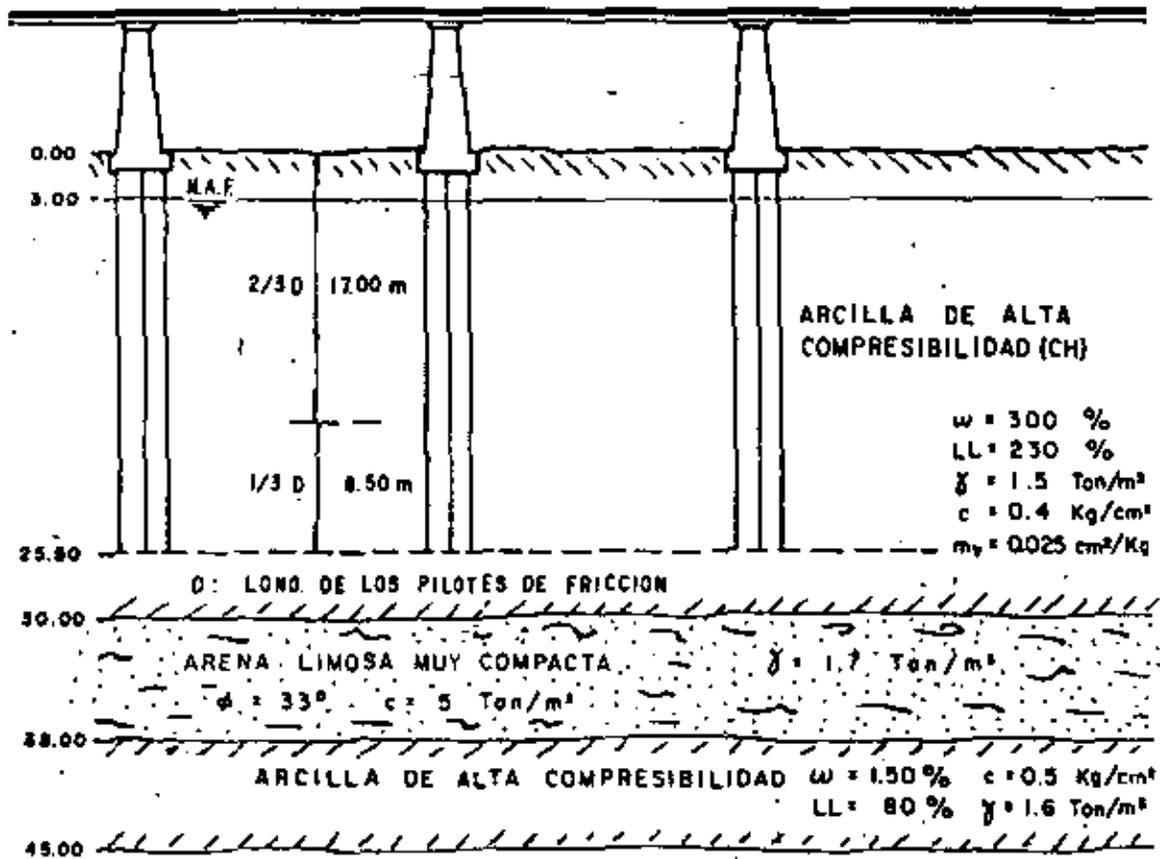


Figura VIII-A.3.1. Esquema operativo y perfil de suelos.

Se calculará la capacidad de carga de un pilote aislado.

$$q_{ad} = \frac{a}{F_s} \times p \times L$$

$$a = \alpha c_s \quad (8.30)$$

donde:

- q_{ad} = Capacidad de carga de trabajo, en ton.
- a = Adherencia entre pilotes y suelo.
- p = Perímetro de la sección recta del pilote, en m.
- L = Longitud efectiva del pilote, en m.
- α = Coeficiente que depende de la rugosidad de las paredes del pilote (según Tomlinson, Ref. 50).
- c_s = Cohesión del suelo, en ton/m².
- F_s = Factor de seguridad.

De la Fig. VIII-A.3.1, $c = 0.4 \text{ kg/cm}^2$; de acuerdo con la tabla VIII-5, $a = 3.5 \text{ ton/m}^2$. Si se elige un $F_s = 2$, resulta

$$\frac{a}{F_s} = \frac{3.5}{2} = 1.75 \text{ ton/m}^2$$

El espesor de suelo compresible, de acuerdo con la Fig. VIII-A.3.1 es de 30 m; se tomará como colchón compresible bajo la punta del pilote el 15%

del espesor total, o sea, 4.5 m; tomando en cuenta lo anterior, la longitud de los pilotes será de 25.5 m.

En las siguientes tablas se dan los valores de la capacidad de carga por adherencia para distintos perímetros de secciones rectas circulares y cuadradas, calculadas con la expresión para q_{ad} que figura atrás:

TABLA I

$L = 25.2 \text{ m}$ Sección cuadrada			
Lado (m)	Perímetro (m)	Área lateral (m ²)	q_{ad} (ton)
0.25	1.00	25.5	44.6
0.30	1.20	30.6	53.8
0.35	1.40	35.7	62.5
0.40	1.60	40.8	71.4

Sección circular			
Diámetro (m)	Perímetro (m)	Área lateral (m ²)	q_{ad} (ton)
0.25	0.7854	20.0	35.0
0.30	0.94	24.0	42.1
0.35	1.10	28.0	49.1
0.40	1.26	32.0	56.1

Considérese un pilote de sección recta cuadrada de 0.30 m de lado.

El número de pilotes será:

$$N_p = \frac{\text{Carga total impuesta por la estructura}}{\text{Capacidad de carga del pilote}}$$

$$N_p = \frac{615}{53} = 13.$$

Analizando la capacidad de carga del grupo de pilotes, según la expresión 8-29:

$$Q_g = 2L(A + B)f + 1.3c_u N_p A - B \quad (8-29)$$

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.

AH = área cubierta por el grupo de pilotes = 52 m².

f , valor de adherencia en las paredes del blo- que de suelo formado por el grupo de pilo- tes. Se toma igual a c_u en ton/m².

$$q_v = \frac{Q_g}{F_s} \quad \text{si } F_s = 1.5.$$

$$q_v = \frac{2 \times 25.5(4 + 13)}{1.5} \times 4 = 2,312 \text{ ton.}$$

De acuerdo con la expresión (8-34):

$$apl. \times n \leq aPL.$$

$$3.5 \times 1.20 \times 25.5 \times 13 = 1,392 \text{ ton.}$$

$$1,392 < 2,312$$

∴ 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 $\frac{1}{4} D$, 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:

$$\Delta p = \sigma_z = \frac{w.B.L.}{(B + 2z \tan 30^\circ)(L + 2z \tan 30^\circ)}$$

donde:

B y L = dimensiones del área donde se colocan los pilotes.

w = sobrecarga impuesta en la superficie por la estructura (615 ton/52 m² = 12.4 ton/m²).

σ_z = esfuerzo a la profundidad $z = 6.5$ m.

$$\Delta p = \sigma_z = \frac{12.4 \times 4 \times 13}{(4 + 2 \times 6.5 \times 0.576)(13 + 2 \times 6.5 \times 0.576)}$$

$$= 2.73 \text{ ton/m}^2.$$

$$\Delta H = m_v \Delta p H.$$

$$= 0.025 \times 2.73 \times 13.00 = 0.89 \text{ m.}$$

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.

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

B = ancho del pilote. (Sección cuadrada 30 × 30 cm).

$$N^q = \tan^2(45^\circ + \frac{33^\circ}{2}) = \tan^2 61.5^\circ = 3.4.$$

$$D = 4 \sqrt{3.4} \times 0.30 = 2.2 \text{ m.}$$

∴ Los pilotes deberán quedar desplantados a 32 m. El cálculo de γD_f ha de tomar en cuenta al N.A.F:

$$\gamma D_f = 1.5 \times 3 + 0.5 \times 27 + 2.00 \times 0.7 = 19.4 \text{ ton/m}^2.$$

$$q_u = 5 \times 600 + 19.4 \times 100 = 4,940 \text{ ton/m}^2.$$

La capacidad última del pilote será: 444.6 ton.
Considerando $F_s = 3$.

$$Q_{ad} = \frac{444.6}{3} = 148 \text{ ton.}$$

El número de pilotes será:

$$\bar{n} = \frac{645}{148} = 5 \text{ pilotes en el apoyo central.}$$

Se repetirá el cálculo utilizando la teoría de Terzaghi. (Coeficientes N'):

$$q_c = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (8-2)$$

$$q_c = 5 \times 50 + 19.4 \times 50 + 0.35 \times 0.30 \times 50,$$

$$\therefore q_c = 250 + 582 + 3.15 = 835 \text{ ton/m}^2.$$

Resulta: $Q_c = 835 \times 0.09 = 75 \text{ ton/pilote (a la falla)}$.

La diferencia entre los resultados de Terzaghi y Meyerhof es notable.

NOTA: El presente problema es una cortesía del Ing. J. A. Mendoza Márquez.

REFERENCIAS

- Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Tomo II, Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Caps. VII y IX. Ediciones de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México, D. F., 1967.
- Wu, T. H. *Soil Mechanics*. Cap. 8. Allyn and Bacon Inc, 1966.
- Vicic, A. S. *Análisis de la capacidad de carga de cimentaciones superficiales*. Revista Ingeniería, Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México, D. F., 1973.
- De Mello, V. F. B. *Foundations of Buildings in Clay*. Resumen sobre el estado del Arte. VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones México, D. F., 1969.
- Moorhouse, D. C. *Shallow Foundations*. State of Art Paper, Proc. of the Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures. Purdue University, Lafayette, Indiana, 1972.
- Terzaghi, K. *Theoretical Soil Mechanics*. Cap. VIII. John Wiley and Sons, 1946.
- Peck, R. B., Hanson, W. E. y Thornburn, T. H. *Foundation Engineering*. John Wiley and Sons, 1957.
- Meyerhof, G. G. *The Ultimate Bearing Capacity of Foundations*. Geotechnique, Vol. II, Diciembre, 1951.
- Meyerhof, G. G. *Recherches sur la force portante des pieux*. Suppléments des Annaux du Institute du Batiment et Travaux Publics, Paris, marzo-abril, 1953.
- Meyerhof, G. G. *Influence of Roughness of Base and Groundwater Conditions on the Ultimate Bearing Capacity of Foundations*. Geotechnique, Vol. V, 1955.
- Meyerhof, G. G. *Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 1, Nº 1, 1963.
- Skempton, A. W. *The Bearing Capacity of Clays*. Building Research Congress. The Institution of Civil Engineers Div. 1, Londres, 1951.
- Hansen, B. *A General Formula for Bearing Capacity*. The Danish Geotechnical Institute. Technical Bulletin Nº 11, 1961.
- Hansen, B. *Note Concerning Geotechnical Institute Bulletin Nº 1*. The Danish Geotechnical Institute. Technical Bulletin Nº 21, 1966.
- Hansen, B. *A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity*. The Danish Geotechnical Institute. Technical Bulletin Nº 28, 1968.
- Sowers, C. B. y Sowers, C. F. *Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones* (Trad: José Menéndez, I. C.). Cap. 9. Ed. Limusa Wiley, México, D. F., 1970.
- Rezanantzev, V. G., Khristoforov, V. S. y Golubkov, V. V. *Load Bearing Capacity and Deformation of Pile Foundations*. Memorias del V Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Vol. II, París, 1961.
- Balla, A. *Bearing Capacity of Foundations*. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. SM5-89, Octubre, 1962.
- Bowles, J. E. *Foundation Analysis and Design*. Cap. 2. The McGraw Hill Book Co. 1968.
- Feda, J. *Discussion of Balla's Bearing Capacity of Foundations*. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. SM5-89, Mayo, 1963.
- Reddy, A. S. y Srinivasan, R. J. *Bearing Capacity of Footings on Layered Clays*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 93, Nº SM2, Marzo, 1967.
- Davis, E. H. y Christian, J. T. *Bearing Capacity of Anisotropic Cohesive Soils*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97, Nº SM5, Mayo, 1971.
- Meyerhof, G. G. y Brown, J. D. *Experimental Study of Bearing Capacity in Layered Clays*. Memoria del VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Vol. II, México, D. F., 1969.
- Milovic, D. M. *Comparison between the Calculated and Experimental Values of the Ultimate Bearing Capacity*. Memoria del VI Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Vol. II, Montreal, Canadá, 1965.
- Meyerhof, G. G. *The Bearing Capacity of Foundations under Eccentric and Inclined Loads*. Memoria del III Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Vol. I, Zurich, 1955.
- Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Tomo II, Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Capítulo VIII. Ediciones de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México, D. F., 1967.
- Meyerhof, G. G. *The Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Slopes*. Memorias del IV Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Vol. I, Londres, 1957.
- Terzaghi, K. y Peck, R. B. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley and Sons, Inc. 1948. Puede verse la excelente traducción de O. Moretto, Edit. Atenea.
- Olson, R. E. y Flate, K. S. *Pile Driving Formulas for Friction Piles in Sand*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 93, SM 6, 1967.
- Terzaghi, K. *Discussion of "Pile Driving Formulas Progress Report of the Committee on the Bearing Value of Pile Foundations"*. Proc. ASCE, Vol. 68, Nº 2, 1942.
- Kozul, A. *Bearing Capacity of Piles and Pile Groups*. Memoria del IV Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Vol. II, Londres, 1957.
- Kishida, H. y Meyerhof, G. G. *Bearing Capacity of Pile Groups under Eccentric Loads in Sand*. Memorias del VI Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Vol. II, Montreal, 1965.
- Saffery, M. y Tate, A. P. K. *Model Test on Pile Groups in a Clay Soil with Particular Reference to the Behavior on the Group when it is Loaded Eccentrically*. Memoria

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

DIVISION DE EDUCACION
CONTINUA

DIRECCION GENERAL DE
CAMINOS RURALES, SAHOP

"RELACION ENTRE LA MECANICA DE SUELOS Y LA INGENIERIA CIVIL".

Ing. Jorge Flores Núñez.

Nov-Dic. 1981.

I N T R O D U C C I O N

En toda rama de la ingeniería es motivo de -- preocupación para el ingeniero proyectista, verificar que -- la teoría aplicada en sus proyectos esté acorde con la realidad. La construcción de grandes obras de ingeniería como son las presas, los caminos, terraplenes, cimentaciones, -- etc. constituye uno de esos motivos de preocupación, ya que se involucran una serie de hipótesis y experiencias cuyo -- campo de aplicación es necesario comprobar. Por citar un ca so, al construir una cortina de tierra y enrocamiento se su pone, al realizar los análisis de estabilidad a largo plazo, que es aplicable la teoría de flujo bidimensional y en conse cuencia la existencia de una red de flujo que producirá sub presiones y fuerzas de filtración, que a su vez originarían la necesidad de construir filtros y cortinas con secciones -- de taludes más tendidos que obviamente encarecerían la obra; surge entonces la pregunta ¿cómo podemos cuantificar en el -- prototipo las fuerzas de filtración y subpresión? y además -- ¿ocurren como se supusieron en el diseño?

Otra duda se presenta cuando son calculadas -- las deformaciones que pueden ocurrir en los distintos materiales que integran una cortina de materiales graduados por ejemplo, que el prototipo de acuerdo con lo establecido, no puede admitir a causa de los tipos de materiales que se tienen disponibles para la construcción, Lo anterior es también motivo de inquietud al proyectista, por lo que es conveniente en el prototipo valorar dichas deformaciones. A las anteriores dudas pueden agregarse muchas más que se presentan durante los estudios, el diseño y la construcción de -- las estructuras térreas.

Muchas de las fallas ocurridas en terraplenes o presas de tierra, se han debido al desconocimiento del -- comportamiento real de los suelos que los constituyen, es -- por ello que en los últimos diseños de estructuras térreas se han incluido los proyectos de instrumentación que permitan conocer lo que ocurre en ellas, utilizando para ello -- desde los simples testigos superficiales para cuantificar -- los movimientos verticales y horizontales que experimenta -- la estructura hasta instrumentos más elaborados, como incli -- nómetros, piezómetros (de varios tipos) celdas de presión, extensómetros (de varios tipos), testigos hidráulicos, tes -- tigos profundos de asentamiento y acelerógrafos, que permitan la medición de deformaciones, presiones de poro, esfuer -- zos totales y aceleraciones en zonas sísmicas.

Se le considera a la instrumentación como uno de los medios por el cual se puede conocer el comporta -- miento real de las estructuras.

El principal propósito de la instrumentación -- en las estructuras térreas es observar el comportamiento de ellas durante su construcción y posterior funcionamiento, -- con objeto de estar en condiciones de detectar a tiempo cual

quier irregularidad que se presente y pueda afectar en alguna forma su estabilidad. Esta única razón bien justifica el esfuerzo y la inversión que representa la instalación de una instrumentación.

OBJETIVOS DE LA INSTRUMENTACION

Las estructuras térrreas, se instrumentan primordialmente para detectar problemas específicos que se sospecha puedan ocurrir dados las características de la cimentación, de las laderas del sitio y de los materiales que constituyen la estructura, y conocer así su comportamiento durante el proceso constructivo, funcionamiento y posteriormente en su operación, teniendo como objetivos principales los siguientes:

- a) Conocer el comportamiento de la cimentación y de los materiales que integran la estructura.
- b) Observar el flujo de agua que ocurra a través de la estructura y su cimentación.
- c) Medir esfuerzos y deformaciones durante y después de la construcción.
- d) Tratándose de una presa, estar en condiciones de controlar la rapidez de colocación del material impermeable.
- e) Observar el comportamiento de los taludes, en el caso de ^{una}excavación, al cambiar sus condiciones de contenido de agua.
- f) Obtener información para verificar el criterio de diseño y en caso necesario hacer las modificaciones pertinentes, así como retroalimentación de datos al proyectista para futuras obras
- g) Observar la magnitud e importancia de los movimientos registrados durante el primer llenado de una presa y definir así el criterio de su operación.

- h) Obtención de datos para determinar si el comportamiento de la estructura se ajusta al esperado
- i) Obtención de datos para verificar si los esfuerzos y deformaciones medidas en campo corresponden a los determinados por métodos teóricos.

PLANEACION DE LA INSTRUMENTACION

Para estudiar cualquiera de los problemas mencionados anteriormente, se requiere hacer un planteamiento racional de la instrumentación, cuya elaboración se basa en la información del proyecto de la obra, consistente en:

- 1.- Levantamiento topográfico de la zona.
- 2.- Geología del sitio.
- 3.- Propiedades índice y mecánicas de la cimentación y de los materiales disponibles para la construcción de la estructura.
- 4.- Sismicidad de la zona.
- 5.- Programa de tratamiento de la cimentación y las laderas, para el caso de una presa.
- 6.- Hipótesis de diseño empleados en el proyecto de la estructura.

Teniendo definido el proyecto de la obra, se analizan cuidadosamente cada una de las hipótesis establecidas en el diseño y se determina la conveniencia de verificarlas en el prototipo, mediante la observación del comportamiento de sus estructuras.

Para lograr lo anterior y con objeto de tener seguridad en el comportamiento de la obra, será necesario instrumentar convenientemente sus estructuras, para lo cual se procede al diseño, fabricación, calibración e instalación de los instrumentos que nos garanticen un buen sistema de medición, cuidando siempre que el costo de la instrumentación sea compatible con la información que se pretende y --

con la inversión total de la obra.

En la instrumentación de una estructura, se consideran las siguientes etapas:

- 1.- Proyecto de la instrumentación
- 2.- Selección del equipo por instalar
- 3.- Diseño y fabricación de los instrumentos
- 4.- Calibración
- 5.- Instalación
- 6.- Toma de lecturas
- 7.- Procesamiento de datos
- 8.- Interpretación de resultados

PROYECTO DE LA INSTRUMENTACION

Se realiza en base a la información general de la obra, recabando todos los datos necesarios y elaborando los planos de proyecto, así como sus especificaciones técnicas de instalación. Cuando se requiera, será conveniente también elaborar planos de detalle de algún aparato proyectado o de accesorios que sean necesarios para las instalaciones.

El proyecto debe contemplar un sistema completo de instrumentos aptos para cubrir las necesidades o sospechas que se tengan de observar posibles deficiencias de trabajo de algún material o zona que integre la obra, además de verificar, como se dijo antes, las hipótesis de diseño/^{que} fueron establecidas durante su estudio.

Un punto muy importante durante la elaboración del proyecto de instrumentación, lo constituye el ingeniero responsable del proyecto, ya que debe ser un ingeniero civil experimentado o un ingeniero consultor en geotecnia, quien no deberá estar ajeno al programa de construcción de la presa y a los procedimientos de instalación de los aparatos.

SELECCION DEL EQUIPO POR~INSTALAR

Esta actividad deberá desarrollarla el ingeniero -- proyectista de la instrumentación, en función de las condiciones en que se encuentre la obra de la cual se requiera -- conocer su comportamiento, y de los instrumentos disponi--- bles en el mercado, independientemente de los nuevos dise-- ños que pueda realizar para la solución de un problema espe cífico.

Es imperativo seleccionar los equipos más adecuados para medir las deformaciones, los esfuerzos, las presiones de agua, etc.

DISEÑO Y FABRICACION DE LOS INSTRUMENTOS

Para esperar un buen diseño de la instrumentación, que redundará en beneficio de la seguridad de la obra, es -- determinante que su diseño se lleve a cabo por personal de-- bidamente capacitado en los problemas inherentes a la cons-- trucción de cortinas de tierra y enrocamiento u otra estructura.

Para esto es importante tomar en cuenta las condi-- ciones a las que van a estar sujetos los instrumentos, ta-- les como presiones del terreno, presencia de agua, vida --- Útil, etc., así como el grado de aproximación que se desea lograr en las mediciones.

En el diseño de una instrumentación debe tenerse es pecial cuidado de usar aparatos que tengan la duración útil que se requiere para las observaciones durante y después de la construcción, así como que los aparatos sean de fabrica-- ción y operación sencilla, de preferencia robustos en su -- apariencia, con un sistema adecuado de empaque que proteja contra la humedad a los aparatos eléctricos.

Otro aspecto importante que se debe cubrir en los -- instrumentos seleccionados, es el que alteren lo menos posi

ble las condiciones "in situ" del material en que quedan -- alojados, evitando por ejemplo efectos de "arqueo" en la -- instalación de celdas de presión.

CALIBRACION

Este aspecto es fundamental para el conocimiento a fondo del funcionamiento de los aparatos por instalar en -- una obra. Consiste esencialmente en ponerlo a funcionar en el taller o en el laboratorio y obtener una relación de parámetros que se traducen en una curva, la cual representa las variaciones, ya sean de deformabilidad, de presión, de esfuerzo, etc. y con ello estar en condiciones de aplicar -- las correcciones o factores correspondientes a los datos -- que se obtengan durante las lecturas.

INSTALACION

Constituye la parte más delicada de la instrumentación. Se requiere de personal capacitado con objeto de tener la seguridad de una buena instalación que cumpla con -- las especificaciones del diseño y de la instalación misma.

Dependiendo del cuidado y dedicación que se tenga -- en la colocación de los instrumentos, así serán los resultados que se obtengan cuando se realicen las lecturas, por -- tal motivo es conveniente ir verificando el funcionamiento de los instrumentos conforme avanza la construcción de la -- presa, para garantizar así el funcionamiento adecuado de -- los aparatos una vez que se termine la obra.

Durante la instalación de los instrumentos se deberán tener los siguientes cuidados:

- 1.- Que el instrumento no se dañe al ser colocado.
- 2.- Que las condiciones del material en que queda -- alojado, sean representativas de lo que se de-- sea medir, es decir, que la inclusión de un cuer

po extraño en la obra o en su cimentación - (instrumento de medición) no altere las condiciones "in situ" en la masa en que se aloja el aparato.

- 3.- Que presente el mínimo de interferencias con la construcción, para evitar atrasos en la obra.
- 4.- Que se tenga un plan adecuado de protección en todos los aparatos instalados así como de todas las líneas de solida que van desde el instrumento al toblero de medición. Cuando el programa de construcción permita turnos nocturnos, las precauciones deberán extremarse.

De los cuatro puntos mencionados, sin duda el más difícil de lograr es el segundo.

Se hace hincapié en que el ingeniero responsable de la instalación deberá estar en continua comunicación, -- tanto con el personal de diseño de la obra como con los -- constructores de la misma.

TOMA DE LECTURAS

Este aspecto se inicia inmediatamente después de -- efectuar la instalación del aparato, con objeto de verifi-- car su funcionamiento y de establecer la posición real que guardó dicho aparato. Secuencia que se continúa durante toda la etapa de construcción.

Una vez terminada la obra, se deberá tener especial cuidado en obtener la lectura inicial en cada uno de los -- aparatos, la cual servirá de referencia para la comparación con las lecturas posteriores. Asimismo, es conveniente que las lecturas se hagan con la frecuencia apropiada, elaborán-- dose para ello programas para cada tipo de aparatos. Dicha frecuencia se podrá modificar de acuerdo a los resultados -- que se vayan obteniendo.

Un problema al respecto de las lecturas de instrumentos, se presenta al decidir cuando deben suspenderse -- las lecturas. Es recomendable que en obras que contengan -- una instrumentación considerable deba continuarse con la -- toma de lecturas durante la vida útil de la obra.

La lectura de los instrumentos requiere de personal experimentado para lograr mediciones confiables, así -- como los aparatos de medición en buen estado, (pilas car-- gadas, sondas bien marcadas, tránsito rectificado, etc.)

PROCESAMIENTO DE DATOS

La evaluación de los datos recabados en los dife-- rentes instrumentos, debe realizarse de inmediato en forma metódica y procesarse gráficamente para facilitar su inter-- pretación; esto además permitirá localizar los posibles -- errores.

En el anexo se incluye el cálculo y gráfica de --- tres lecturas ejecutadas, conforme avanzaba la construc--- ción, en un inclinómetro colocado en el núcleo impermeable de la cortina de una presa.

El procesamiento oportuno de los datos, -permite - su mejor empleo durante la construcción y operación de las obras.

INTERPRETACION DE RESULTADOS

La interpretación de los resultados de la instru-- mentación tiene como finalidades principales:

- a) Conocer el estado de las deformaciones y es--- fuerzos que ocurran en el cuerpo de la obra y su cimentación.

- b) Valorar las subpresiones.
- c) Estimar la evolución del flujo de agua a través de la obra , cimentación y apoyos.

A manera de conclusión, la interpretación de los resultados sirve para analizar en conjunto la información obtenida en las obras, para con ello verificar o modificar los criterios de diseño de las mismas, así como retroalimentar de datos a los proyectistas para futuras obras.

CÁLCULO DE INCLINOMETROS

Lectura según eje RI0 Fecha Junio 1939 Operador Hajn A. de Z.

PUNTO No	Lectura A (1)	Lectura B (2)	Suma A+B (3)=(1)+(2)	Diferencia P. L. Cte.		Dif. esp. actual (6)=5-(5)	Azimut en P. L. Cte.	
				A-B (4)=(1)-(2)	(A-E)×C (5) (7)×C		inicial (7)	final (8)=(3)-(7)
1	a	539	522	1061	17	0.24	0.52	
	b	537	531	1068	6	0.08		
	c	532	534	1066	1	0.01		
2	a	533	526	1059	2	0.03	0.28	
	b	526	525	1051	-1	-0.01		
	c	527	533	1060	-3	-0.07		
3	a	540	526	1066	4	0.06	0.31	
	b	539	526	1065	3	0.04		
	c	528	528	1056	2	0.03		
4	a	533	529	1062	-6	-0.09	0.31	
	b	525	539	1064	-4	-0.06		
	c	522	542	1064	-10	-0.16		
5	a	526	539	1065	-3	-0.04	0.41	
	b	539	529	1068	2	0.03		
	c	537	539	1076	-7	-0.03		
6	a	541	543	1084	-2	-0.03	0.53	
	b	541	538	1079	3	0.04		
	c	540	541	1081	1	-0.01		
7	a	541	524	1065	4	0.10	0.53	
	b	541	528	1069	3	0.04		
	c	541	528	1069	3	0.04		
8	a	539	527	1066	2	0.03	0.53	
	b	540	528	1068	2	0.03		
	c	533	536	1069	1	0.01		
9	a	544	526	1070	11	0.15	0.28	
	b	548	524	1072	14	0.20		
	c	547	534	1081	13	0.18		
10	a	536	544	1080	-8	-0.11	-0.25	
	b	534	545	1079	-9	-0.13		
	c	535	543	1078	-8	-0.11		

*C = constante del aparato = 2.01

Lectura "A" con medio filar hacia el punto de mira o hacia atrás
Lectura "B" con medio filar hacia el punto de mira o hacia atrás

CALCULO DE INCLINOMETROS

Lectura según eje R161 Fecha Junio 1979 Operador Hoja 2 de 2

PUNTO No	Lecturas			Diferencia de la Cte.		Desplazamiento actual	Desplazamiento inicial	Desplazamiento calculado
	A	B	A+B	A-B	(A-B) x C			
	(1)	(2)	(3) = (1)+(2)	(4) = (1)-(2)	(5) = (4) x C	(6) = Σ(5)	(7)	(8) = (6) - (7)
11	a	542	539	1081	3	0.04	0.10	0.10
	b	540	539	1079	1	0.01		
	c	539	536	1075	3	-0.04		
12	a	540	539	1079	1	0.01	0	0
	b	538	538	1076	0	0		
	c	538	539	1077	-1	-0.01		
13	a	524	527	1051	-3	-0.04	0	0
	b	548	523	1071	15	0.21		
	c	545	523	1068	12	0.17		
14	a	543	535	1078	8	0.11	-0.35	+1.02
	b	543	527	1070	6	0.09		
	c	543	527	1070	6	0.09		
15	a	545	549	1094	7	0.10	-0.62	+0.32
	b	549	539	1088	10	0.14		
	c	545	540	1085	5	0.07		
16	a	538	545	1083	-7	-0.10	-0.12	+0.25
	b	540	543	1083	-3	-0.04		
	c	542	540	1082	2	0.03		
17	a	541	543	1084	-2	-0.03	-0.31	-0.07
	b	541	543	1084	-2	-0.03		
	c	537	542	1079	-5	-0.07		
18	a	542	546	1088	-14	-0.20	-0.61	-0.27
	b	528	546	1074	-18	-0.25		
	c	527	547	1074	-17	-0.24		
19	a	530	546	1076	-16	-0.22		
	b							
	c							
	a							
	b							
	c							

*C = constante del aparato = 0.0140

Lectura 'A' con alfileres fijados inclinados. Dirección de lectura según alfileres.
Lectura 'B' con alfileres fijados inclinados. Dirección de lectura según alfileres.

CALCULO DE INCLINOMETROS

Lectura según eje R10 Fecha Ago. 1979 Operador Hoja 1 de 3

PUNTO No	Lectura A	Lectura B	Suma A+B	Diferencia por la Cte.		Desplazamiento actual $\Sigma(A-B) \times C$	Desplazamiento inicial	Desplazamiento absoluto $(8) = (6) - (7)$
				$A-B$	$(A-B) \times C$			
				(1)-(2)	(4)-(5) $\times C$			
(1)	(2)	(3) = (1)+(2)	(4) = (1)-(2)	(5) = (4) $\times C$	(6) = Σ (5)	(7)	(8) = (6) - (7)	
1	a	534	551	1085	-17	-0.24	-1.51	
	b	531	551	1082	-20	-0.28		
	c	534	549	1083	-16	-0.22		
2	a	548	536	1084	12	0.14	-0.77	
	b	547	539	1086	8	0.11		
	c	547	541	1088	6	0.08		
3	a	534	545	1079	-7	-0.10	-1.13	
	b	539	543	1082	-4	-0.05		
	c	537	545	1082	-8	-0.11		
4	a	534	549	1083	-10	-0.14	-0.86	
	b	539	554	1093	-15	-0.21		
	c	542	551	1093	-9	-0.13		
5	a	538	543	1081	-5	-0.07	-0.38	
	b	538	545	1083	-7	-0.10		
	c	539	546	1085	-7	-0.10		
6	a	550	534	1084	13	+0.18	-0.11	2.00
	b	554	534	1088	17	+0.24		-2.11
	c	556	531	1087	25	+0.35		
7	a	535	546	1081	-11	-0.15	-0.87	1.67
	b	533	552	1085	-17	-0.24		-2.55
	c	537	551	1088	-13	-0.18		
8	a	535	551	1086	-15	-0.21	-0.28	1.72
	b	540	546	1086	0	0		-2.01
	c	545	541	1086	4	0.06		
9	a	552	533	1085	19	0.27	-0.12	1.57
	b	555	533	1088	22	0.31		-1.72
	c	536	548	1084	-38	-0.52		
10	a	544	541	1085	3	0.04	-0.33	1.87
	b	545	542	1087	3	0.04		2.20
	c	538	548	1086	-10	-0.14		

*C = constante del aparato = 0.0140
 Lectura "A" con retículo fijas hacia margen superior o hacia aguas arriba
 Lectura "B" con retículo fijas hacia margen inferior o hacia aguas abajo

CALCULO DE INCLINOMETROS

Lecturas según eje P10 - Fecha Ag. 1939 Operador Hoja 2 de 3.

PUNTO No	PUNTO	Lectura			Diferencia Por la Glz.		Desplazamiento		
		A	B	Suma A+B	A-B	(A-B) x C	actual	inicial	absoluto
		(1)	(2)	(3) = (1) + (2)	(4) = (1) - (2)	(5) = (4) x C	(6) = $\Sigma(4 \times 5)$	(7)	(8) = (6) - (7)
11	a	550	536	1086	16	0.32	-0.55	1.91	-2.46
	b	551	534	1085	17	0.34			
	c	549	539	1088	10	0.20			
12	a	544	532	1076	2	0.03	-1.15	1.91	-3.06
	b	544	546	1090	-2	-0.03			
	c	548	540	1088	8	0.16			
13	a	543	542	1085	1	0.01	-1.26	1.93	-2.99
	b	541	546	1087	-5	-0.07			
	c	539	549	1088	-10	-0.20			
14	a	539	549	1088	-10	-0.20	-1.02	1.66	-3.72
	b	533	553	1086	-20	-0.40			
	c	537	551	1088	-14	-0.28			
15	a	551	536	1087	15	0.30	-0.51	1.13	-1.64
	b	555	539	1094	16	0.32			
	c	556	523	1079	3	0.06			
16	a	534	549	1083	-15	-0.30	-0.98	1.18	-2.16
	b	530	553	1083	-23	-0.46			
	c	530	550	1083	-23	-0.46			
17	a	531	544	1075	-8	-0.16	-0.13	1.39	-1.52
	b	542	544	1086	-5	-0.10			
	c	534	553	1087	-17	-0.34			
18	a	550	541	1091	9	0.18	+0.32	1.39	-1.07
	b	551	540	1091	11	0.22			
	c	545	540	1085	5	0.10			
19	a	540	548	1088	-8	-0.16	-0.03	1.05	-1.08
	b	538	551	1089	-13	-0.26			
	c	538	550	1088	-12	-0.24			
20	a	539	545	1084	-6	-0.12	+0.43	0.48	-0.35
	b	538	546	1084	-8	-0.16			
	c	541	544	1085	-3	-0.06			

*C = constante del aparato = 0.0140
 Lectura 'A' con nivel fijo hacia arriba o hacia abajo
 Lectura 'B' con nivel fijo hacia arriba o hacia abajo

CALCULO DE INCLINOMETROS

Lectura según eje RI Fecha Ag. 1979 Operador Hoja 3 de 3

PUNTO	Lectura	Lectura	Suma	Diferencia por la Cte.		Desplazamientos			
				A-B	$(A-B) \times C$	actual	inicial	absoluto	
									(1)
21	a	549	534	1083	15	0.21	+0.66	+0.25	+0.41
	b	548	539	1087	9	0.13			
	c	545	540	1085	5	0.07			
22	a	552	536	1088	16	0.22	+0.25	-0.07	+0.32
	b	551	538	1089	13	0.18			
	c	550	537	1087	12	0.17			
23	a	534	552	1086	-18	-0.25	-0.22	-0.27	-0.55
	b	534	550	1084	-16	-0.22			
	c	530	555	1085	-25	-0.35			
24	a	537	551	1088					
	b								
	c								
	a								
	b								
	c								
	a								
	b								
	c								
	a								
	b								
	c								
	a								
	b								
	c								
	a								
	b								
	c								

*C = constante del aparato = 0.0140
 Lectura "A" con veda fija hacia margen superior o hacia aguas arriba
 Lectura "B" con veda fija hacia margen inferior o hacia aguas abajo

CALCULO DE INCLINOMETROS

lectura según eje VERTICAL Fecha Junio 1977 Operador: _____ Hoja 1 de 2

PUNTO	Lectura		Suma	Diferencia de la Cte.		Desplazamiento	Inicial	absoluto
	A	B	A+B	A-B	(A-B) x C	$\Sigma(A-B) \times C$		
	(1)	(2)	(3) = (1)+(2)	(4) = (1)-(2)	(5) = (4) x C	(6) = $\Sigma(5)$	(7)	(8) = (6) - (7)
1	a	528	512	1040	-14	-0.20	0.15	
	b	529	527	1056	2	0.03		
	c	511	527	1038	4	0.06		
2	a	545	525	1070	10	0.14	0.27	
	b	544	525	1069	14	0.20		
	c	549	525	1074	10	0.14		
3	a	545	527	1072	2	0.11	-0.21	
	b	543	510	1053	3	0.04		
	c	543	514	1057	4	0.06		
4	a	531	514	1045	-13	-0.25	0.42	
	b	531	550	1081	-17	-0.27		
	c	528	527	1055	-27	-0.38		
5	a	541	524	1065	-3	-0.04	0.48	
	b	544	541	1085	3	0.04		
	c	547	537	1084	10	0.14		
6	a	536	515	1051	-9	-0.13	0.34	
	b	524	514	1038	-13	-0.18		
	c	524	511	1035	-9	-0.13		
7	a	530	512	1042	-12	-0.17	0.76	
	b	532	528	1060	-6	-0.08		
	c	532	511	1043	-9	-0.13		
8	a	543	512	1055	1	0.01	1.13	
	b	543	527	1070	6	0.08		
	c	514	537	1051	7	0.10		
9	a	546	521	1067	12	0.17	0.94	
	b	547	522	1069	15	0.21		
	c	545	533	1078	12	0.17		
10	a	532	518	1050	-16	-0.22	0.34	
	b	534	543	1077	-9	-0.13		
	c	532	547	1079	-15	-0.21		

*C = constante del operato = 0.0140

Lectura "A" con nivel, elija la lectura menor de las 3 o la que agreste del nivel
Lectura "B" con nivel, elija la lectura mayor de las 3 o la que agreste del nivel

CALCULO DE INCLINOMETROS

Lectura según eje VERTICAL - Fecha Jun 1959 Operado Hoja 5 de 22

PUNTO No	PUNTO	Lectura		Suma	Diferencia	B. I. G.	Desplazamiento		
		A	B	A+B	A-B	(A-B)/C	Σ(A-B)/C	inicial	absoluto
		(1)	(2)	(3)=(1)+(2)	(4)=(1)-(2)	(5)=(4)/C	(6)=Σ(5)	(7)	(8)=(7)-(9)
11	a	535	531	1066	4	0.24	0.25		
	b	542	536	1078	6	0.27			
	c	547	530	1077	17	0.29			
12	a	543	537	1080	6	0.08	0.13		
	b	542	537	1079	5	0.07			
	c	544	534	1078	7	0.10			
13	a	534	545	1079	-11	-0.15	-0.03		
	b	531	547	1078	-16	-0.22			
	c	526	548	1074	-22	-0.29			
14	a	513	527	1040	14	0.08	0.41	1.33	-1.13
	b	511	520	1031	9	0.05			
	c	541	526	1067	15	0.07			
15	a	543	526	1069	17	0.10	0.21	1.33	-1.33
	b	549	526	1075	23	0.11			
	c	540	540	1080	0	0			
16	a	534	517	1051	17	0.11	0	1.18	-1.18
	b	526	513	1039	13	0.10			
	c	533	522	1055	11	0.08			
17	a	532	544	1076	-12	-0.17	0.36	1.30	-0.44
	b	522	549	1071	27	0.15			
	c	532	543	1075	-11	-0.15			
18	a	545	528	1073	17	0.24	0.84	1.03	-0.24
	b	544	528	1072	16	0.22			
	c	549	522	1071	27	0.20			
19	a	542	527	1069	15	0.21			
	b								
	c								
	a								
	b								
	c								

*C = constante del aparato = 0.250
 Lectura "A" con alfileres hacia arriba o derecha o hacia abajo según el eje
 Lectura "B" con alfileres hacia abajo o izquierda o hacia arriba según el eje

CALCULO DE INCLINOMETROS

lectura según eje vertical Fecha Ag. 1979 Operador _____ Hoja 1 de 3

TRAMO Nº	PUNTO	lectura	lectura	Suma	Diferencia de h. Cte.		despl. actual	az. inicial	± os absoluto
		A	B	A+B	A-B	(A-B) × C	Σ(A-B) × C		
		(1)	(2)	(3) = (1)+(2)	(4) = (1)-(2)	(5) = (4) × C	(6) = Σ(5)	(7)	(8) = (6) - (7)
1	a	553	520	1073	23	0.22	1.5		
	b	554	532	1086	22	0.21			
	c	552	528	1080	24	0.24			
2	a	549	535	1084	12	0.11	-2.47		
	b	548	539	1087	11	0.10			
	c	548	531	1079	9	0.13			
3	a	535	550	1085	-15	-0.21	-2.92		
	b	537	548	1085	-13	-0.18			
	c	540	545	1085	-5	-0.07			
4	a	543	538	1081	5	0.07	-2.46		
	b	546	539	1085	7	0.10			
	c	548	537	1085	11	0.10			
5	a	545	539	1084	6	0.08	-2.73		
	b	544	542	1086	2	0.06			
	c	544	534	1078	5	0.07			
6	a	540	544	1084	-4	-0.05	-2.96	1.64	-4.60
	b	541	543	1084	-2	-0.03			
	c	542	541	1083	1	0.01			
7	a	540	548	1088	-8	-0.11	-2.88	1.75	-4.63
	b	541	546	1087	-5	-0.07			
	c	543	542	1085	5	0.05			
8	a	539	541	1080	-20	-0.28	-2.74	1.27	-4.04
	b	532	549	1081	-17	-0.24			
	c	532	548	1080	-16	-0.22			
9	a	528	541	1069	-3	-0.04	-2.03	1.06	-3.09
	b	541	541	1082	0	0			
	c	542	538	1080	4	0.06			
10	a	540	542	1082	-2	-0.03	-2.05	1.96	-3.71
	b	540	547	1087	-7	-0.10			
	c	540	548	1088	-8	-0.11			

C = constante del aparato = 0.0140

lectura "A" con nivelas, fijas hacia mar o hacia el hacia aguas arriba
 lectura "B" con nivelas fijas hacia mar o hacia aguas abajo

CALCULO DE FACTIBILIDAD

Fecha: _____ Clase: _____ Hoja: _____

PUNTO	Letra A	Letra B	Suma	Diferencia	Letra B	Letra C	Letra D	Letra E	
	(1)	(2)	(3) = (1) + (2)	(4) = (1) - (2)	(5) = (1) * (2)	(6) = (1) / (2)	(7)	(8) = (3) * (4)	
11	a	512	512	1024	-10	-0.14	-1.81	1.82	-3.25
	b	504	550	1054	-12	-0.18			
	c	538	551	1089	-13	-0.18			
12	a	530	555	1085	-22	-0.21	-1.81	2.24	-3.55
	b	538	551	1089	-13	-0.18			
	c	530	551	1081	-12	-0.18			
13	a	521	541	1062	-9	-0.13	-0.64	2.62	-3.55
	b	521	541	1062	-4	-0.66			
	c	516	541	1057	0	0			
14	a	525	545	1070	-11	-0.13	-0.45	2.13	-3.81
	b	523	552	1075	-14	-0.27			
	c	525	549	1074	-14	-0.20			
15	a	551	535	1086	16	0.27	+0.17	1.81	-1.71
	b	551	521	1072	20	0.27			
	c	553	535	1088	18	0.27			
16	a	532	521	1053	-1	-0.01	-0.61	2.24	-3.55
	b	520	532	1052	+1	+0.01			
	c	534	542	1076	-3	-0.04			
17	a	540	510	1050	0	0	-0.37	1.65	-2.22
	b	543	510	1053	3	0.04			
	c	545	540	1085	5	0.07			
18	a	534	544	1078	-5	-0.07	-0.69	1.40	-2.06
	b	525	550	1075	-15	-0.21			
	c	520	545	1065	-4	-0.03			
19	a	534	542	1076	-4	-0.06	-0.51	1.83	-2.22
	b	529	549	1078	-5	-0.07			
	c	510	544	1054	-4	-0.06			
20	a	541	543	1084	-2	-0.03	0.12	1.54	-1.65
	b	539	541	1080	-5	-0.07			
	c	541	543	1084	-1	-0.01			

"C" = constante del aparato = 0.0140
 Letra "A" con el eje horizontal = 500000 (Eje de 100000)
 Letra "B" con el eje horizontal = 500000 (Eje de 100000)

CALCULO DE INCLINOMETROS

Lugar de observación CORTIJA Fecha Agosto 1979 Operador Hoja 3 de 3

TRAMO	Punto	Lectura		Suma		Diferencia		Desplazamiento	
		A	B	A+B	A-B	(A-B) x C	Σ(A-B) x C	inicial	al-cierre
№		(1)	(2)	(3)=(1)+(2)	(4)=(1)-(2)	(5)=(4) x C	(6)=Σ(5)	(7)	(8)=(6)-(7)
21	a	545	536	1081	9	1.3	0.59	1.18	-0.59
	b	542	539	1081	3	0.04			
	c	542	539	1081	3	0.04			
22	a	542	541	1083	1	0.01	0.38	1.30	-0.92
	b	544	541	1085	3	0.04			
	c	543	541	1084	2	0.03			
23	a	546	540	1086	6	0.08	0.30	1.08	-0.78
	b	544	539	1083	8	0.11			
	c	544	539	1083	8	0.11			
24	a	550	525	1075	15	—			
	b								
	c								
	a								
	b								
	c								
	a								
	b								
	c								
	a								
	b								
	c								
	a								
	b								
	c								

*C = constante del aparato = 0.0150

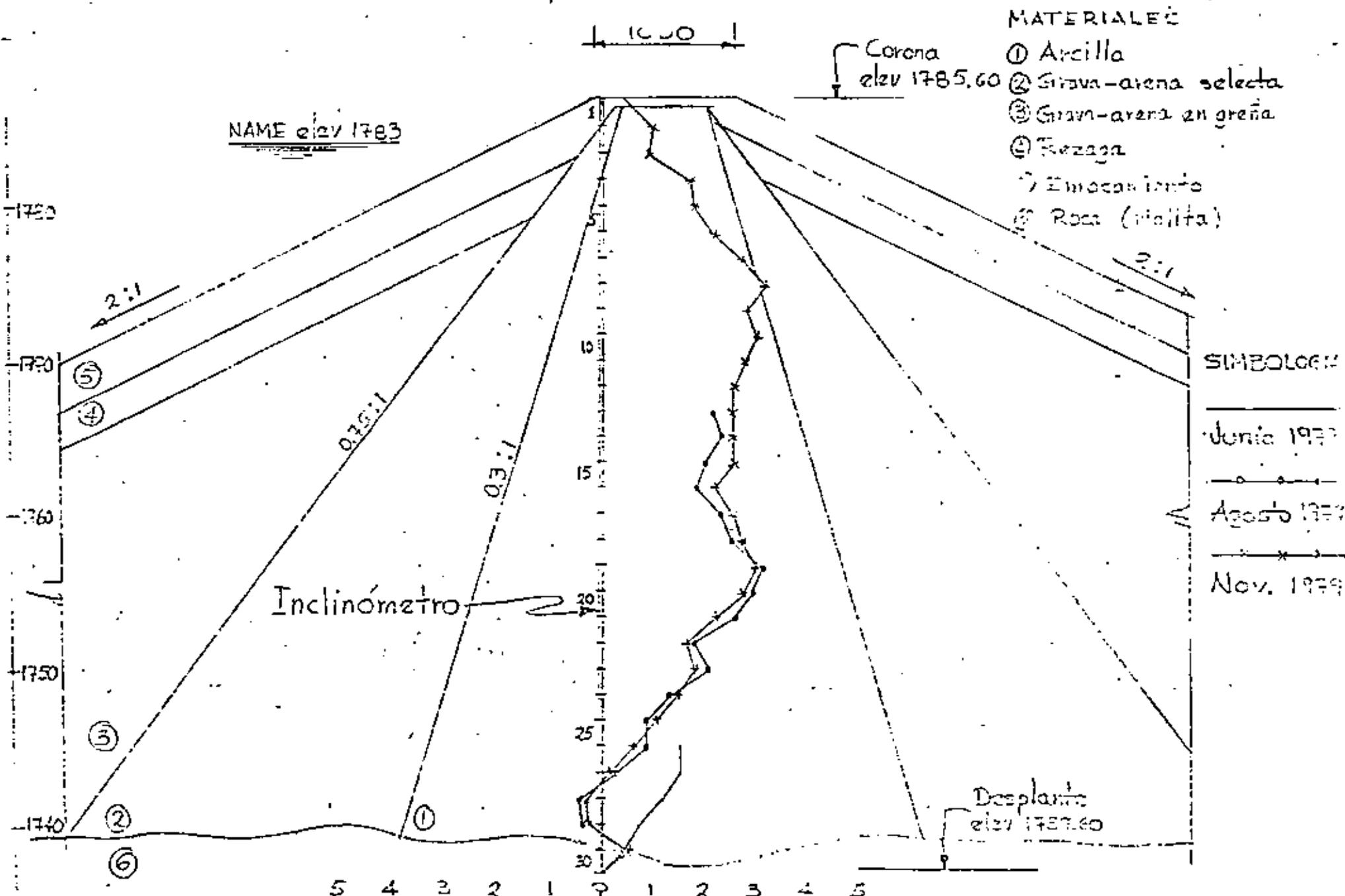
Lectura "A" en nivel y "B" en alfiler o lectura antes y después
 Lectura "b" en nivel y "c" en alfiler o lectura antes y después

Representación gráfica del comportamiento de un inclinómetro en el sentido paralelo al eje del río.

Etapa de construcción



elevaciones en metros



- MATERIALES
- ① Arcilla
 - ② Grava-arena selecta
 - ③ Grava-arena en greña
 - ④ Grava
 - ⑤ Emboqueo
 - ⑥ Roca (volcánica)

- SÍMBOLOS
- Junio 1977
 - Agosto 1977
 - x- Nov. 1977

NAME elev 1783

10.50

Corona elev 1785.60

1780

1770

1760

1750

1740

0
5
10
15
20
25
30

Inclinómetro

Desplante elev 1787.60

5 4 3 2 1 0 1 2 3 4 5

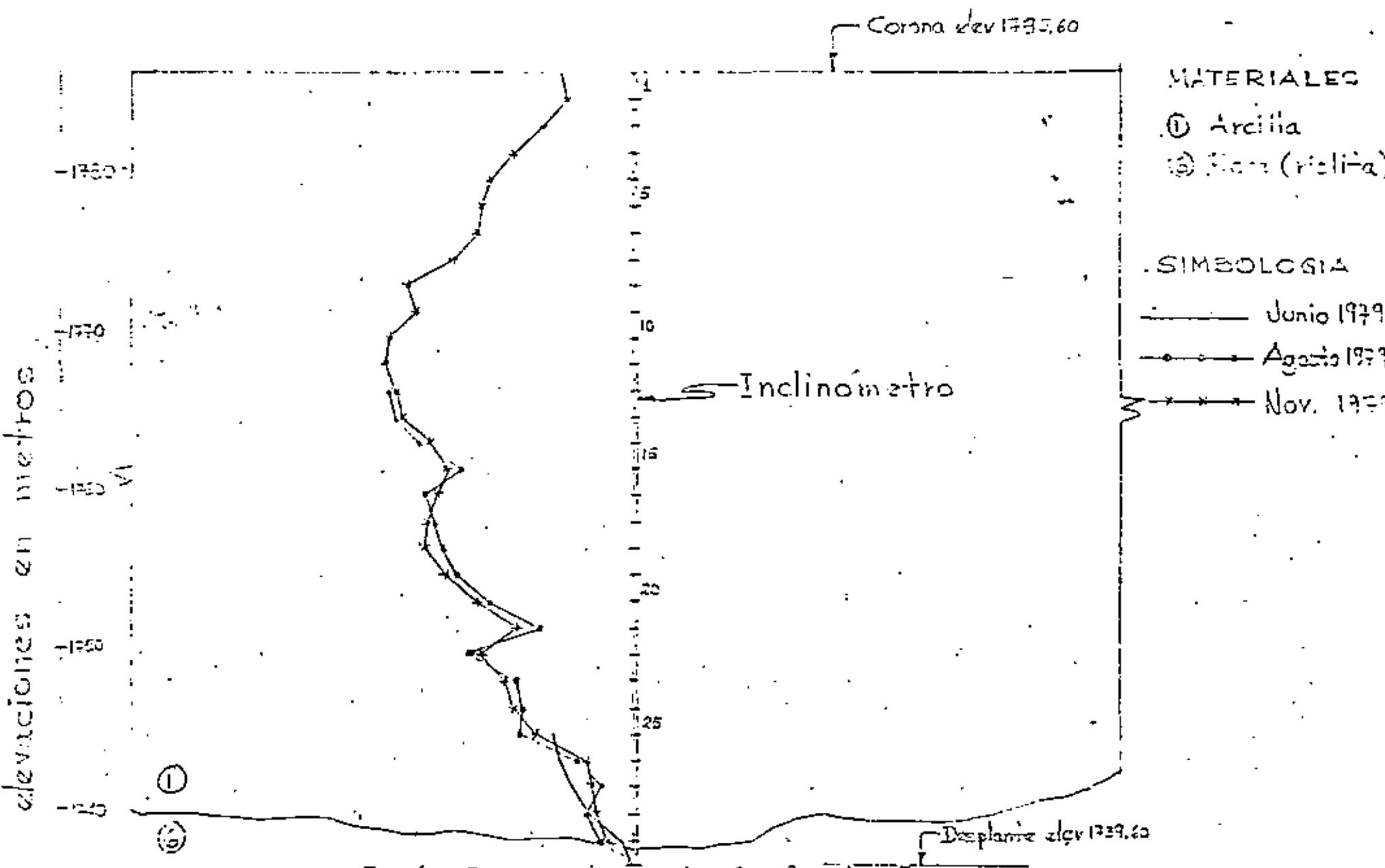
(+) hacia aguas arriba ← → hacia aguas abajo (-)

Desplazamientos horizontales en centímetros, según eje río

Representación gráfica del comportamiento de un inclinómetro en el sentido paralelo al eje de la cortina.

Etapa de construcción





elevaciones en metros

Corno elev 1735.60

MATERIALES
 (1) Arcilla
 (2) Silt (arcilla)

SIMBOLOGIA
 — Junio 1979
 ○ Agosto 1979
 × Nov. 1979

Inclinómetro

Desplante elev 1739.60

(-) hacia margen izquierda (+) hacia margen derecha

Desplazamientos horizontales en centímetros, según eje cortina



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

RELACION ENTRE LA MECANICA DE SUELOS Y LA
INGENIERIA CIVIL

INSTRUMENTACION DE CAMPO

ING. ISMAEL SANCHEZ MORA
ENERO, 1982

Instrumentación de campo

XIII-1 INTRODUCCION

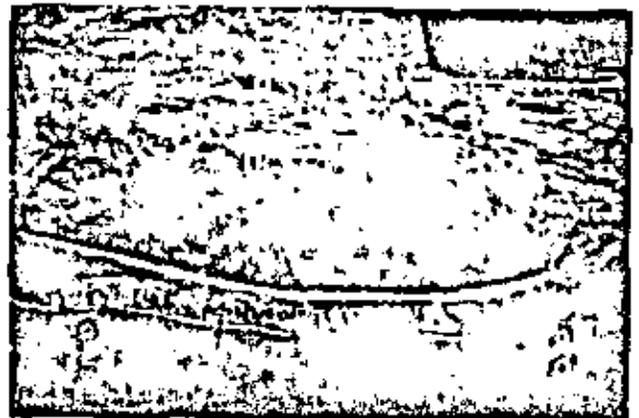
En el campo de la Mecánica de Suelos Aplicada son realmente escasos los problemas importantes en que el planteamiento y la resolución teóricos basten para obtener una solución tan satisfactoria, que deje al ingeniero libre de toda preocupación sobre el comportamiento posterior o sobre lo razonable y eficaz de sus presupuestos mentales; ello, a despecho de los innegables avances que la Mecánica de Suelos ha experimentado en las últimas décadas.

Se ha dicho (Ref. 1) que las diferencias entre la teoría y la realidad son más complejas en el ámbito de la Mecánica de Suelos Aplicada que en cualquier otra rama de la ingeniería civil. Esto es debido tanto a las complejidades del suelo como material de construcción, como al hecho de que con mucha frecuencia y aún en problemas importantes, el ingeniero ha de proceder con niveles de información por abajo del ideal conseguible, por razones de tiempo y de dinero. Estas dos circunstancias hacen que en los problemas de campo de la Mecánica de Suelos se trabaje efectivamente con grados de incertidumbre que suelen excluir toda posición de indiferencia o de excesiva tranquilidad en cuanto al comportamiento de las obras hechas o de las soluciones adoptadas en un caso particular dado.

Por todo ello, se ha desarrollado mucho en los últimos años la tendencia a observar el comportamiento de las obras, midiendo los aspectos que se consideran esenciales para definirlo a lo largo de la vida útil. Tales observaciones, cuando se realizan e interpretan bien, no sólo permiten establecer el comportamiento de una estructura y la evolución de sus condiciones de estabilidad o de servicio, sino que también permiten verificar toda la concepción de su proyecto, así como el cumplimiento, en el caso particular de que se trate, de las teorías de que se haya hecho uso en dicho proyecto; de esta manera, la observación de prototipos cumple un cometido que va más allá de obtener información sobre la estructura objeto de las

mediciones y se convierte en un poderoso medio para verificar el cumplimiento de las concepciones teóricas en la realidad de las obras. Esta verificación pocas veces está al alcance del ingeniero y su importancia no puede pasar inadvertida para todo el que no tenga de la ingeniería una visión rígida y dogmática; vale decir, para todo el que comprenda que las teorías y concepciones ingenieriles son, en el mejor de los casos, imperfectos intentos de explicar el comportamiento de la naturaleza, que siempre opera a una escala de complejidad que, hasta ahora, ha resultado superior a la capacidad de comprensión del talento humano.

Pero la potencia de las observaciones y mediciones de campo, seguidas de la correspondiente interpretación, se revela aun mayor de lo que han indicado los párrafos precedentes, si se considera la posibilidad de que surjan nuevas concepciones teóricas o nuevos métodos constructivos, al analizar la información que se haya adquirido. Desde este punto de vista, las observaciones de campo se convierten en un poderoso método de investigación experimental, capaz de abrir



Un testimonio dramático de la necesidad de la instrumentación de campo en las vías terrestres. Vista panorámica de una parte de la zona conflictiva que en su día mostró la carretera Tijuana-Ensenada.

nuevos horizontes y de contribuir al progreso de la Mecánica de Suelos.

En las vías terrestres se satisfacen plenamente los estados iniciales de incertidumbre que justifican la necesidad de realizar observación de campo sobre las estructuras construidas y las soluciones adoptadas. Sin embargo, estas técnicas se han venido empleando en las vías terrestres mucho menos de lo que es común en otros campos de la Mecánica de Suelos Aplicada, como por ejemplo, en el de las presas de tierra. Esto es debido, en primer lugar y es justo y necesario confesarlo, al hecho de que muchos ingenieros que ejercen su actividad en las vías terrestres consideran estas técnicas excesivamente refinadas, costosas y no necesarias para la consecución de una buena obra; de esta manera, se resisten a invertir tiempo y dinero en la observación de prototipos y ello independientemente de que las cantidades requeridas son siempre fracciones insignificantes del costo total de la vía terrestre de que se trate. Es innegable que otros ingenieros que ocupan posiciones de análoga responsabilidad en otras ramas de la ingeniería, tales como las presas, insistiendo en el ejemplo, están más dispuestos, por convencimiento científico o por costumbre, a aceptar la realización de esfuerzos importantes en la observación de prototipos, al grado en que puede decirse que ésta se ha hecho rutinaria en las presas de cierta importancia.

Existe una segunda razón para que las observaciones de comportamiento en el campo se realicen en las vías terrestres menos que en otras obras. Esta segunda razón radica en el hecho de que es inútil realizar el más amplio programa de observación y mediciones en un caso en que no se tenga información previa geológica y de Mecánica de Suelos al mismo nivel y los casos en que los ingenieros de vías terrestres alcanzan una elevada densidad de información geotécnica en un problema específico son relativamente escasos, tal como se ha comentado en diversas ocasiones en páginas anteriores de esta obra. Así, el



Una vista panorámica de la zona conflictiva de la autopista Tijuana-Ensenada. Ilustra la interacción entre la Geología y los problemas de la Ingeniería Civil, que muchas veces genera la necesidad de instrumentación de campo.

ingeniero de vías terrestres no alcanza usualmente en sus problemas de rutina la concentración de estudio que permita pensar en o justifique el empleo de la observación del comportamiento estructural en el terreno. Seguramente esto no se refiere a una situación indebida, pues ya se ha dicho que las vías terrestres, con excepción de los aeropuertos, han de estudiarse con menor concentración de información que otras obras; esta es una condición ineludible, impuesta por sus mismas características. Los menores niveles de información condicionarían la imposibilidad práctica de realizar una interpretación adecuada en las observaciones hechas en casos de rutina.

Lo anterior, más la indudable existencia de problemas importantes de resolución incierta en las vías terrestres, en la que se insiste una vez más, condiciona la norma de conducta que parece conveniente en este tipo de obras. De ningún modo debe ser excluida la observación del comportamiento de estructuras térreas y soluciones en el campo, en el ámbito de las carreteras y las vías férreas, pero la naturaleza especial de estas obras hará que estos métodos se circunscri-



Otra vista de una zona de la autopista Tijuana-Ensenada, en la que fue posible resolver serios problemas de inestabilidad con programas de instrumentación de campo. La fotografía ilustra adecuadamente la relación entre las circunstancias geológicas y los problemas ingenieriles propiamente dichos.

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 muestren 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 ademas 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.

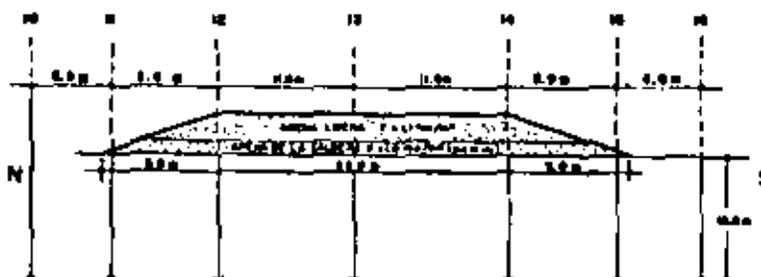
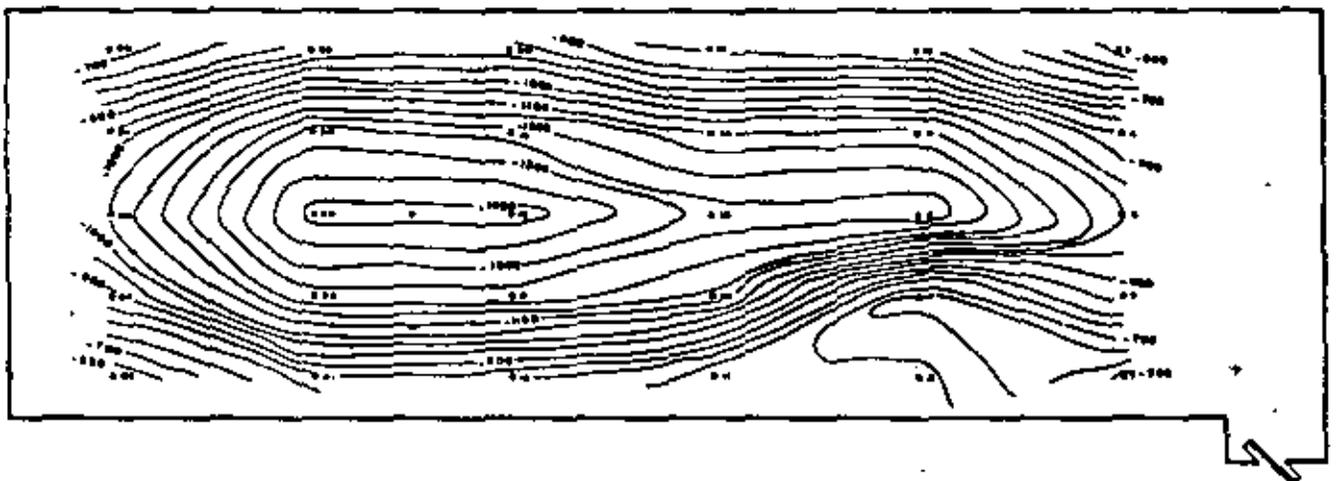


Figura XIII-1. Curvas de igual asentamiento en un terraplén sobre terreno blando. Terraplén de prueba sobre el Lago de Texcoco.

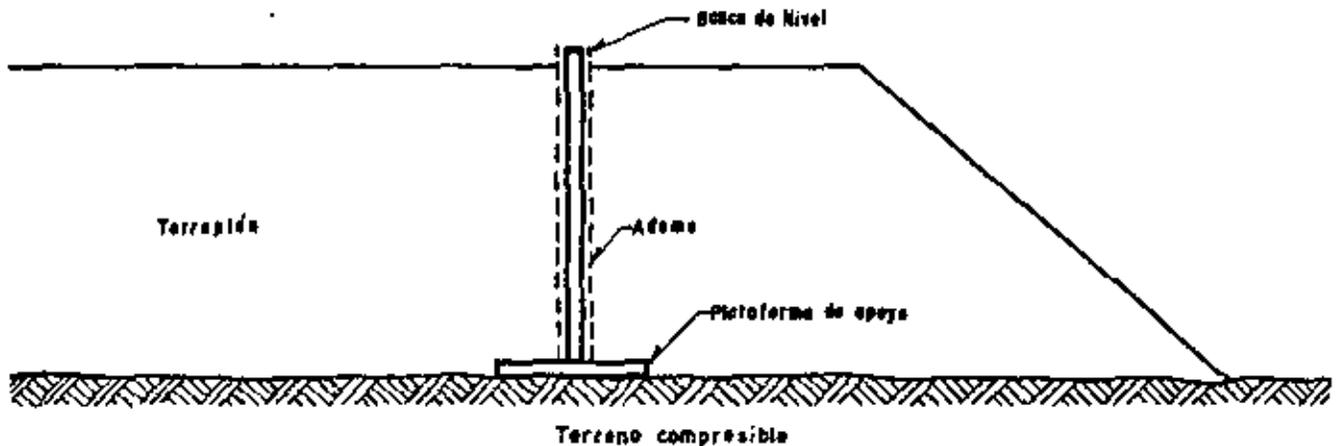


Figura XIII-2. Un banco de nivel para control de asentamientos por nivelación superficial.

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

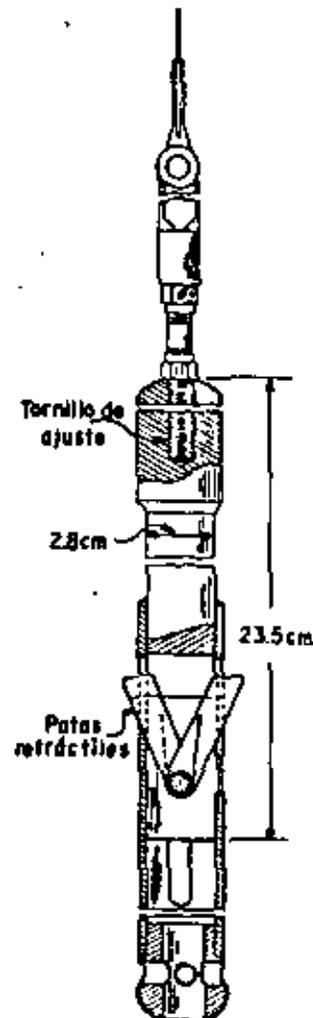


Figura XIII-3. El torpedo para medir asentamientos (Ref. 1).

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

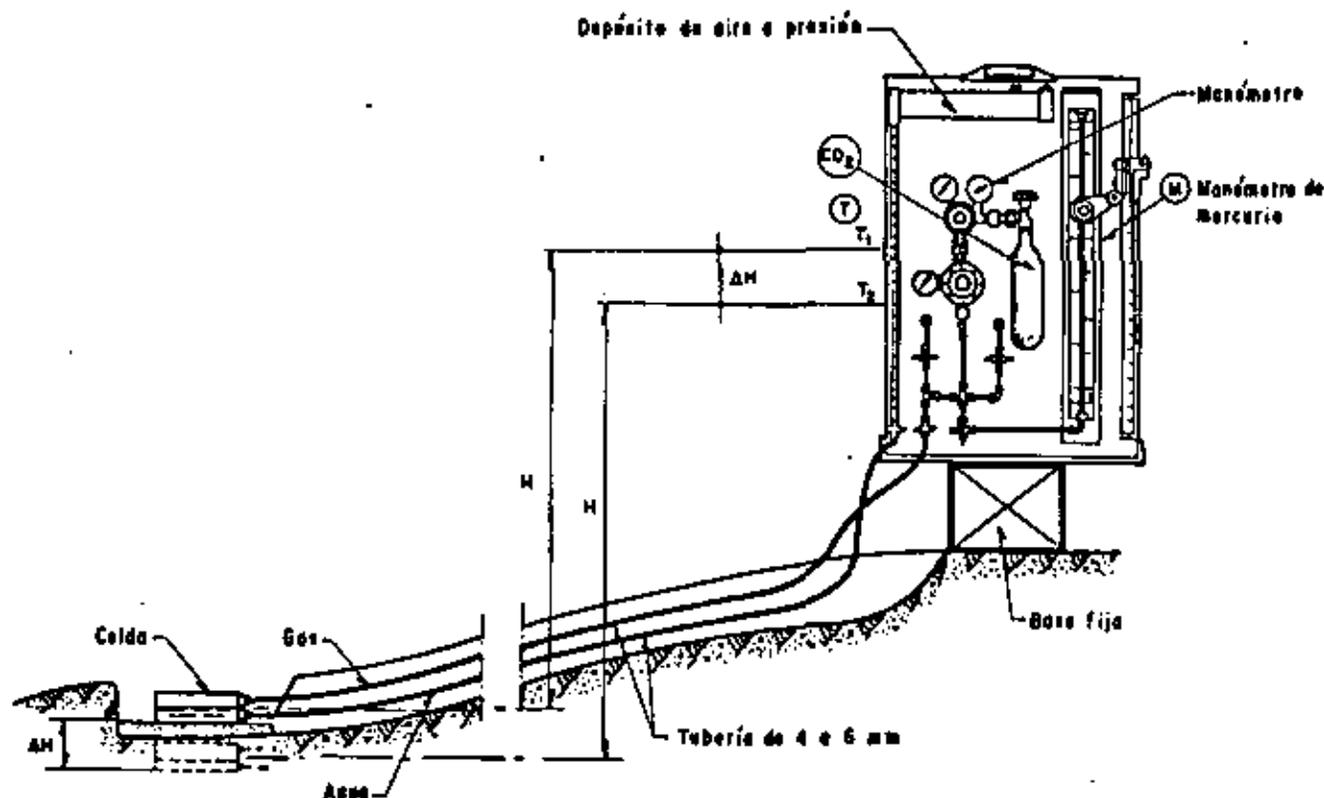


Figura XIII-4. Medidor francés de asentamientos (Ref. 4).

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 medirse 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. 47), 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. Inclinómetros

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 30 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.

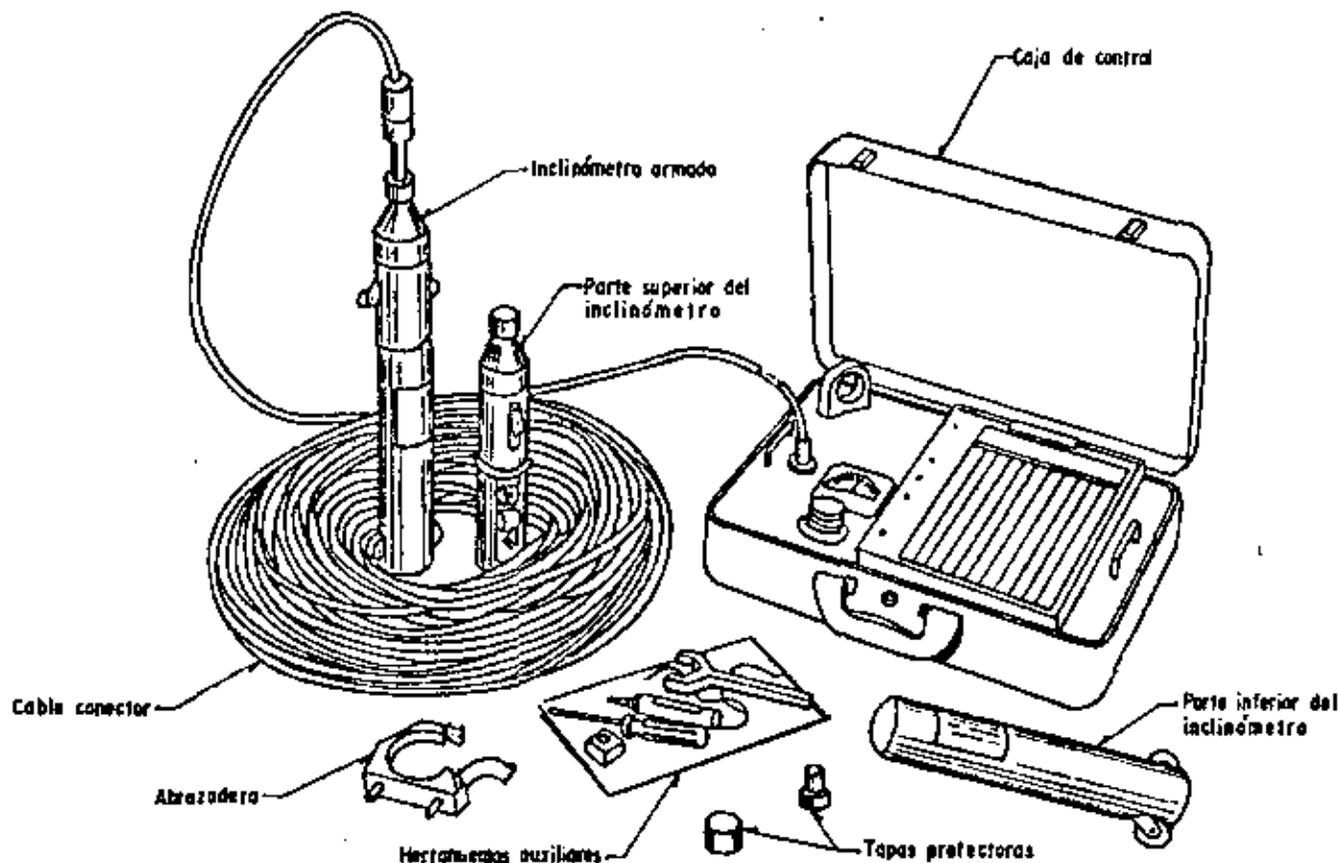


Figura XIII-5. Inclinómetro completo.

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

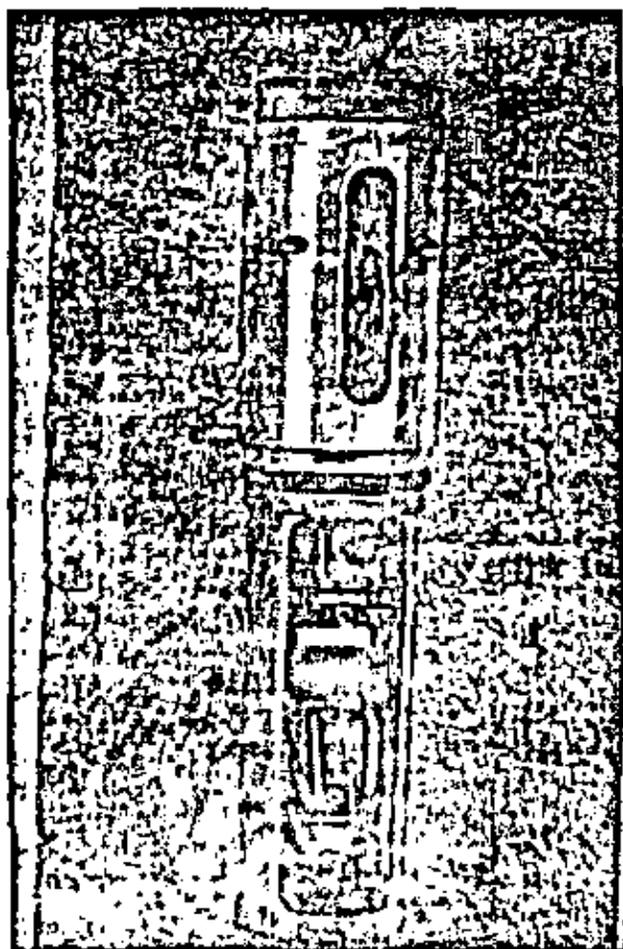
delicado en el diseño del dispositivo y algunos autores (Ver por ejemplo la Ref. 4) han señalado que el material utilizado por Wilson en sus diseños comerciales es demasiado rígido; la experiencia mexicana a este respecto es, sin embargo, satisfactoria.

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

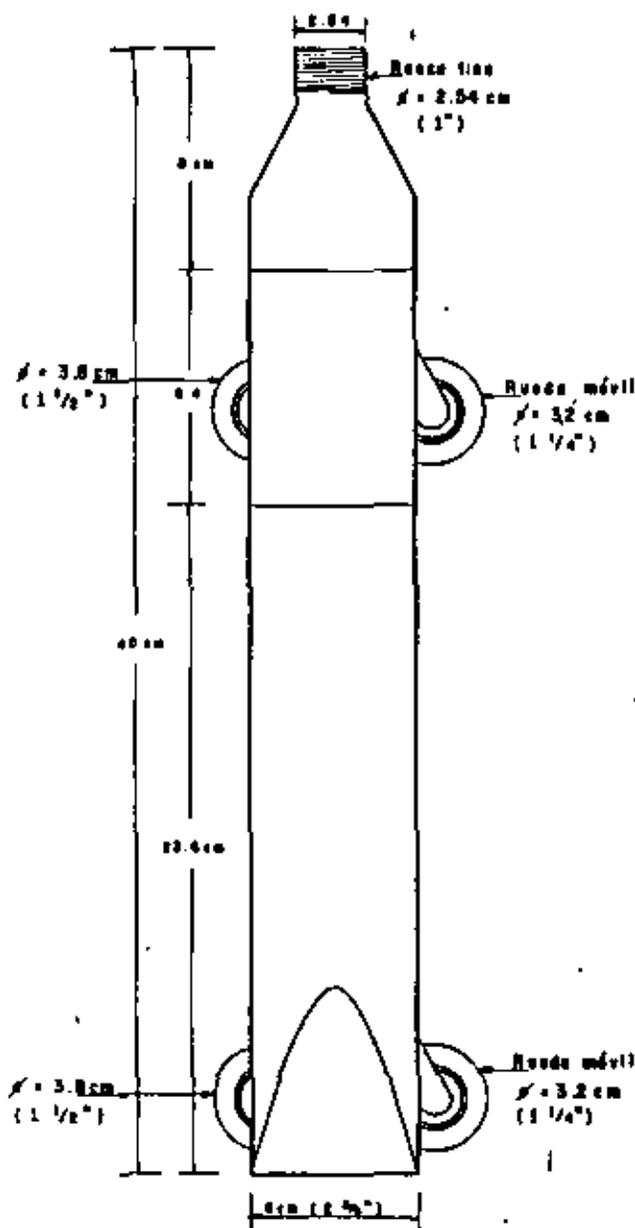


Figura XIII-6. Croquis del inclinómetro armado.

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 alabeo. 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

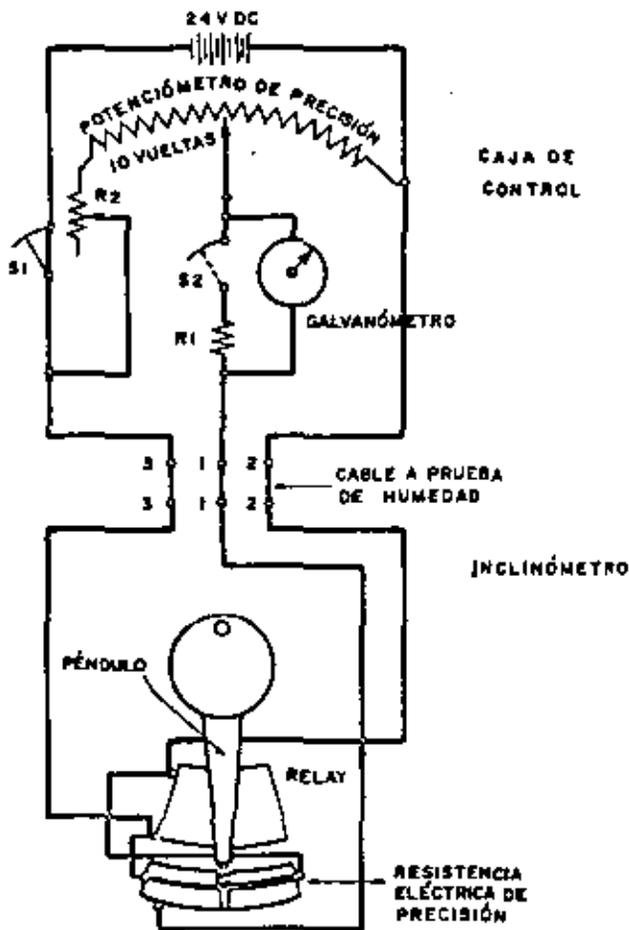


Figura XIII-7. Diagrama eléctrico del inclinómetro conectado con la caja de control.

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 medidas 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 estado 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 interese hacer este tipo de mediciones sufran alguna clase de enjuntamiento 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.

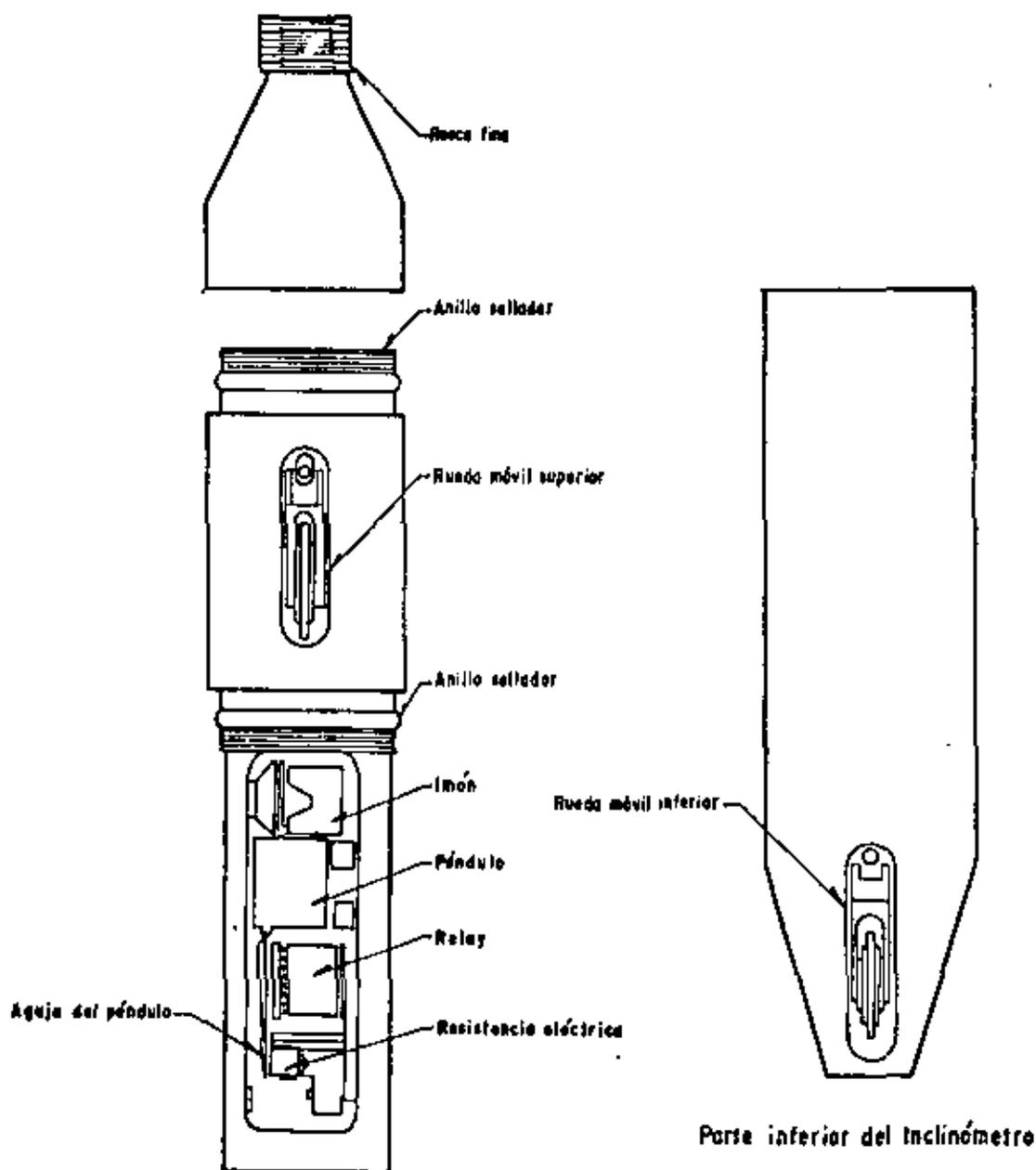
En profundidades del orden de 20 m debe ser posible manejar errores máximos de 2 mm en la posición del extremo libre, en inclinómetros controlados sólo por su boca.

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-



Parte superior del Inclinómetro

Figura XIII-8. Unidad sensible 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-

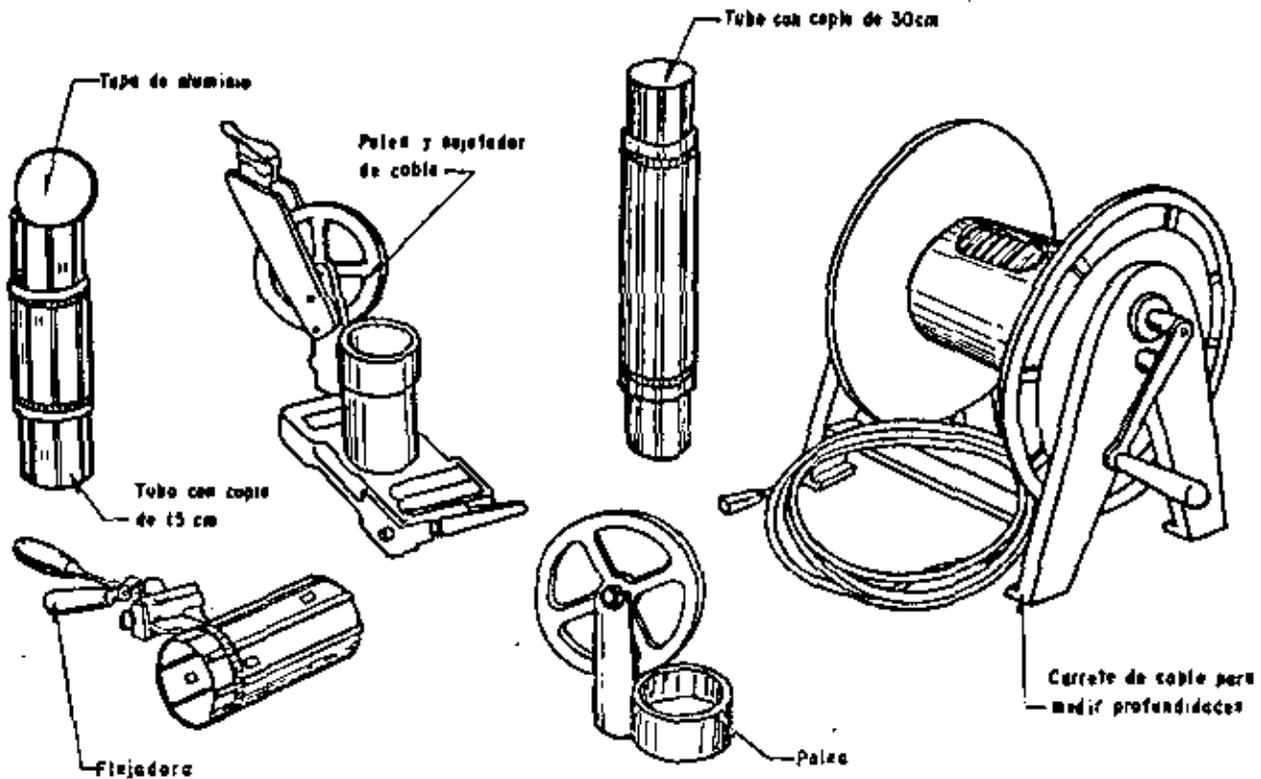


Figura XIII-9. Equipo auxiliar para descenso del inclinómetro. (Tubería de aluminio, carrete y herramientas).

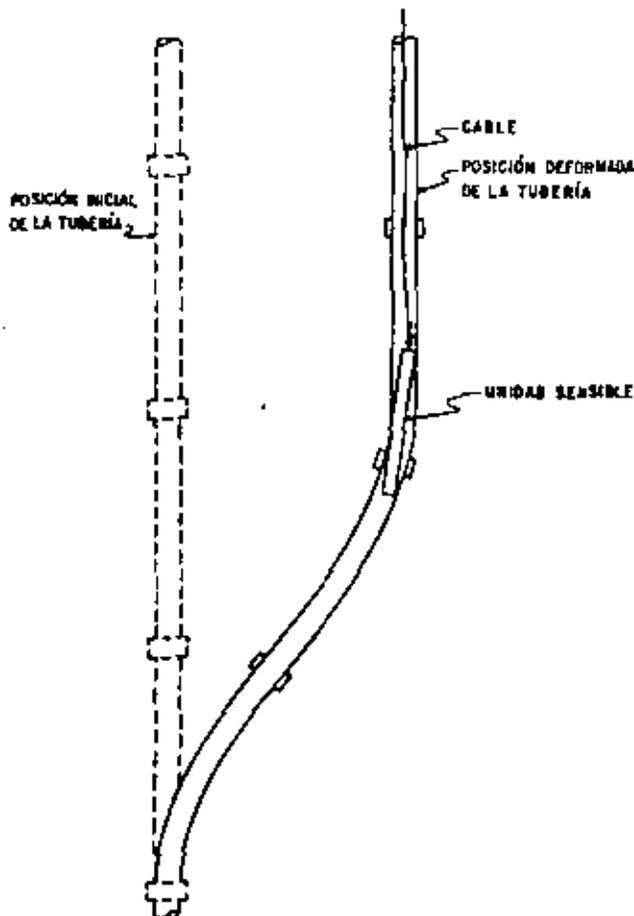
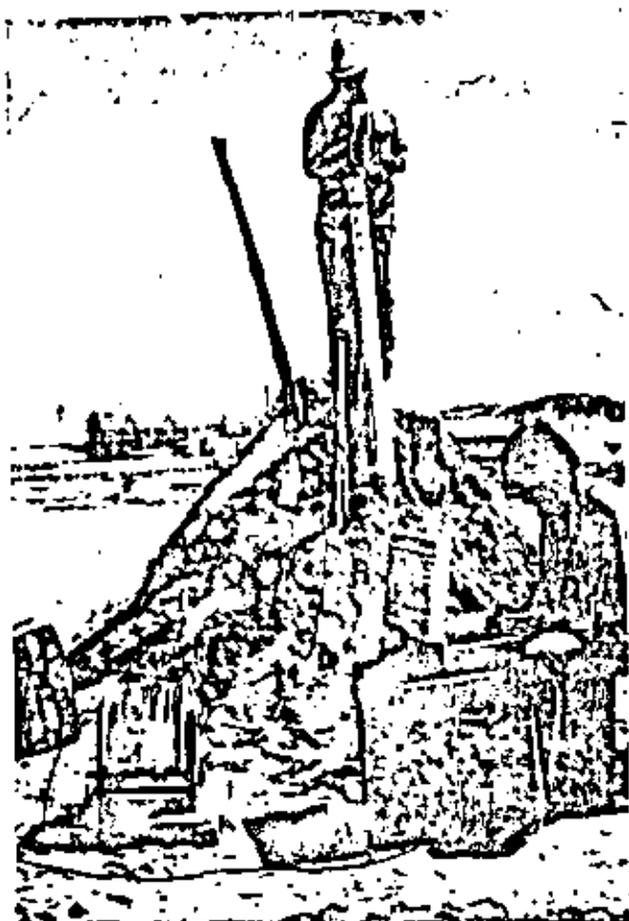


Figura XIII-10. Deformación del conjunto de un inclinómetro.

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 puente 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.

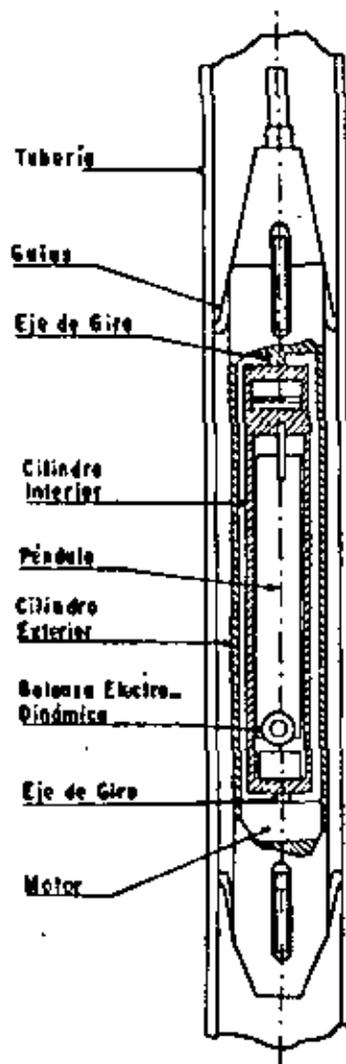


Figura XIII-11. Inclinómetro tipo Geoconsult (Ref. 20).

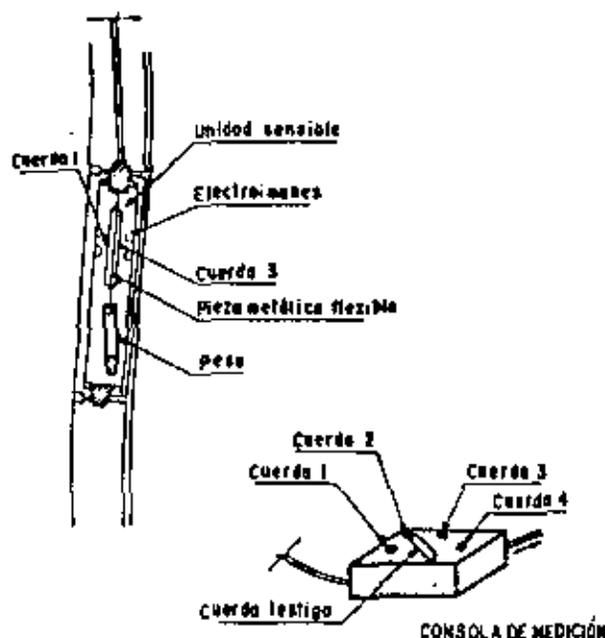


Figura XIII-12. Inclínómetro de cuerdas vibrantes (Telemac, Ref. 20).

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

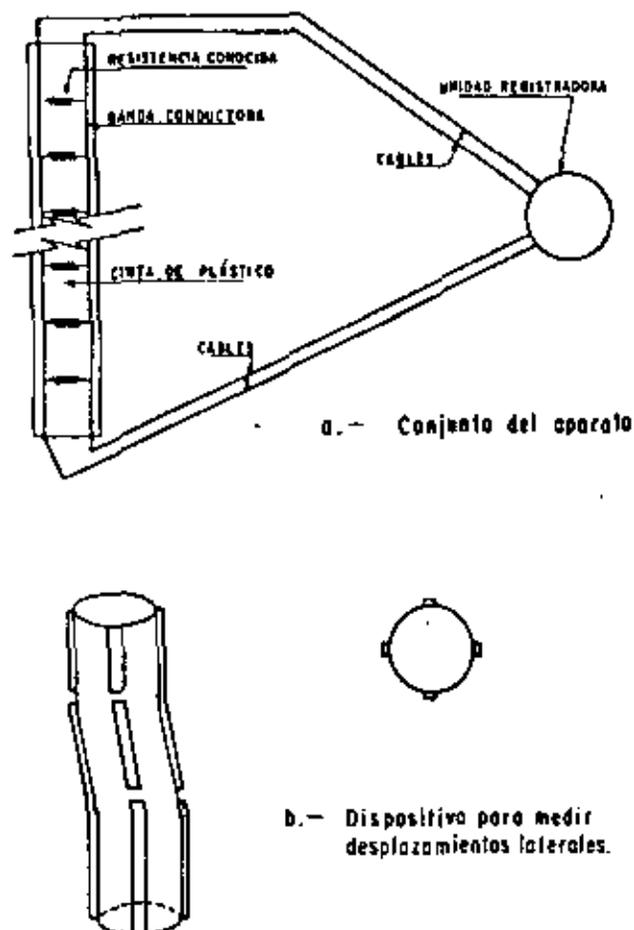


Figura XIII-13. Cinta detectora de fallas.

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).

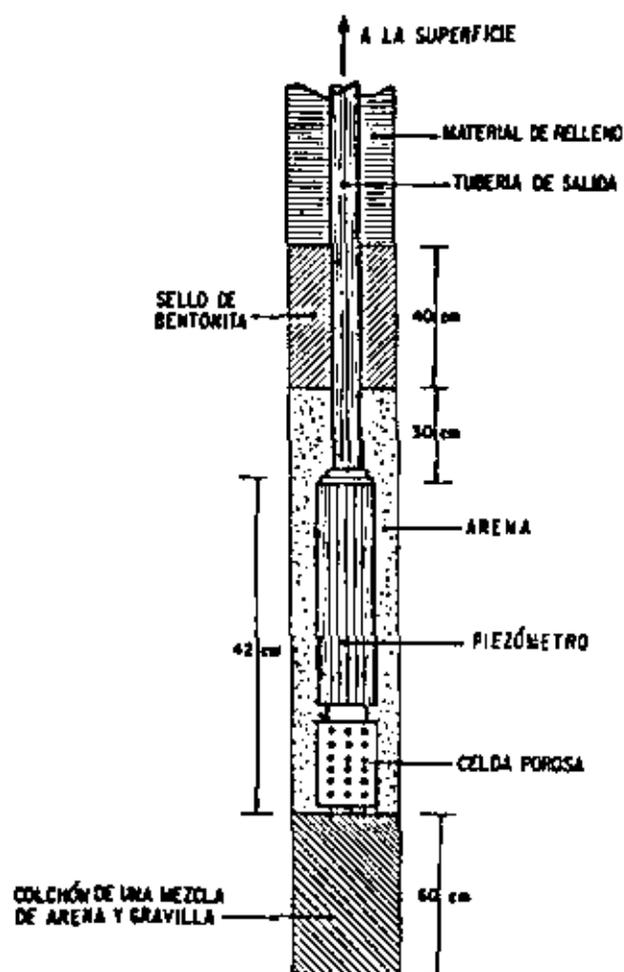


Figura XIII-14. Piezómetro abierto tipo Casagrande.

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 tapete 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.

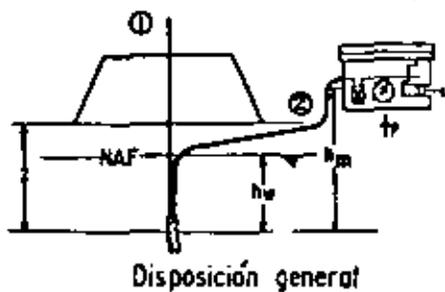
Hvorslev (Ref. 15) ha señalado varios inconvenientes serios del piezómetro abierto. El más importante es, sin duda, el que proviene del tiempo que ha de transcurrir entre cualquier cambio en la presión del agua del subsuelo y la respuesta del aparato, motivado por la necesidad de que un volumen relativamente 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 electroquímicos 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



Disposición general

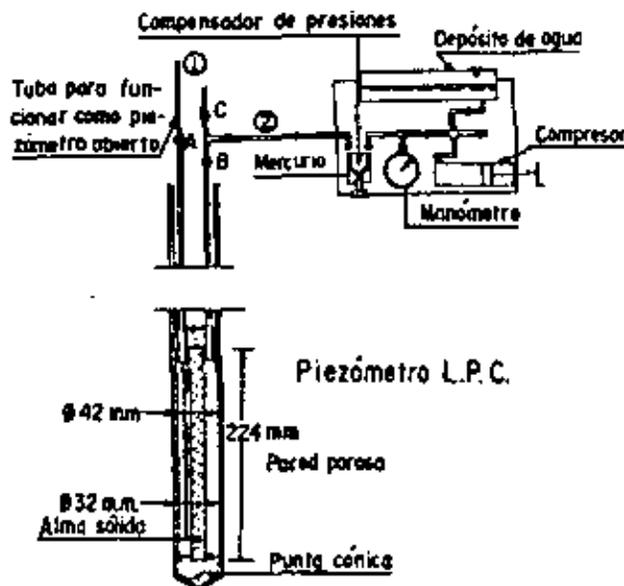


Figura XIII-15. Piezómetro L. P. C. (Ref. 4).

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 alfilerómetro 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_m la diferencia de alturas

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:

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

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

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

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

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

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-

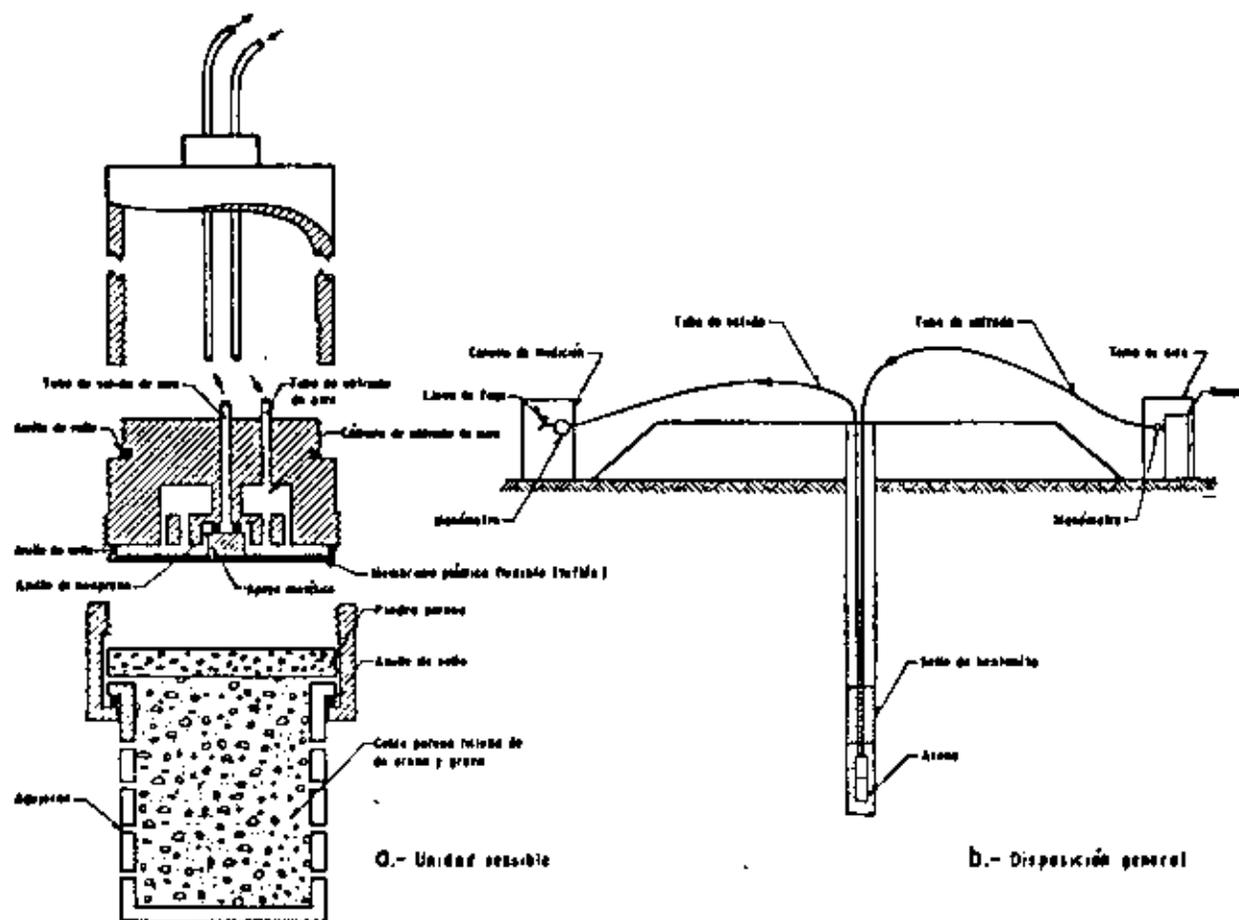


Figura XIII-16. Piezómetro cerrado tipo neumático.

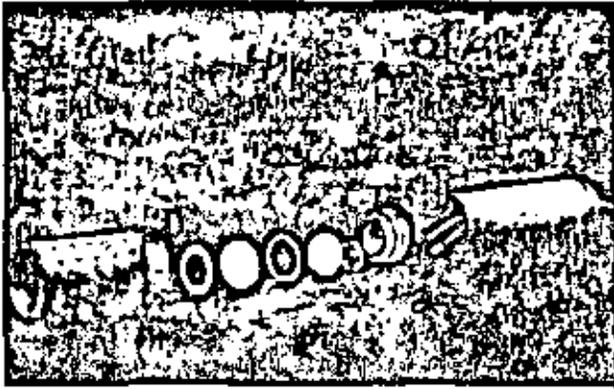
cir al mínimo los retardamientos, la influencia del aparato en el ambiente exterior y los errores de medición. La unidad sensible se instala en la misma forma que se esquematizó en el piezómetro abierto en la Fig. XIII-14.

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-

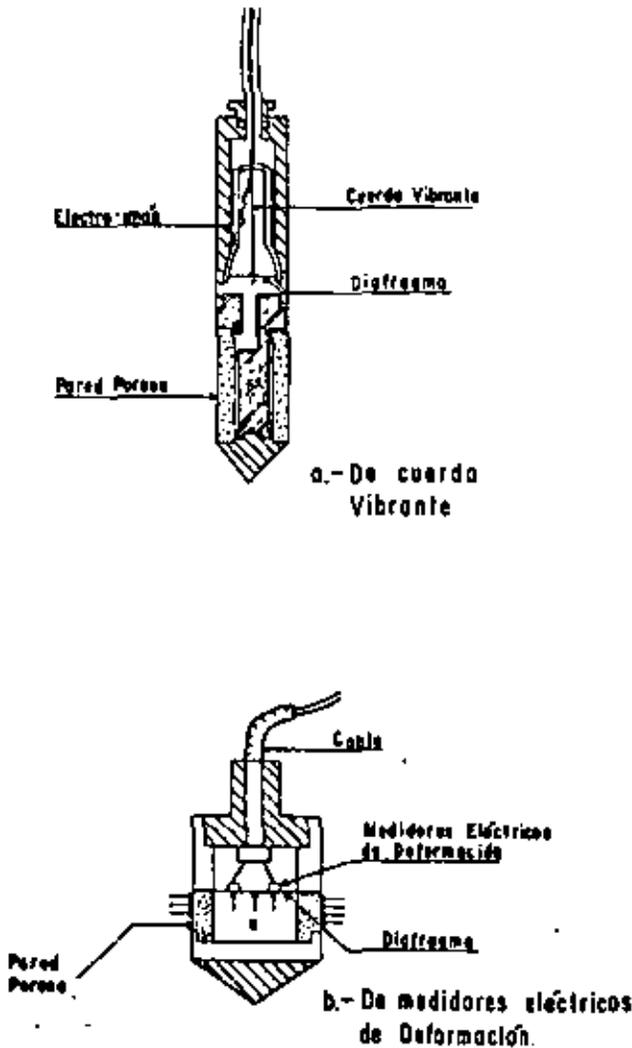
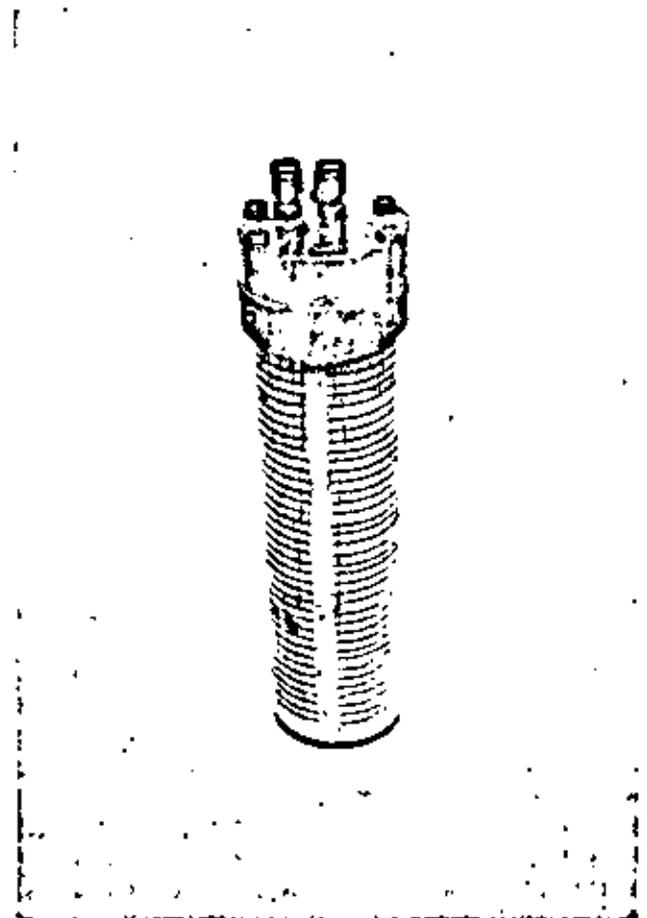


Figura XIII-17. Piezómetros eléctricos.



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 física-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.

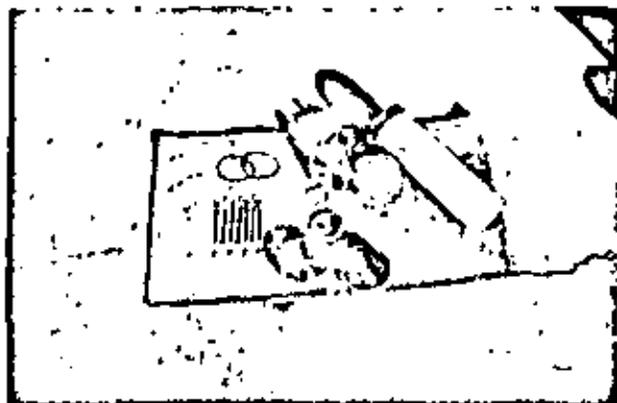
Otros modelos europeos de piezómetros se mencionan en la Ref. 20.

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-inclinado, 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 interstratificadas, 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 5 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 5 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.

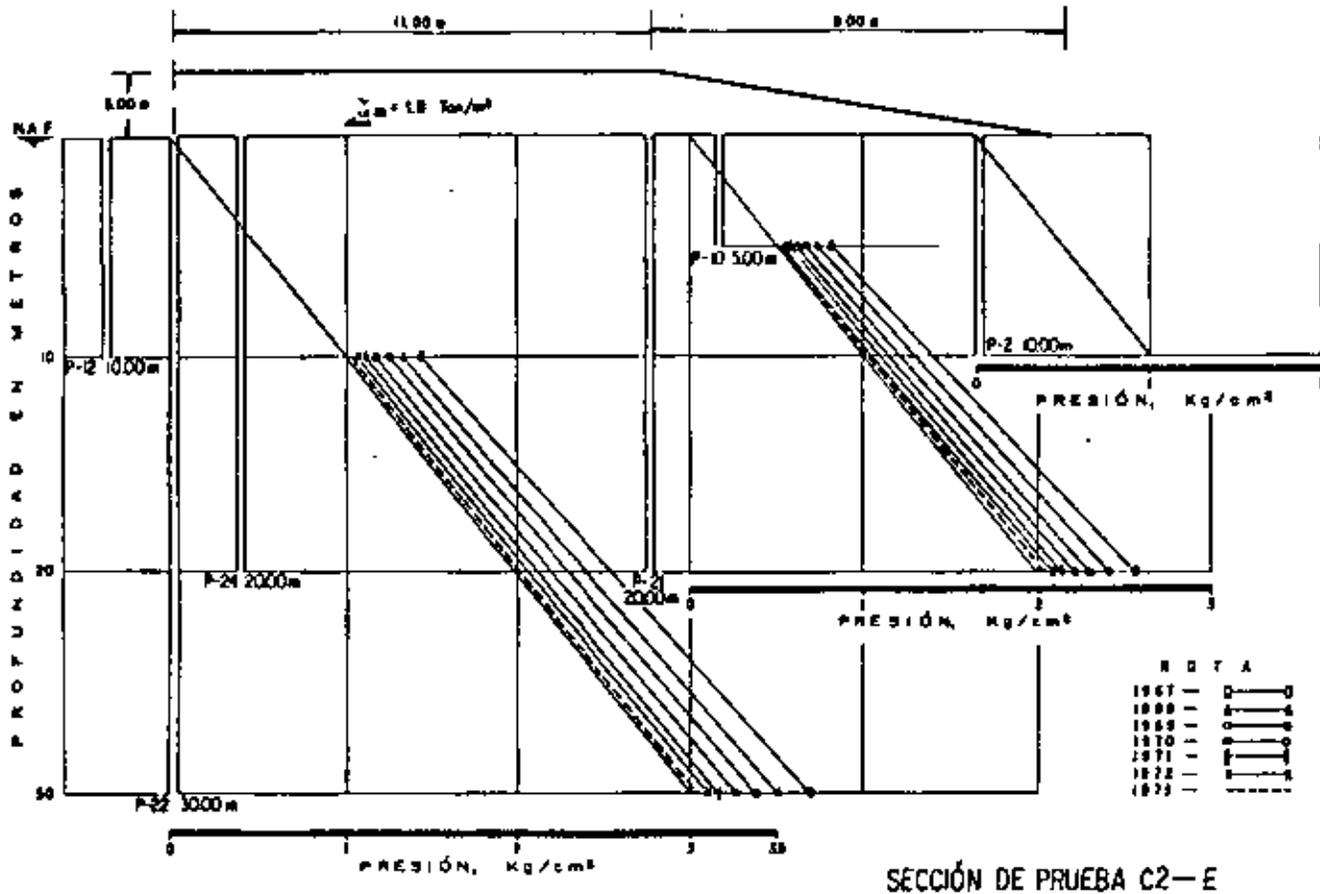


Figura XIII-18. Datos piezométricos bajo un terraplén construido sobre suelos blandos.

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. Ésta 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 desee 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-

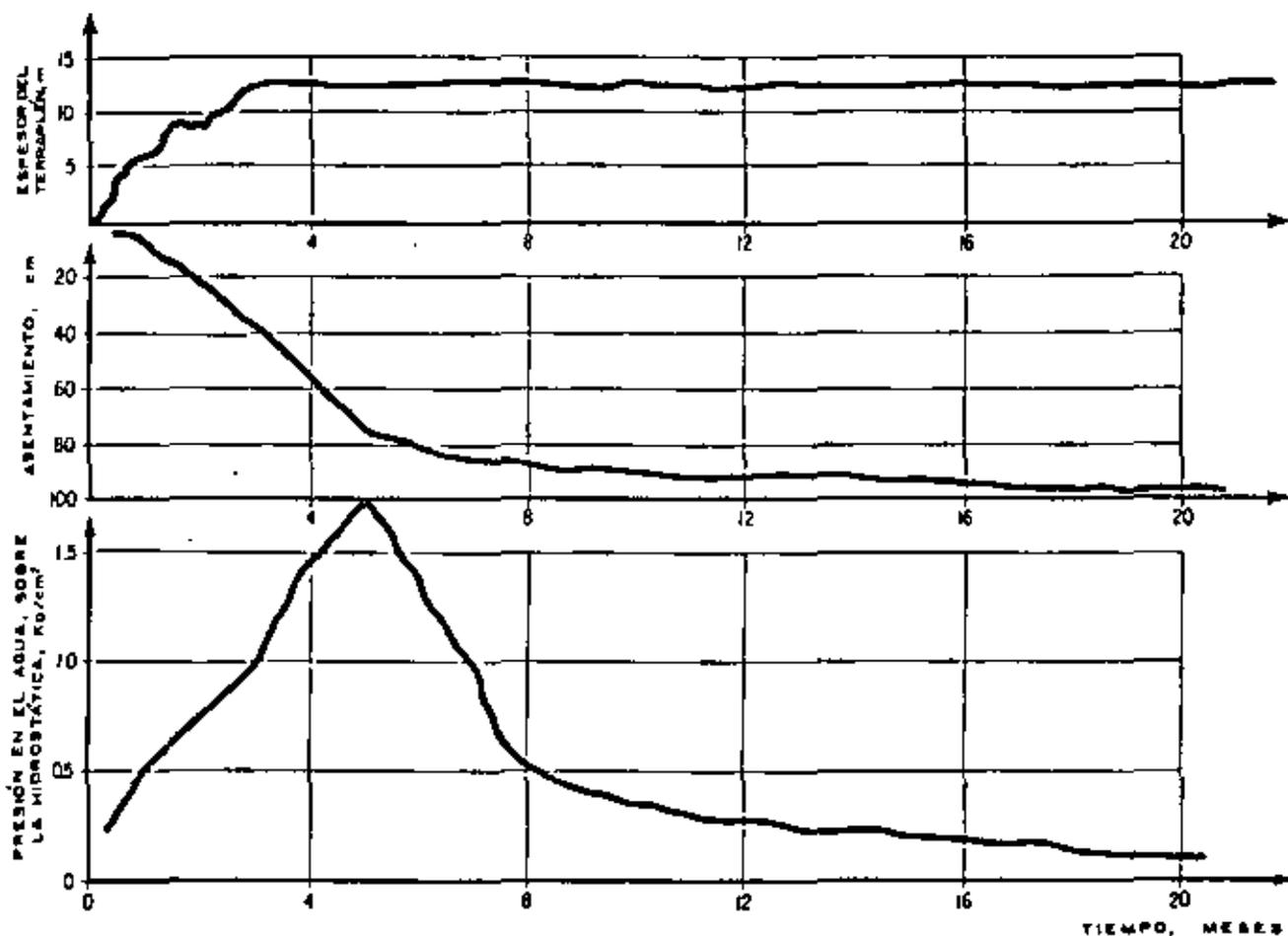


Figura XIII-19. Comparación entre la colocación de la carga, el asentamiento y la evolución de las lecturas piezométricas en el terraplén de acceso a un paso a desnivel.

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, tablastacas, 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-

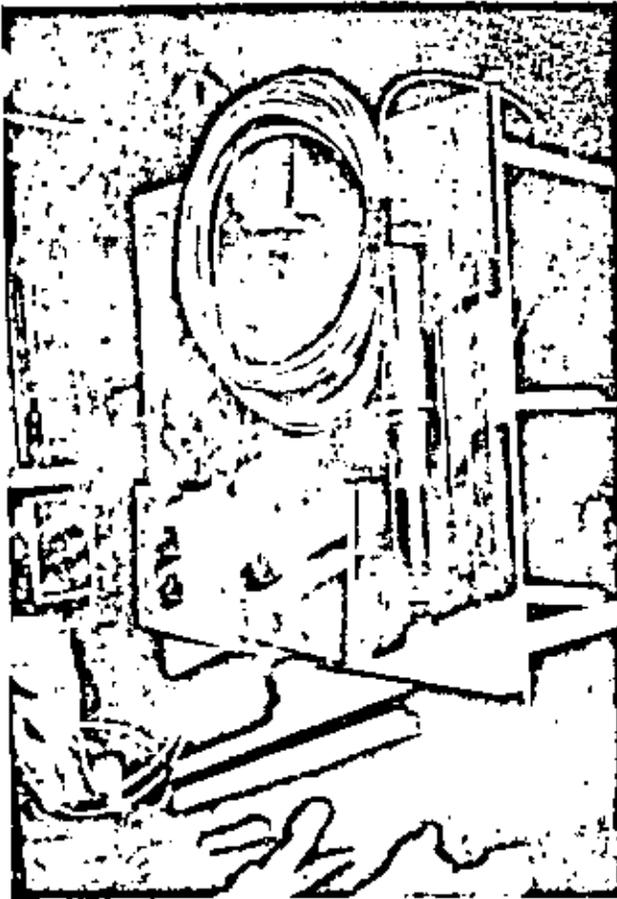
bién de agua que llega hasta un manómetro. El aparato trabaja por lectura directa, que hace el manómetro, de la presión que se genera en el interior de la celda.

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 Glotzl, 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 4 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.

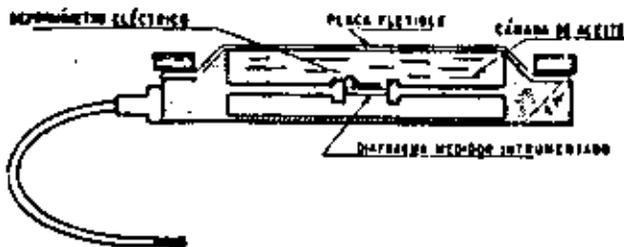
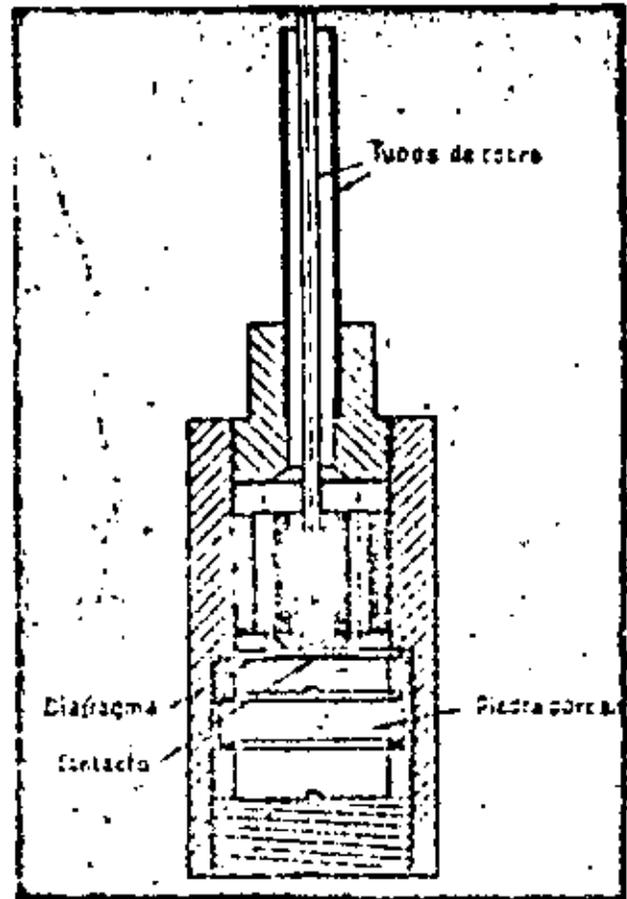


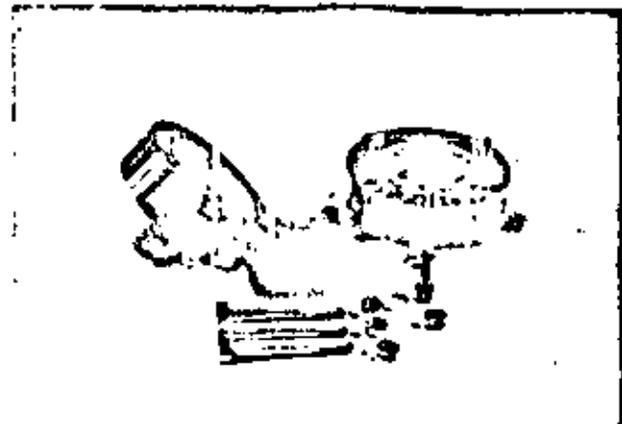
Figura XIII-20. Celda medidora de presión.



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.

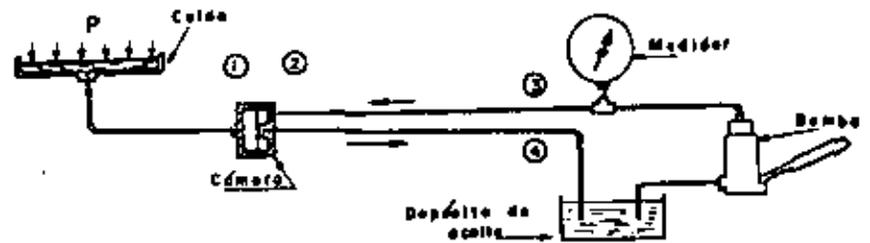


Figura XIII-21. Celda de presión hidráulica a contrapresión (Ref. 4).

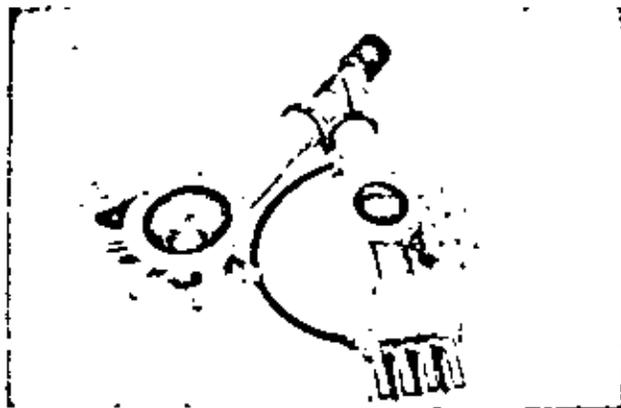
partir de las épocas en que se empezó a intentar la construcción de estructuras cada vez más altas y complejas (ver, por ejemplo, la Ref. 19). Los éxitos logrados en aquel campo han llevado a una utilización cada vez más frecuente de las técnicas de instrumentación en rápido desarrollo a varios problemas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

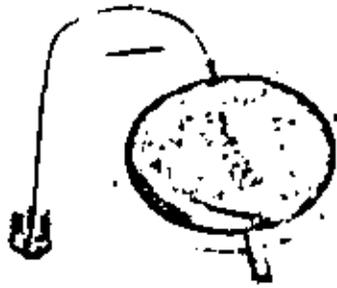
- Establecer claramente las condiciones cinemáticas de fallas pre-existentes a la acción del ingeniero o surgidas de ella, que ocurran en cortes y laderas naturales. La determinación de la forma de la superficie de falla, de la naturaleza, magnitud y variaciones estacionales de los movimientos, de los 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.



Una celda apropiada para medir presiones de tierra sobre elementos de retención.

intento de corrección será trabajo a ciegas. Las Refs. 21 y 22 son dos reseñas de trabajos de este estilo que pueden servir para ejemplificar y justificar las afirmaciones anteriores.

El costo de un programa de instrumentación de campo relacionado con comportamiento de taludes y laderas naturales debe siempre justificarse en términos del proyecto específico que se desea estudiar, lo que usualmente no es difícil en los problemas im-



Instalación de una celda medidora de presión.

portantes, pero tiene un beneficio marginal que no suele verse en esos análisis y que se refiere a la gran cantidad de experiencia y sólido conocimiento que de ellos suele extraerse, el cual es altamente capitalizable en obras posteriores y en situaciones similares. Es firme opinión de los autores que este fundamental beneficio justifica casi cualquier esfuerzo que pueda hacerse en materia de instrumentación de campo de un caso de interés. Las Refs. 23 y 24, que recogen mucha de la experiencia que se ha ido adquiriendo con instrumentación hecha en el pasado, ilustran suficientemente este criterio.

Cuando se desarrolla un programa de instrumentación de campo en terraplenes, cortes o laderas naturales suele buscarse información sobre uno o varios de los siguientes tópicos (Ref. 24):

- Movimientos horizontales y verticales.
- Esfuerzos actuantes en la dirección vertical u horizontal.
- Presiones de poro y su evolución.
- Efectos de sismos, incluyendo tanto la acción del terremoto como la respuesta de la estructura térrea.
- Características del flujo interno del agua.
- Medición de las propiedades mecánicas in situ, tanto del terraplén como de su terreno de cimentación.

A. Controles superficiales

Al igual que en el caso de terraplenes sobre suelos blandos, se trata ahora de establecer un control topográfico sobre puntos convenientemente situados en la superficie de los terraplenes para obtener información de la dirección y la velocidad de los movimientos. Después de realizar varios ciclos de medición será posible dibujar una planta topográfica en la que pueda representarse el movimiento de cada punto controlado por medio de un vector; el conjunto de todos estos suele dar una idea muy objetiva de cómo ocurren los movimientos y de la velocidad con que se



Superficie de falla expuesta en un terraplén.

manifiestan. El problema más difícil suele ser establecer una línea de referencia fija, situada fuera de la influencia de los movimientos, a la que puedan referirse los movimientos de todos los puntos controlados; se trata de no tener que trabajar sobre distancias demasiado grandes, que inducen a errores inevitables de importancia. La Ref. 25 describe un sistema de alta precisión utilizado para controlar los movimientos de puntos situados sobre la cresta de la presa del Infiernillo. En las fallas de la autopista Tijuana-Ensenada, algunas de cuyas plantas se mostraron en el Capítulo VII, se dispusieron los puntos de control sobre ejes que cruzan a lo ancho la zona de falla; los dos extremos de cada eje están fuera de la zona móvil y definen una línea base, que puede ser reconstruida en su posición original cada vez que se lleva una medición. Los movimientos se manifestarán por una serie de desviaciones de los diferentes puntos respecto de la línea base original, las cuales pueden determinarse por una triangulación topográfica hecha sobre la línea base original, con la ayuda de los puntos fijos fuera de la línea móvil que sean necesarios. La Ref. 26 describe otro caso muy interesante de control superficial por medio de triangulación, esta vez en la presa Netzahualcóyotl, en el Sureste de México.

Muchas veces se precisa localizar zonas en las que ocurre tensión o compresión. Para ello se han desarrollado sencillos resortes (Ref. 24) calibrados cuyo cambio en longitud puede medirse. En mediciones más precisas, tales como por ejemplo creeps, estos resortes pueden colocarse dentro de tubos de plástico, ligeramente enterrados o puede recurrirse a una instalación de alambres en tubos de plástico. El registrador de movimientos es el mismo en todo este estilo de instalaciones y vale la pena describirlo con algo de detalle, en vista de que se utiliza con ligeras variantes en casi todos los medidores de desplazamientos horizontales. Un potenciómetro eléctrico (Fig. XIII-22) es esencialmente una resistencia eléctrica, generalmente dispuesta en forma circular, sobre la que puede correr una aguja A , que divide a la resistencia inicial en dos partes, R_1 y R_2 . Un eje E puede girar cuando lo induce a ello la tensión que recibe de un cable C ; dicho cable es mantenido siempre tenso por un resorte calibrado, tal como se ve en la Fig. XIII-22. La aguja A forma también parte del circuito eléctrico y recibe la corriente de un cable alimentador. Las resistencias R_1 y R_2 están unidas a un puente de Wheatstone (de hecho son dos de las resistencias del puente), que se encuentra colocado en una consola de medición en la superficie del terreno.

La operación es como sigue. Con referencia al medidor de desplazamiento superficial de alambre en el interior de la tubería de plástico, mencionado más arriba, imagínese que una placa de anclaje soldada a ese alambre y embebida en el terreno sufre un desplazamiento horizontal; como consecuencia cambiará la tensión inicial en el cable C , girará el eje E , variará la posición de la aguja A y el puente de Wheat-

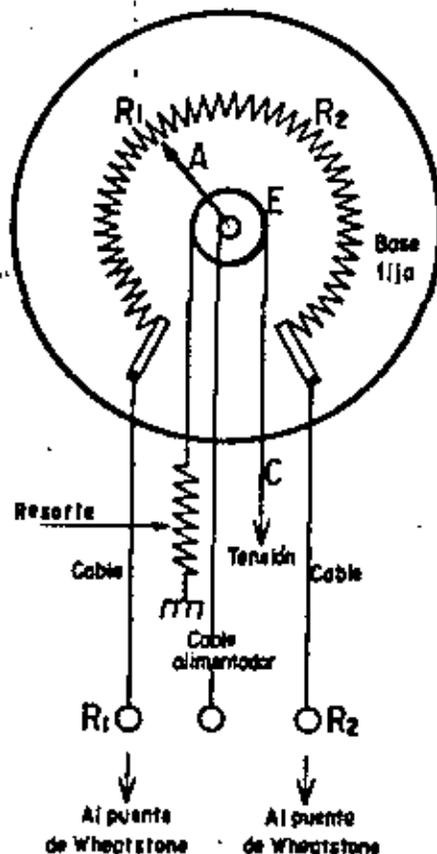
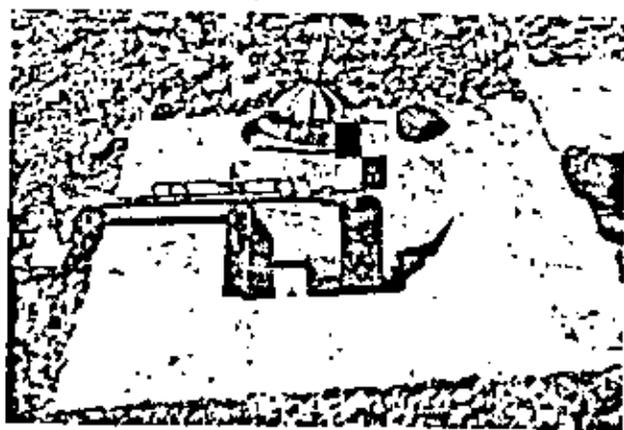


Figura XIII-22. Croquis de un potenciómetro utilizado en mecanismos para medir desplazamientos horizontales.

stone registrará un cambio, que por calibración previa de laboratorio podrá indicar simplemente qué desplazamiento ha ocurrido. En este tipo de dispositivos suele ser necesario, cuando se pretende obtener alta precisión, compensar las variaciones de longitud de los alambres por cambios de temperatura, lo cual puede hacerse colocando termopares alámbricos al lado de la instalación, como testigos, para conocer los cambios de longitud que son específicamente debidos a dilataciones térmicas.



Referencia superficial.

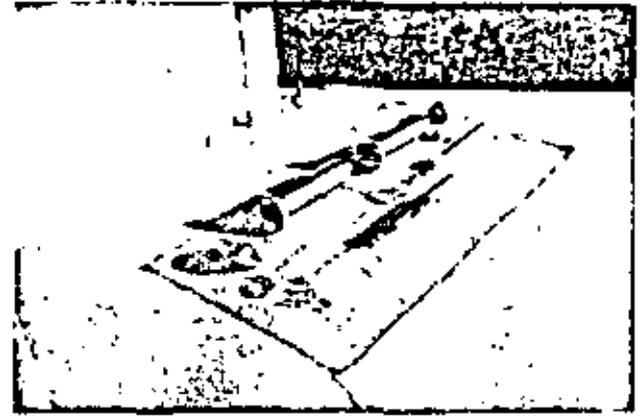
B. Medición de asentamientos y movimientos verticales

Este tipo de mediciones puede hacerse con dos estilos diferentes; o bien se colocan los instrumentos de manera de medir los desplazamientos verticales en muchos puntos de un mismo nivel horizontal o se colocan verticalmente para medir los desplazamientos de varios puntos de una misma línea vertical, obteniéndose así el asentamiento de estratos o zonas de espesor conocido.

Un tipo frecuente de instrumento para instalaciones del segundo tipo de las arriba mencionadas es el torpedo de asentamientos, descrito en la sección A-2 del párrafo precedente de este Capítulo. La Ref. 27 describe un aparato similar que se ha utilizado en entrocamientos de presas en muchas ocasiones. Consiste en una serie de tubos telescópicos, con secciones de 3.8 y 5.1 cm (1.5 y 2 plg) que se colocan alternadamente. Las secciones se anclan al material del terraplén por sistemas de brazos en cruz, colocados de trecho en trecho. Un torpedo similar al ya descrito detecta cómo se van modificando las distancias en que comienzan y terminan los tramos de menor diámetro.

Un sistema muy elemental pero efectivo para medir el enjuntamiento relativo de varios puntos del terraplén en una cierta línea vertical es el que se muestra en la Fig. XIII-23 (Ref. 24).

Un bastidor metálico se coloca sólidamente hincado en la superficie del terreno. Unidos a él hay una serie de resortes calibrados, que se conectan a cables en cuyo extremo inferior hay una placa de anclaje,



Extensómetro para detección de movimientos horizontales y verticales.

instalada a diferentes profundidades. Con el asentamiento, la placa se mueve estirando el resorte calibrado que da tensión constante; en los cables y en el brazo del bastidor existen señales que permiten estimar cuánto ha bajado la placa de anclaje correspondiente. Frecuentemente los cables se colocan en un mismo pozo. Si se conocen los movimientos verticales de la superficie del terraplén, los asentamientos relativos se transforman en absolutos.

La Fig. XIII-24 (Ref. 24) muestra otro dispositivo para medir desplazamientos verticales en varios puntos a distintos niveles de un mismo pozo. En una perforación que no necesita ser más ancha de 8 ó 10 cm, no ademada o con un ademe muy débil en el caso de los suelos más finos o de arenas puras, se instalan varias anclas, de las que el croquis muestra

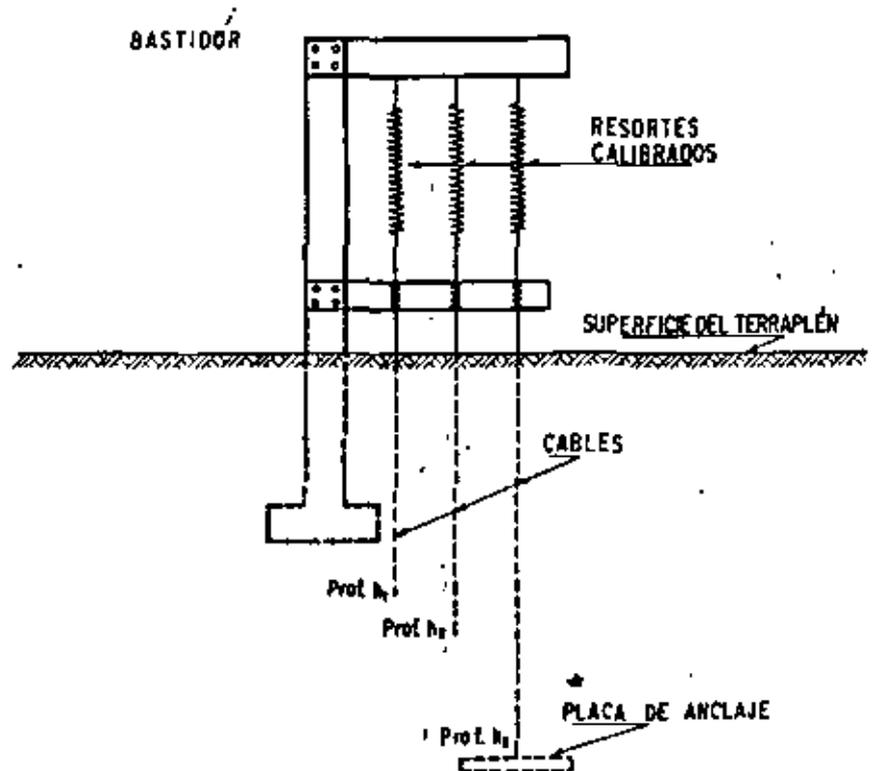


Figura XIII-23. Dispositivo para medir asentamientos relativos en una vertical en el interior de un terraplén (Ref. 24).

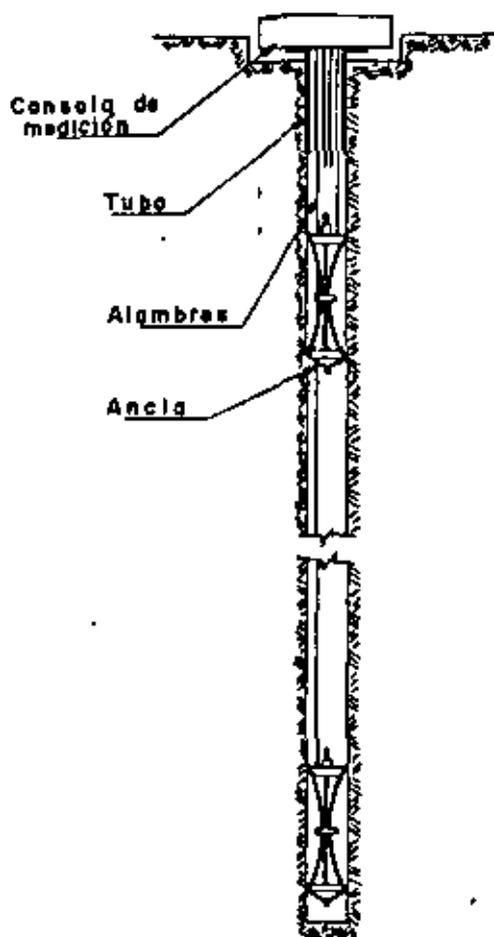
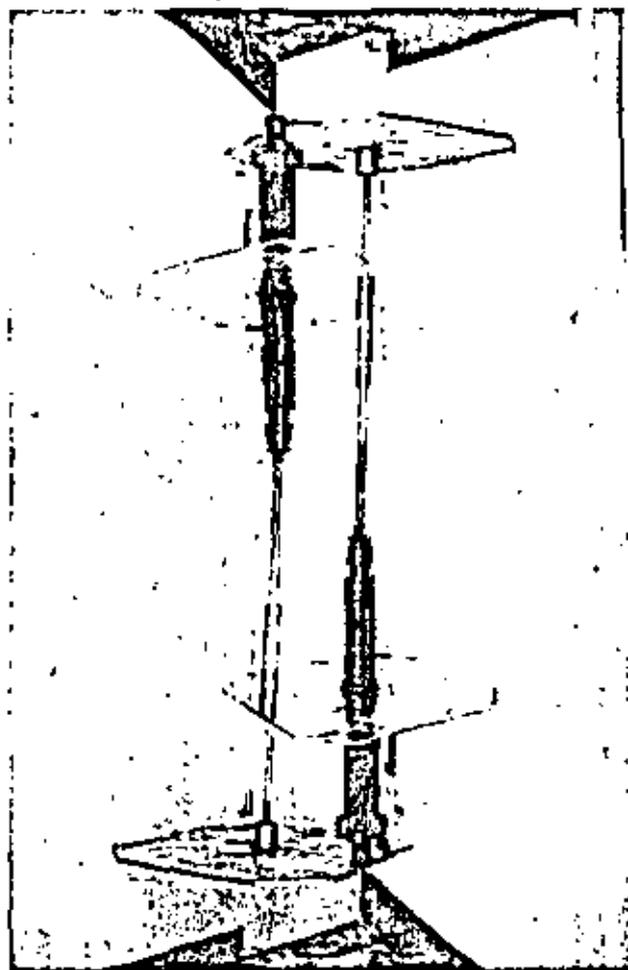


Figura XIII-24. Aparato para medir asentamientos en terraplenes (Ref. 24).



Un medidor de movimientos verticales.

dos. Estas anclas pueden ser de cualquier tipo de los muchos existentes, pero el croquis muestra un tipo de ancla expansiva que, después de introducida, aumenta su diámetro y se hincan en el suelo o se entalla en la roca, rompiendo el ademe del pozo, si lo hubiere. El ancla está unida a través de un alambre a tensión constante con un potenciómetro análogo al descrito en el párrafo A de este inciso, de manera que cualquier cambio en el nivel del ancla puede ser interpretado por calibración previa, conociendo el desplazamiento vertical correspondiente.

Las Refs. 24, 28 y 29 describen otros dispositivos análogos al anterior, que pueden presentar ventajas en ciertos tipos de suelos.

En lo que se refiere a los aparatos medidores de asentamientos del primer tipo arriba mencionado, es decir, de los que se instalan cuando se desea medir movimientos verticales de varios puntos de un mismo plano horizontal puede decirse que casi todos son similares a los descritos en el apartado A-3 del inciso XIII-2 de este Capítulo. La Ref. 24 describe con detalle una variante de interés que fue instalada recientemente en la presa Oroville (E. U. A.).

C. Medición de movimientos horizontales

Los inclinómetros, ya descritos en páginas anteriores de este Capítulo, son seguramente los instrumentos más utilizados en trabajos serios de instrumentación de taludes, cuando se trata de medir los desplazamientos horizontales que se producen. Naturalmente, los aparatos empleados son los descritos. Cabe comentar que en el caso de taludes, sean laderas naturales, cortes o terraplenes, el uso más frecuente de estos instrumentos es para detectar la posición de una superficie de falla antigua o recién formada y para estimar el carácter y la magnitud de los movimientos que sobre ella pueden tener lugar. Teniendo en cuenta lo anterior, no se hará en este momento ninguna descripción o referencia al empleo de estos aparatos, cuya utilidad para fijar la superficie de falla, cuando sobre ella existen masas móviles, queda sobradamente probada por la información contenida en la Fig. VII-37, incluida en páginas anteriores de este libro, que ejemplifica un uso de la instrumentación de campo cada día más frecuente y de utilidad más palpable. Las Refs. 19, 26, 30 y 31 proporcionan ejemplos del uso de inclinómetros en conexión con diversas estructuras de tierra, generalmente todas rela-

cionadas con el campo de las obras hidráulicas. Las Refs. 21 y 31 describen un uso muy intenso de estos aparatos en un importante problema de estabilidad de laderas naturales y grandes terraplenes en una autopista. La Ref. 22 describe otro programa de instrumentación que incluye inclinómetros, también en conexión con la construcción de carreteras.

La Fig. XIII-25 muestra otro tipo de medidor de movimientos horizontales que se ha utilizado muy frecuentemente en terraplenes.

El aparato consiste en una tubería (parte a de la figura), provista de extensiones en cruz, que sirven para anclarla en el material del terraplén, de manera que se pueden seguir los movimientos de éste gracias a un conjunto de juntas con coples telescópicos (detalle c de la figura). Toda la tubería se coloca en la posición deseada durante la construcción del terraplén (parte b de la figura). La medición propiamente dicha puede hacerse con varios sistemas. El primero de ellos podría ser instalando en el interior de la tubería un cable a tensión constante, unido a un potenciómetro eléctrico, utilizando un principio de trabajo ya descrito en páginas anteriores. La técnica japonesa utiliza como unidad de medición un dispositivo análogo al inclinómetro de Wilson, el cual puede introducirse manualmente a cualquier punto de la tubería, detectando la posición de los coples telescópicos; por su inclinación, la unidad medidora puede proporcionar la traza de la tubería deformada en cualquier momento de la vida del terraplén. Existe adicionalmente un control hidráulico de nivel del inclinómetro por medio de un manómetro; para efectuarlo, la sonda tiene en su interior una cámara llena parcialmente de un líquido y es la altura de este líquido lo que el manómetro mide. La

Fig. XIII-26 muestra el tipo de información que es posible obtener de estos dispositivos.

La técnica californiana (Ref. 32) ha desarrollado un aparato muy sencillo que permite medir los desplazamientos horizontales y verticales dentro de un terraplén (Fig. XIII-27). En una trinchera hecha en el momento de la construcción se instala una tubería de plástico telescópica, tal como se muestra en la parte a de la figura. Dentro de la tubería hay una serie de cables unidos a unas anclas rectangulares metálicas, de manera que cada ancla se liga a un cable, pero deja pasar los correspondientes a las anclas situadas más hacia el interior. Todos los cables se reúnen en una caja de mediciones (parte b de la figura), que está instalada en una base de concreto en la parte exterior del terraplén. En el momento de las mediciones deberá controlarse la posición de esa base por métodos topográficos.

Dentro de la caja de mediciones hay una escala respecto a la cual puede medirse la posición de una serie de marcas sobre los cables. Una serie de pesos mantiene los cables en una tensión constante. Los movimientos verticales pueden medirse en este dispositivo instalando en las anclas tramos de tubo lleno de agua y controlando simplemente el nivel de ésta.

Mayor precisión en la lectura de los movimientos horizontales podría obtenerse utilizando el sistema de control eléctrico por medio de potenciómetros, que ya fue descrito.

Muchos de los instrumentos que se han descrito con referencia a la medición de movimientos verticales pueden utilizarse para medir los horizontales, simplemente variando correspondientemente su posición dentro del terraplén.

En la Ref. 25 se describe un tipo de extensómetro que puede medir los desplazamientos horizontales en

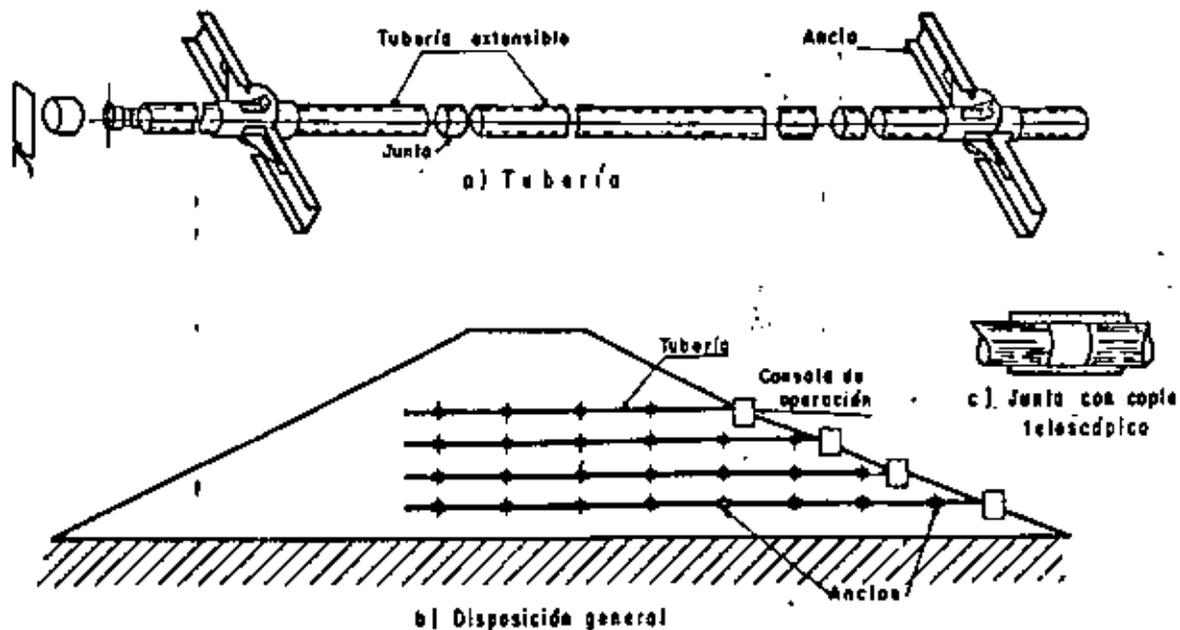


Figura XIII-25. Dispositivo para medición de movimientos horizontales en un terraplén.

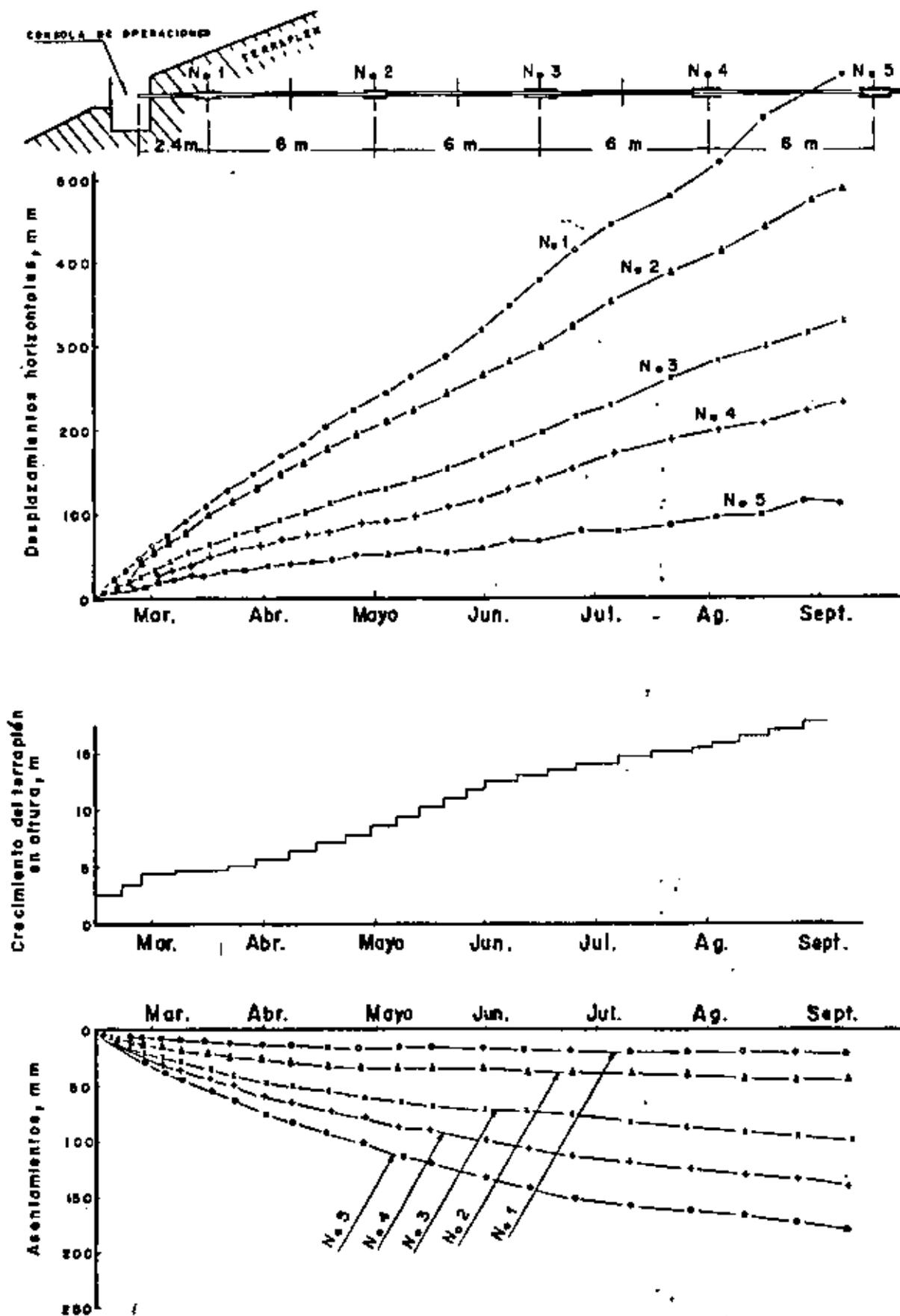
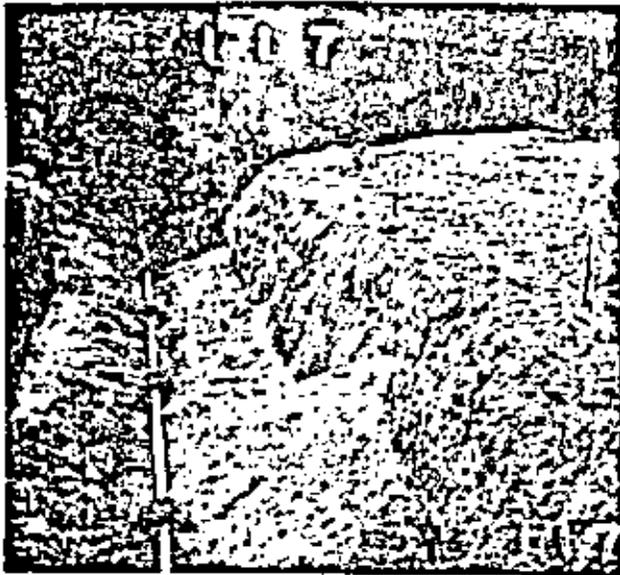


Figura XIII-26. Tipo de información obtenible con un dispositivo de medición de movimientos horizontales y verticales dentro de un terraplén.



Deformímetro horizontal en posición.

tres direcciones del plano (Fig. XIII-28); fue instalado por Marsal y sus colaboradores en la presa del In-Biernillo.

El aparato consta de un cuerpo que se aloja en el plano en el que se desean medir los desplazamientos y del que salen tres patas formadas por tubería telescópica metálica o plástica, con una placa de anclaje al extremo de cada una, embebida en el material del terraplén. Otro tubo vertical lleva las necesarias conexiones a una caja medidora en la superficie del terraplén (parte *b* de la figura). Dentro de cada una de las tres patas existe un cable unido al ancla extrema, que se mantiene a tensión constante por medio de un resorte espiral. Cualquier movimiento en el ancla se transmite al cable y a un eje situado en el cuerpo del aparato, que actúa sobre un potenciómetro del tipo descrito en la Fig. XIII-22. De acuerdo con un método de trabajo ya descrito, la lectura de los cambios en el potenciómetro, hecha en un puente de Wheatstone, permite, por una simple calibración previa de laboratorio, conocer los movimientos que han tenido lugar. La determinación de los movimientos en tres direcciones puede ser muy valiosa en el momento de la interpretación teórica de las lecturas. Las anclas pueden colocarse a tres o cuatro metros de la caja que constituye el cuerpo del aparato.

Uno de los aspectos críticos del funcionamiento de estos instrumentos es su colocación, que debe orientarse según las direcciones en que se esperen los movimientos más importantes; esto es especialmente cierto en las secciones próximas a los extremos del terraplén, en las que los movimientos se producen en forma más compleja y es difícil prever los predominantes, por lo que habrán de colocarse instrumentos con diferentes orientaciones si las mediciones se desean con mucho detalle.

La Fig. XIII-29 corresponde a otro tipo de defor-

mómetro que mide los desplazamientos de puntos en un plano normal a su eje.

Se coloca en el terreno un tubo de plástico dispuesto en tramos, con coples telescópicos y de manera que la boca del tubo en la superficie y su extremo más profundo queden perfectamente fijos. En el interior del tubo se dispone un alambre tensado, con un dispositivo que lo mantiene fijo en la posición inicial; este dispositivo puede ser un resorte situado en la superficie del terreno. El tubo se hace telescópico para que pueda absorber movimientos verticales, los cuales, por otra parte, han de ser medidos por otro procedimiento diferente del aparato que se describe. Cada cople telescópico constituye una unidad de medición, dentro de la cual existe una pieza que tiene en un extremo una horquilla entre cuyas dos puntas hay una resistencia eléctrica y en el otro un contrapeso *W* (parte *c* de la figura). La función del contrapeso es mantener la resistencia eléctrica siempre en contacto con el alambre central del dispositivo, para lo cual la pieza tiene un eje en torno al cual gira. La parte *b* de la figura describe el principio de medición. En la superficie del terreno hay un puente de Wheatstone que contiene dos de sus resistencias; las otras dos (R_1 y R_2) las proporciona la resistencia contenida en la unidad de medición, que queda dividida en dos tramos por el alambre central, de manera que con una calibración eléctrica previa puede conocerse desde la superficie el desplazamiento lateral que haya sufrido la tubería al nivel en que esté la unidad de medición que se controla, pues ese desplazamiento del tubo provocará un desplazamiento relativo de la resistencia eléctrica en contacto con el alambre central, en relación a éste, que se mantiene fijo, lo que modifica los valores de R_1 y R_2 , y permite hacer una lectura en el puente.

Colocando varias unidades de medición puede llegarse a tener una imagen de la línea deformada que adopta el tubo con el paso del tiempo; esta imagen es similar a la que podría proporcionar un inclinómetro. Obviamente el aparato sólo mide desplazamientos muy pequeños, pues en el momento en que la deformación es suficientemente grande la pieza balanceada de las unidades de medición entraría en contacto con las paredes del tubo y el aparato quedaría inservible; por otra parte, las mediciones son de gran precisión. También debe notarse que sólo se miden los desplazamientos en la dirección en que se coloque la resistencia interior ($R_1 - R_2$), lo cual fija la disposición del aparato, si las direcciones del desplazamiento son conocidas; si no lo son, podrían colocarse unidades con sus resistencias dispuestas ortogonalmente para obtener las componentes de los desplazamientos.

La utilidad de un aparato como el que acaba de describirse en los grandes terraplenes de las vías terrestres será necesariamente limitada, pues los desplazamientos que suelen interesar en éstos son de mayores dimensiones que los que el aparato es capaz de medir;

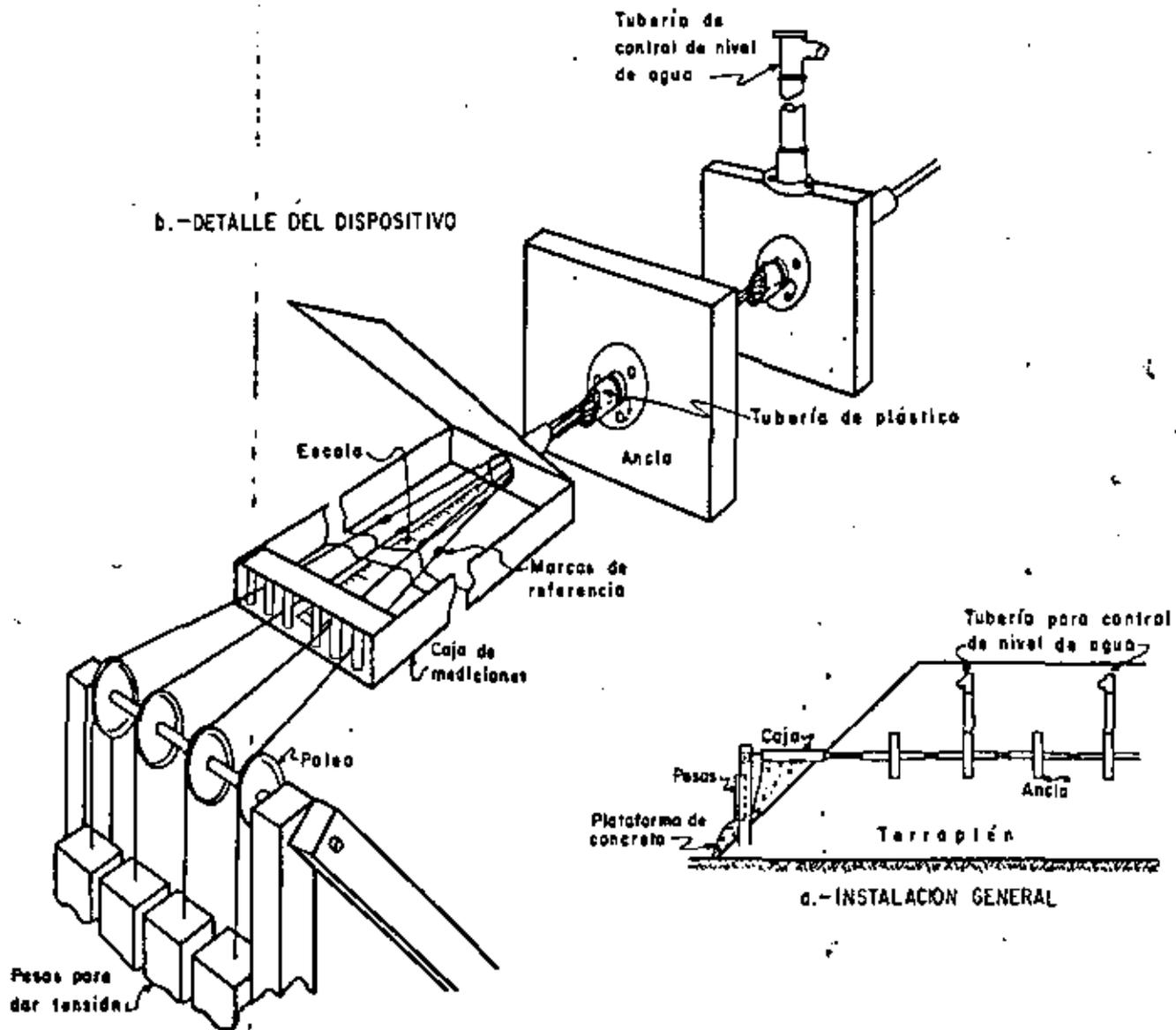


Figura XIII-27. Dispositivo para medir movimientos verticales y horizontales en un terraplén. Técnica Californiana (Ref. 32).

el uso de estos dispositivos se concibe más bien ligado a problemas de excavación de túneles, cuando se de-

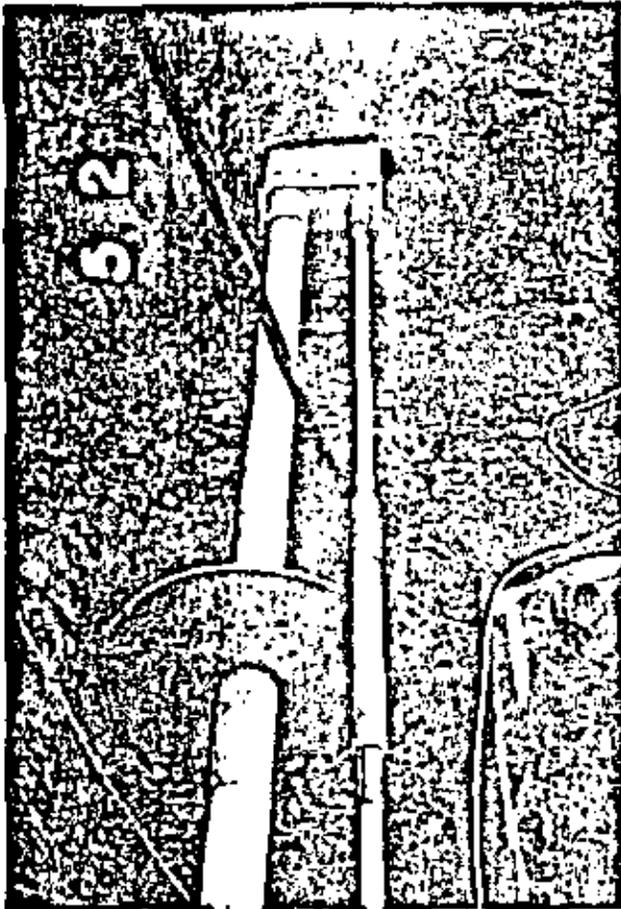
sean medir los desplazamientos que puedan tener lugar en un macizo de suelo o roca como consecuencia de la propia excavación; con esta finalidad se instalaron aparatos de esta naturaleza durante la construcción de la presa de La Angostura en México.

Cabe comentar que el dispositivo anterior puede disponerse con la tubería en posición horizontal, en cuyo caso se tendrá un muy sensible medidor de pequeños desplazamientos verticales.

Otro deformómetro longitudinal que merece citarse es uno desarrollado por la técnica alemana (deformómetro Idel). Un tubo de plástico se coloca horizontalmente en el terraplén, en la dirección en que se desean medir los desplazamientos. De trecho en trecho, este tubo, que es telescópico, tiene anclas que lo solidarizan con el material a su alrededor. La posición inicial de estas anclas se levanta cuidadosamente al iniciar su vida el aparato. Cualquier desplazamiento horizontal del suelo modifica correspondiente-



Instalación de deformímetros horizontales.



Deformímetro horizontal.

mente la posición relativa de las anclas y la nueva posición se determina introduciendo por el tubo una sonda especial que contiene un detector de metales. Debe señalarse que las anclas son metálicas y los únicos elementos de tal material en todo el aparato.

D. Medición de presiones en el agua

Al igual que en el caso de los terraplenes construidos sobre suelos blandos, las presiones en el agua se miden con piezómetros en todos los problemas de instrumentación conectados con análisis de estabilidad de laderas naturales y taludes.

Los tipos de aparatos y el principio de su funcionamiento son también análogos a los descritos anteriormente en este mismo capítulo, pero su utilización en los problemas que ahora se analizan presenta algunas peculiaridades sobre las que conviene hacer algunos comentarios.

En primer lugar, es en estos casos menos frecuente que los piezómetros hayan de estar sujetos a la acción de aguas contaminadas o salobres, de lo que lo es en los aparatos instalados en suelos blandos, que frecuentemente aparecen en zonas de aguas estancadas, pantanos, esteros y otras similares. Lo anterior permite el uso de aparatos con partes metálicas y un relativo

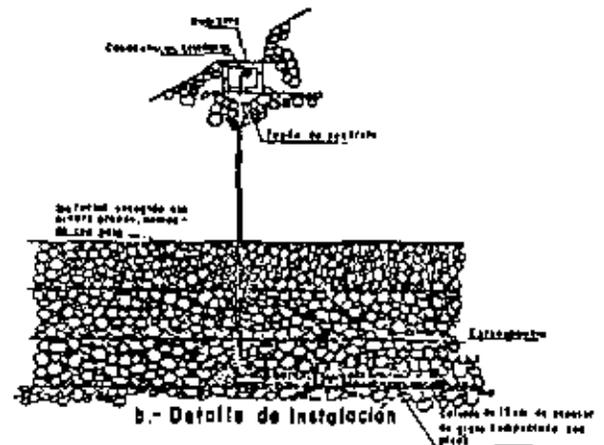
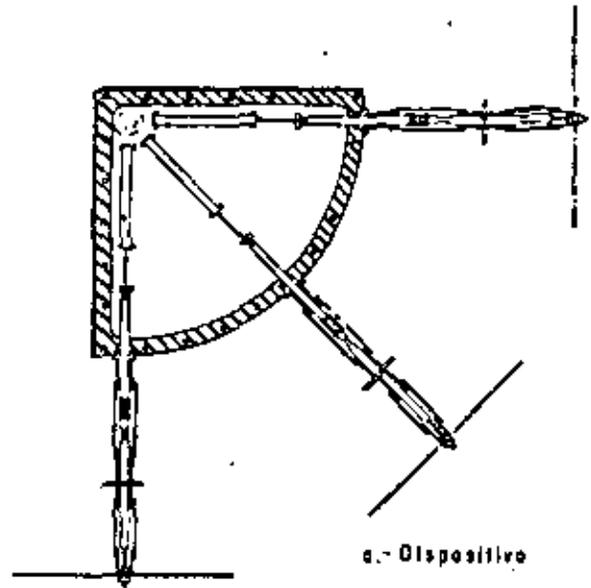


Figura XIII-28. Extensómetro horizontal, instalado en la presa de Infernillo (Ref. 25).

menor cuidado en relación a los problemas de corrosión.

Por otra parte, su uso en grandes terraplenes implica peligros tanto para la unidad medidora, como



Extensómetro horizontal empleado en la presa del Infernillo.

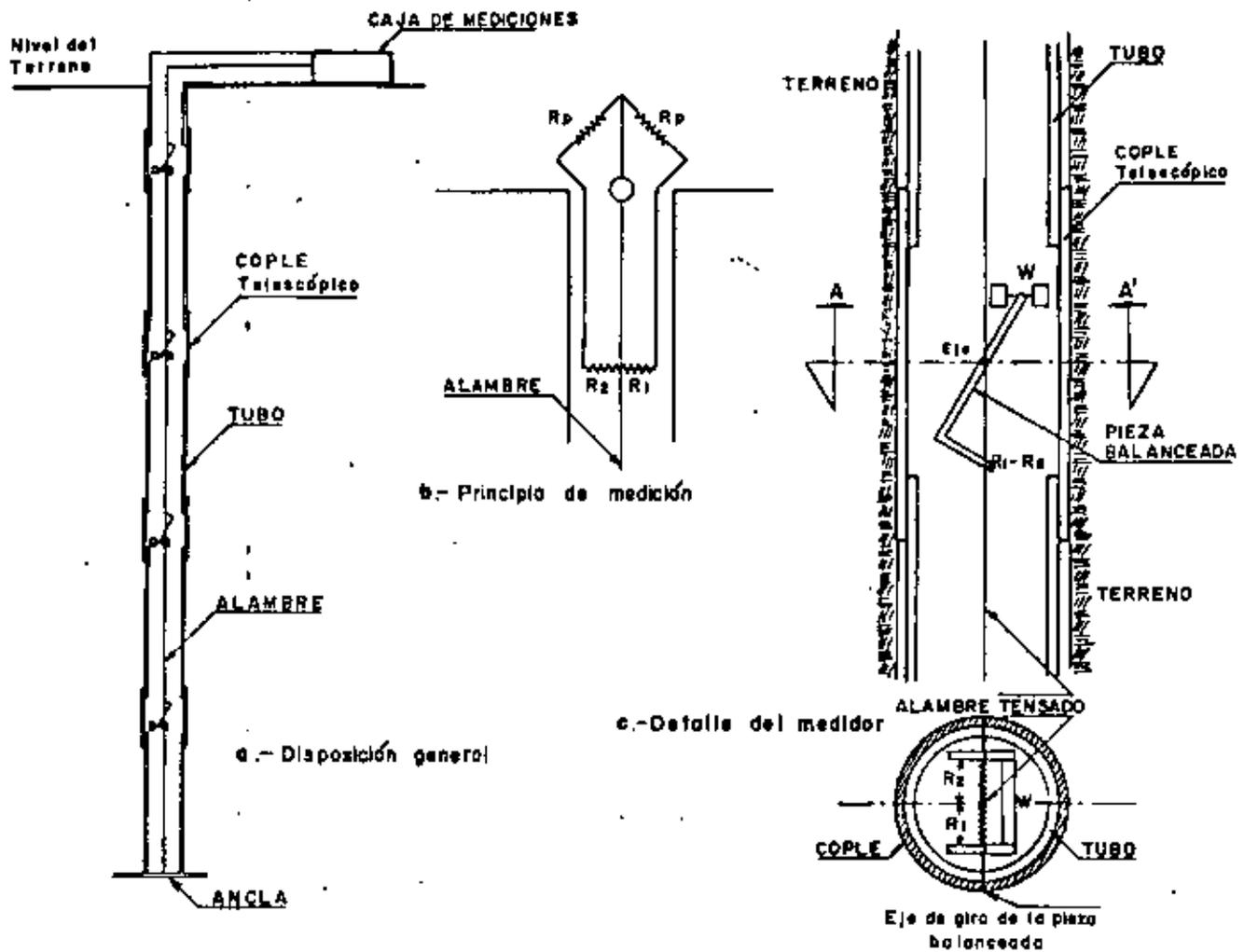


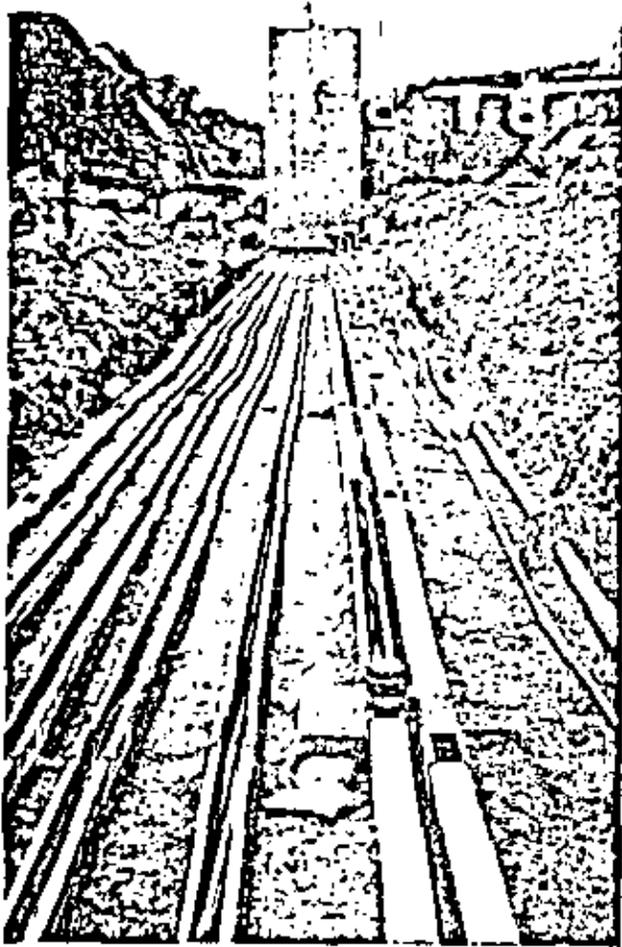
Figura XIII-29. Deformómetro transversal.

sobre todo, para la tubería hacia el exterior, por la posibilidad de ruptura o estrangulamiento causados por piedras contenidas en el suelo. Al igual que en todos los piezómetros, se tiene en los instalados en terraplenes y laderas el riesgo de que burbujas de aire atrapado bloqueen los tubos o las cámaras dentro de la unidad de registro; también se presenta en estos aparatos el problema del tiempo de reacción que se

comentó en el caso de aparatos instalados en suelos blandos, si bien es frecuente que la permeabilidad de los suelos involucrados tienda a ser mayor en muchos suelos de los que existen normalmente en los terraplenes y las laderas, por lo que no es raro en la práctica que los problemas de adaptación a los nuevos estados de presiones sean menores en los casos que ahora se comentan. Otros dos factores se concitan para hacer que los problemas de retardamiento en la estabilización de las lecturas sean menores en los piezómetros instalados en terraplenes y laderas, que en los instalados en suelos blandos compresibles. En primer lugar, suele ser posible en el primer caso colocar una capa de arena ancha y potente en torno al aparato, la cual puede contener un volumen importante de agua fácil de movilizar y, en segundo lugar, en los grandes terraplenes de las vías terrestres, en condiciones normales, las presiones cambian muy lentamente con el tiempo y las lecturas se hacen con espaciamientos relativamente grandes, todo lo cual da margen a que se establezcan dentro de los aparatos las condiciones exteriores. Se excluye, naturalmente, el caso de terraplenes o laderas en trance de falla, con



Extensómetro horizontal en posición.



Detalle de la instalación de deformímetros horizontales.

movimientos importantes, pues en ellos sí será preciso disponer de información correspondiente a lapsos cortos.

En conexión con la necesidad de instrumentar grandes terraplenes de vías terrestres se tiene frecuentemente el problema de instalar piezómetros en suelos parcialmente saturados, en los que existe aire a gran presión en los vacíos; se hace preciso diferenciar qué parte de la lectura piezométrica se refiere al aire y cuál al agua. El problema suele resolverse usando en la unidad medidora paredes porosas de cerámica que dejen pasar fácilmente el aire, abatiendo su presión (Ref. 35).

Cuando las laderas o los taludes que se instrumentan están sujetos a movimientos deberán tenerse éstos muy en cuenta al colocar los piezómetros, para evitar que se rompan o estrangulen las tuberías de medición.

El uso de los piezómetros abiertos es frecuente por economía, facilidad de instalación y de lecturas y resistencia de los aparatos, cuando el problema de los tiempos de retardamiento no es importante; la interpretación de las lecturas en suelos parcialmente saturados puede ser difícil. En terraplenes susceptibles de sufrir asentamientos se instalan ventajosamente en el interior de ademes telescópicos y en casos

de uso en materiales peligrosos, la tubería puede ser metálica y tan resistente como sea de desear.

Los piezómetros neumáticos presentan las ya discutidas ventajas de requerir la movilización de volúmenes mínimos de agua, la facilidad de purgar sus líneas, el ser fáciles de operar y el ser de pequeño tamaño y fáciles de instalar.

Como comentario final, cabe decir que al instalar piezómetros en grandes terraplenes, con fines de conocer la evolución de sus condiciones de estabilidad, hay que afrontar la necesidad de que la instalación pueda ser mantenida por muy largo tiempo, por lo que deberán escogerse equipos seguros y confiables, que deberán colocarse de manera que queden a cubierto de todas las circunstancias adversas previsibles.

XIII-4 PROBLEMAS DE INSTALACION

Existe todo un conjunto de problemas comunes a todas las instalaciones instrumentales de la ingeniería, que conviene mencionar y comentar brevemente.

- Es muy frecuente que los instrumentos se entierran en el suelo y permanezcan en él durante mucho tiempo; numerosas veces bajo el nivel freático o sujetos a fluctuaciones del mismo. Lo anterior impone una condición severa y limita o frecuentemente excluye toda posibilidad de reparación o reemplazo.
- Muchas veces, los cambios más importantes y de mayor interés ocurren muy lentamente y disfrazados por todo un conjunto de efectos secundarios, tales como variaciones de temperatura, fluctuaciones del nivel freático, etcétera. Esto hace que se presenten serios problemas de interpretación que exigen elevadas dosis de buen criterio para rechazar lecturas erróneas o discordantes y fijar la atención en los datos esenciales, haciendo a un lado las influencias secundarias.
- La mayor parte de las mediciones son relativas entre dos puntos; para establecer los movimientos absolutos es necesario contar con referencias fijas confiables.
- En muchos problemas de instrumentación relacionados con la Mecánica de Suelos es preciso conocer el comportamiento de estructuras durante la construcción, lo que exige colocar los instrumentos medidores interfiriendo la libertad de movimiento de hombres y equipos; esto suele ser fuente de fricciones, oposiciones aparentemente fundamentadas a los programas de medición y, en última instancia, de deterioro o ruptura de equipos de medición.

Como consecuencia de las consideraciones anteriores puede decirse que los equipos e instrumentos que

sirvan de base a un programa de instrumentación de campo deben de cumplir los siguientes requisitos:

- Ser robustos, resistentes y fácilmente manejables.
- Ser sencillos, con el menor número posible de partes móviles y, preferentemente, de funcionamiento no eléctrico.
- Ser fácilmente reparables.
- Dentro de lo posible, ser accesibles.
- Proporcionar datos fáciles de obtener e interpretar. Muchos programas de instrumentación llegan a requerir el apoyo de una computadora, lo cual se refleja en un costo generalmente alto, que ha de ser erogado durante largo tiempo.

Un programa concreto de una instalación de pruebas debe tomar en cuenta varios factores, como son:

- Propósito u objeto de las pruebas.
- Definir si la prueba es básica para la realización de la obra, si sólo es conveniente (y en qué grado) o complementaria o si es relativamente independiente.
- Definir la posibilidad de incluir el programa de instalación y pruebas en el programa de construcción de la obra.
- Considerar el tiempo necesario y disponible para la adquisición o fabricación de los aparatos, su revisión, su acondicionamiento, su calibración e instalación, así como para la adquisición y construcción de los dispositivos auxiliares a que haya lugar.
- Valorar el tiempo en que podrán obtenerse conclusiones preliminares y definitivas, comparándolo con las necesidades de información que hayan sido planteadas, para definir si la oportunidad de la información obtenida es acorde con los requerimientos del caso.
- Estimar los riesgos materiales y humanos a que estarán sujetos hombres y equipos, programando las medidas de protección adecuadas.
- Efectuar un análisis económico, definiendo si el costo de la instrumentación gravitará sobre la obra considerada o si puede repartirse entre varias, tomando en cuenta los beneficios cuantificables que directa o indirectamente vaya a reportar el programa de instrumentación.

La ejecución del programa de pruebas debe efectuarse tomando en cuenta, además de todos los anteriores, los siguientes puntos específicos:

- El especialista de Mecánica de Suelos, en combinación con el técnico en instrumentación deberán elaborar mentalmente uno o varios

modelos de comportamiento de la obra en estudio y del desarrollo probable de las pruebas en el tiempo, dejando la posibilidad de ir corrigiendo esas imágenes, a medida que la propia información obtenida lo vaya haciendo aconsejable.

- Deberá preverse la forma definitiva del reporte, incluyendo gráficas y tratamientos auxiliares.
- En general, convendrá tomar los datos con mayor frecuencia de lo que a primera vista parezca necesario, en previsión de que la obra muestre un comportamiento diferente del supuesto.
- Deberá tratarse de tomar en cuenta todos los fenómenos que interfieran o puedan llegar a interferir en las mediciones durante todo el tiempo de su desarrollo. La probabilidad de que ocurran fenómenos ajenos al interés de la prueba, pero que la influencien, nunca debe desecharse. La previsión de estos fenómenos permite separar los efectos de las interferencias, de aquellos cuya medición se busca. Este aislamiento de la información relevante respecto de la que pudiera presentarse como acompañamiento es una de las metas fundamentales de un buen programa de instrumentación.
- Deberá darse debida consideración a la posible pérdida de datos por desajustes de los instrumentos, no detectados en fases incipientes y tomar también en cuenta otros motivos de pérdida de información, como son los extravíos, las equivocaciones en la anotación o en la identificación, fallas en las conexiones, etcétera.
- Deberá estudiarse la forma de obtener la información general y relevante de la prueba, de manera que los datos de los distintos instrumentos y brigadas puedan correlacionarse correctamente. El anterior no es un problema de solución única. También deberá procurarse manejar datos comparables y simultáneos; no debe excluirse la posibilidad de conseguir la simultaneidad de datos por interpolación o extrapolación de otros no rigurosamente simultáneos.
- Es fundamental el cumplir la necesidad de inspeccionar constantemente los aparatos y las instalaciones, de darles mantenimiento y de efectuar calibraciones y reparaciones. Los tiempos necesarios para cumplir con todo lo anterior deberán considerarse siempre en los balances generales de todo el programa de instrumentación.
- La toma de datos debe hacerse más frecuente cuando se espera o se ha producido un cambio importante en las cargas, en la situación hidráulica o en las condiciones ambientales y

también cuando haya ocurrido un sismo o se espere la falla.

XIII-5 OTROS PROBLEMAS DE INSTRUMENTACIÓN DE INTERÉS EN LAS VIAS TERRESTRES

A. Presión de tierras y elementos de retención

Una conclusión que debió de resaltar como consecuencia de la lectura del Capítulo V del Volumen I de esta obra es la necesidad de medir la magnitud de las presiones de tierra que los suelos ejercen contra los elementos de retención; sólo así se podrán calibrar adecuadamente las distintas teorías que se ofrecen al proyectista e ir adquiriendo una experiencia razonada en relación a los diferentes tipos de suelos y a los diferentes tipos de elementos de retención.

Casi toda la investigación que se hace sobre empuje de tierras se realiza con conjuntos de celdas de presión que se colocan entre el relleno y el muro. Desde luego, muchas de las celdas medidoras de presión, descritas en páginas anteriores de este Capítulo pueden utilizarse para los fines que ahora se describen; caben sin embargo algunos comentarios adicionales sobre el tema.

Casi todas las celdas de presión que se han usado hasta el momento en problemas de empuje de tierras son de tres tipos. El primero puede ser ejemplifi-

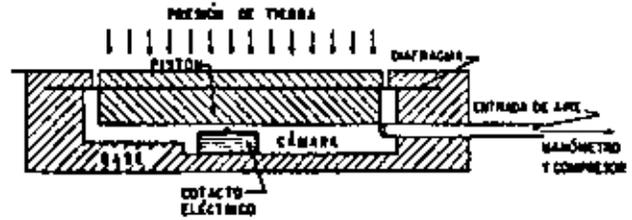


Figura XIII-30. Celda de Goldbeck (Ref. 1).

cado por la celda Goldbeck (Fig. XIII-30. Refs. 1 y 34).

La presión actúa contra un pistón que puede deformarse flexionando un diafragma; al ocurrir esto se establece un contacto eléctrico y se cierra un circuito, haciendo una lectura en algún medidor de paso de corriente que esté situado en el exterior. Existe un dispositivo que permite inyectar a una cámara en el interior de la celda aire comprimido y la presión de aire necesaria para contrabalancear la presión de tierra, rompiendo el contacto eléctrico e interrumpiendo el paso de la corriente, la cual se lee en un manómetro, se considera igual a la presión de tierra que actúa. La celda Goldbeck es históricamente uno de los primeros medidores de presión que fueron desarrollados y tiene varios inconvenientes prácticos, de los que quizá el más importante es el requerir el movimiento de regreso del pistón; la mayor parte de las celdas de este estilo se inutilizan al cabo de pocos años, seguramente a causa de la condensación de la humedad en la cámara de aire o por deterioro de los contactos eléctricos.

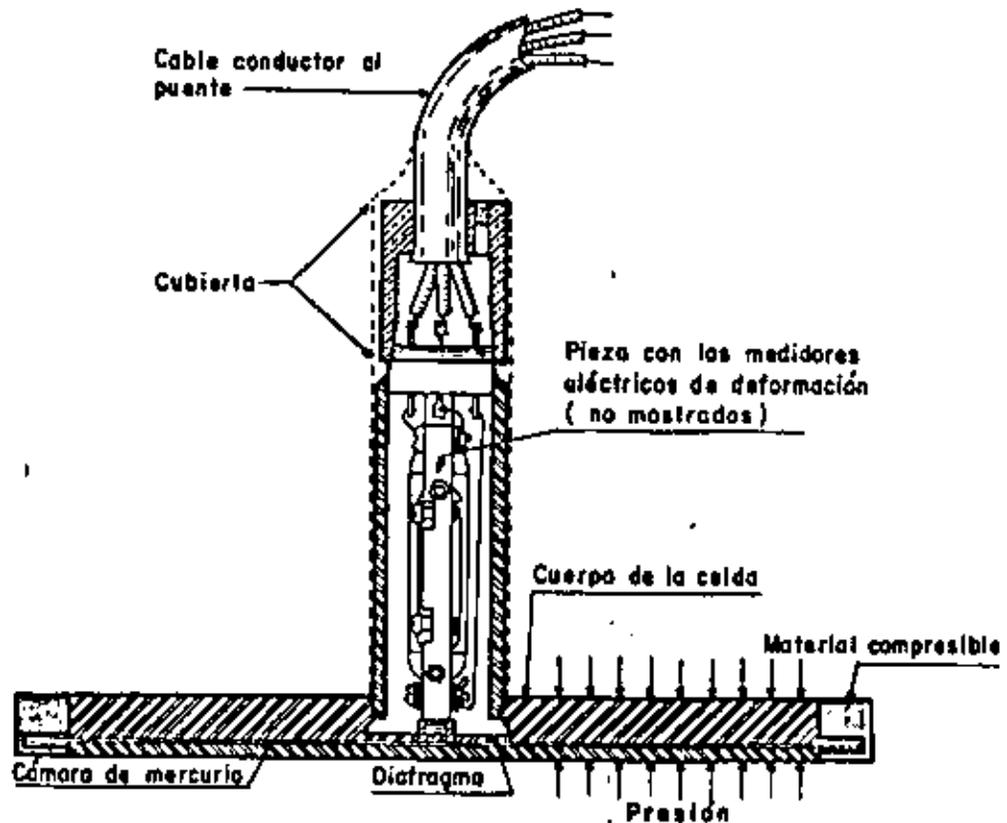


Figura XIII-31. La celda Carlson (Ref. 1 y 35).

La celda Carlson (Refs. 1, 35 y 36) se muestra esquemáticamente en la Fig. XIII-31. La presión de la tierra actúa sobre una cámara delgada llena de mercurio, el cual, a su vez, presiona un diafragma, con lo que se modifica la longitud de un vástago flexible en el que se alojan una serie de medidores eléctricos de deformación (Strain gauges) y se puede detectar un cambio de resistencia eléctrica en un puente situado en el exterior, en forma similar a la descrita en otras partes de este mismo Capítulo. Se requiere una calibración previa del aparato.

El Waterways Experiment Station, organismo norteamericano, ha desarrollado una celda similar a la Carlson, también de mucha utilización en los E. U. A., con los medidores eléctricos situados directamente sobre el diafragma, dos en la zona de tensión y dos en la de compresión del mismo.

En la celda Carlson se ha logrado actualmente reducir casi hasta ser imperceptibles los efectos de temperatura; esto se logra empleando capas de mercurio sumamente delgadas (de dos o tres centésimos de centímetro). Es un dispositivo de muy alta sensibilidad, resistente al manejo normal. En la celda W. E. S., se sustituye el mercurio frecuentemente por aceite. El punto más delicado de este tipo de celda es la soldadura entre los alambres de los medidores eléctricos y el diafragma y la posibilidad de falla más frecuente del dispositivo es que el material de dicha soldadura sufra alguna suerte de creep; este problema hace que algunos especialistas consideren el comportamiento a largo plazo de la celda Carlson más seguro que el de la W. E. S., pero en cambio esta última se estima menos sujeta a la influencia de cambios en la resistencia de los cables de conexión.

Además de los tres tipos anteriores, ya se dijo que pueden utilizarse en la medición de presión de tierras básicamente todos los tipos de celdas que han sido descritas en el inciso D del párrafo XIII-2 de este Capítulo.

Estos mismos tipos de celdas se utilizan para medir los esfuerzos transmitidos por las cargas rodantes, cuando se colocan embebidos en las distintas capas de los pavimentos.

Un punto delicado en la instalación de estos aparatos es la compactación del material del relleno o del terraplén a su alrededor, operación que obviamente tendrá que hacerse a mano, igualando muy exactamente las condiciones que prevalezcan en el resto del material, compactado convencionalmente; si alrededor del aparato se compacta menos el terreno se leerán presiones menores que las prevalecientes en el resto de la estructura y ocurrirá lo contrario si la compactación se excede. Otra fuente de problemas es que haya una diferencia importante entre la compresibilidad de la celda y la de la tierra que la rodea. También se han inutilizado muchos dispositivos por ruptura en los cables de conexión cuando ocurren movimientos en el relleno en relación a los cuales no se han tomado las debidas referencias.

B. Túneles

El proyecto y la construcción de túneles a través de suelos plantea muchos problemas que merecen instrumentación específica; los principales son (Ref. 1):

- La magnitud y la distribución de la presión de tierra sobre el túnel.
- Las cargas que se ejercen sobre ademes y revestimientos temporales.
- Los movimientos del suelo en la vecindad del túnel durante la construcción.
- Los movimientos del suelo en puntos relativamente alejados del túnel, consecuencia de su excavación.
- Los movimientos en la superficie del terreno sobre el túnel.

La mayor parte de los programas de instrumentación en túneles se reducen al tiempo de construcción y son relativamente escasos los programas que contemplan mediciones que cubran mucho tiempo de la operación de la estructura.

Las Refs. 37, 38, 39 y 40 son descripciones clásicas de programas de instrumentación realizados con mucho éxito. Desde entonces muchos han sido los programas de instrumentación que se han realizado en este campo de la ingeniería. La Ref. 41 reseña algunos trabajos recientes.

Cuando se construye un túnel a través de suelos, el material tiende a fluir hacia la excavación, produciéndose movimientos en el terreno adyacente; éstos pueden causar daños a edificios o estructuras cercanos, si los hubiere. Durante el funcionamiento del túnel ocurren también pequeños movimientos. En todos los casos, resulta difícil prever e interpretar los movimientos por medio de las teorías existentes, que frecuentemente no son capaces de tomar en cuenta todas las heterogeneidades geológicas y complejidades de cada caso particular; por todo ello, la medición de comportamiento en el campo es importante.

Los programas de instrumentación en túneles suelen perseguir uno o varios de los siguientes objetivos:

- Medición de las presiones de tierra o de roca.
- Medición de los esfuerzos actuantes en ademes y revestimientos.
- Medición de distorsiones en ademes y revestimientos.
- Medición de los movimientos en el terreno influenciados por el túnel, así como de las presiones de poro en dicho terreno.
- Medición de movimientos en el túnel como un conjunto.

Los instrumentos para medir desplazamientos en el terreno o las presiones de poro en el agua contenida en él son básicamente similares a muchos de los descritos en páginas anteriores de este capítulo. Los apa-

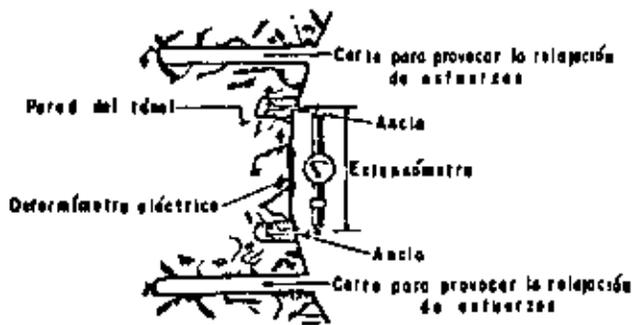


Figura XIII-32. Dispositivo para medir presiones en la superficie expuesta de un túnel (Ref. 48).

ratos a base de alambres sujetos a tensión constante se prestan especialmente para ser instalados en túneles. En el Capítulo relativo a Túneles se insistirá más sobre el tema, pero aun sin haber tratado los aspectos geotécnicos de estas estructuras, conviene en este lugar describir algo los instrumentos principales de uso más general.

La Fig. XIII-32 muestra una disposición de instrumentos que permite medir las condiciones de esfuerzo que prevalecen en la superficie expuesta de la roca o de un suelo duro, en los que se excave un túnel. Estos esfuerzos no representan a los que prevalecían en el interior de la masa antes de la excavación.

Un extensómetro está montado entre dos puntos fijos, que cuando se desplazan permiten realizar las correspondientes lecturas. En otros dispositivos análogos, el extensómetro se substituye con un deformímetro eléctrico de resistencia (strain gauge), del tipo de los que permiten relacionar la resistencia eléctrica con la longitud de un alambre y a los que ya se hizo referencia.

Dispositivos como los anteriores permiten controlar los procesos de relajación de esfuerzos en torno a la excavación, con el paso del tiempo. Para ayudar a tal control se hacen cortes en zonas próximas al dispositivo, en los que el material puede expanderse fácilmente, aliviándose sus presiones. Si estos dispositivos se disponen alrededor de las ranuras practi-

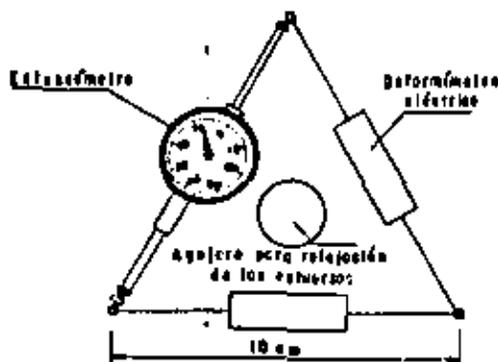


Figura XIII-33. Dispositivo para medir relajación de esfuerzos en torno a un agujero (Ref. 48).

cadas en el material puede obtenerse información suficiente para determinar los esfuerzos principales y su evolución.

La Fig. XIII-33 muestra un dispositivo que puede incluir extensómetros o deformímetros eléctricos (lo que se esquematiza en la figura representando ambos elementos), que permite analizar la relajación de esfuerzos en torno a un agujero de perforación, que debe ser lo suficientemente pequeño como para que la relajación que a su alrededor se produzca no exceda un tercio del valor original de los esfuerzos, límite que se considera no debe ser sobrepasado para poder suponer elástico el estado del material, de manera que los valores de los módulos de elasticidad que se hayan obtenido y se apliquen a los cálculos puedan conservar un significado físico razonable.

La Fig. XIII-34 (Ref. 48) muestra un tercer método de medición de los estados de esfuerzos en la superficie de la excavación de un túnel, útil para ser empleado en rocas blandas o suelos firmes. Ahora se hace uso del principio de restauración de esfuerzos. En una primera etapa se coloca en la superficie del material un alambre a tensión constante, midiéndose su frecuencia de vibración; este tipo de medidor de longitudes opera según el principio de la cuerda vibrante que ya ha sido discutido en este Capítulo. En un segundo paso, se practica en el material de la excavación una ranura, la que produce una cierta relajación del esfuerzo inicial. En seguida, se introduce en la ranura una celda generadora de presión (por ejemplo, un gato Freyssinet), la cual se fija perfectamente con mortero de cemento; después se opera la celda hasta restablecer el estado de esfuerzos original, lo cual se detecta porque la cuerda vibrante vuelve a su frecuencia de vibración inicial.

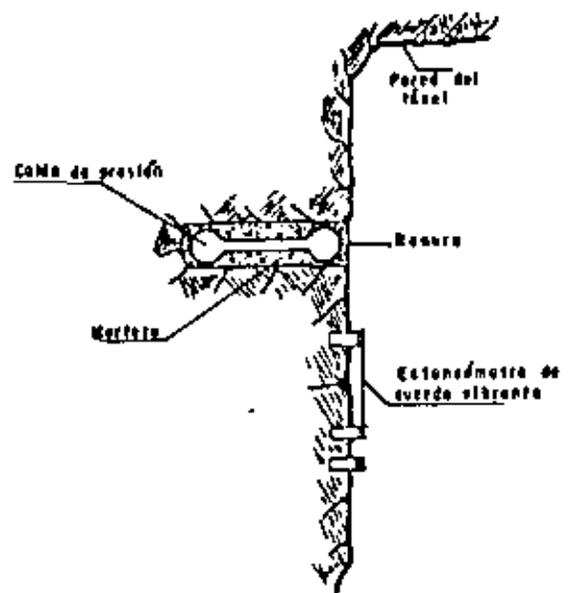


Figura XIII-34. Medición de presiones en la superficie expuesta de un túnel por el método de restauración de esfuerzos (Ref. 48).

Existen también instrumentos concebidos para medir los esfuerzos en el interior del material en que se excava el túnel; es decir, en puntos situados mas adentro de la superficie expuesta por la excavación. Para estos fines en algunos aparatos se hace uso de mediciones de relajación de esfuerzos (Ref. 48), con dispositivos análogos a los ya descritos, pero adaptados para ser introducidos en el interior de pozos de muy pequeño diámetro (7 a 10 cm). En otros instrumentos se hace uso del método de restauración de los esfuerzos, también someramente ya comentado en renglones precedentes. Ahora se perfora un pozo de 18 a 20 cm de diámetro, hasta el punto en que se desea medir los esfuerzos existentes; en el fondo de esa perforación se coloca un instrumento con una serie de extensómetros (strain-gauges) dispuestos en corona. La relajación de los esfuerzos se produce perforando a continuación un pozo de 4 o 5 cm, coaxial con el anterior y a partir del fondo del primero; con esta relajación, los extensómetros previamente colocados varían sus lecturas. En la última etapa de la medición, se introduce un gato cilíndrico en el pazo de menor diámetro y accionándolo, se mide el esfuerzo necesario para volver los extensómetros a su posición inicial.

Finalmente, se ha tratado de medir los esfuerzos en el interior de la masa de suelo en torno al túnel con diversos métodos indirectos. Habib (Ref. 49) y otros han tratado de correlacionar la velocidad de propagación de ondas de sonido producidas en el medio, con la magnitud de los esfuerzos actuantes, pero las investigaciones han puesto de manifiesto que a pequeños cambios en la velocidad del sonido pueden corresponder cambios de muchos centenares de kilogramos por centímetro cuadrado, en el esfuerzo, por lo que el método no puede considerarse de aproximación suficiente para los trabajos en que se pretenda más que conocer el orden de magnitud de los esfuerzos.

Seguramente la gran mayoría de los programas de medición que se ejecutan en túneles se refieren a medidas de presiones de tierra y roca sobre ademes y revestimientos o a mediciones de las fuerzas actuantes sobre las diferentes piezas de ellos. Esto último implica la medición de deformaciones en piezas de madera o de acero. Estas mediciones se hacen con frecuencia en galerías piloto, para obtener información útil para el diseño de las piezas de ademe real. Las mediciones se hacen marcando puntos testigo en las piezas del ademe, sea en el de la galería piloto o en el real, y observando sus movimientos relativos, sea por métodos topográficos o desarrollando algún dispositivo mecánico para ayudar la medición (Ref. 48). Los movimientos relativos se pueden volver absolutos, relacionando por lo menos un punto con una referencia fija, fuera de la zona en estudio.

Las presiones actuantes sobre las piezas de los ademes pueden medirse con extensómetros longitudi-

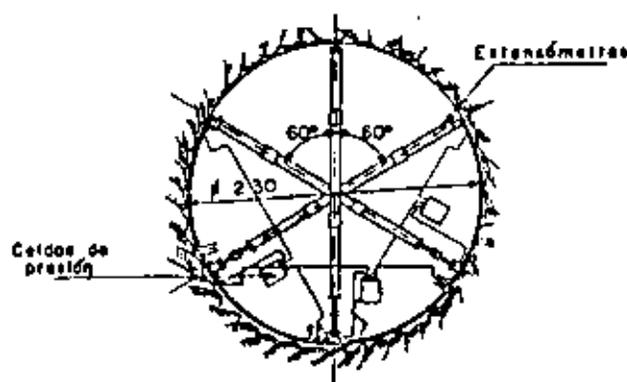


Figura XIII-35. Disposición radial de instrumentos para medir desplazamientos (Ref. 48).

nales, del tipo de los descritos en otras partes de este capítulo, dispuestos, por ejemplo, como se ve en la Fig. XIII-35 (disposición radial). Arreglos en estrella o en Delta son también frecuentes.

También pueden medirse las presiones utilizando celdas, algunos de cuyos tipos han sido mencionados en otras partes de este capítulo. La Fig. XIII-36 muestra el esquema de disposición de celdas que se utilizó en el metro de Chicago, para medir las presiones ejercidas por una arcilla blanda sobre un revestimiento permanente de concreto (Ref. 50).

Un hecho importante puesto de manifiesto tanto por las mediciones hechas en el metro de Chicago, como en muchos túneles en las ciudades de Moscú y Leningrado (Ref. 48) es que los esfuerzos que se desarrollan en los ademes se ven frecuentemente afectados en mucho por circunstancias ajenas a la propia

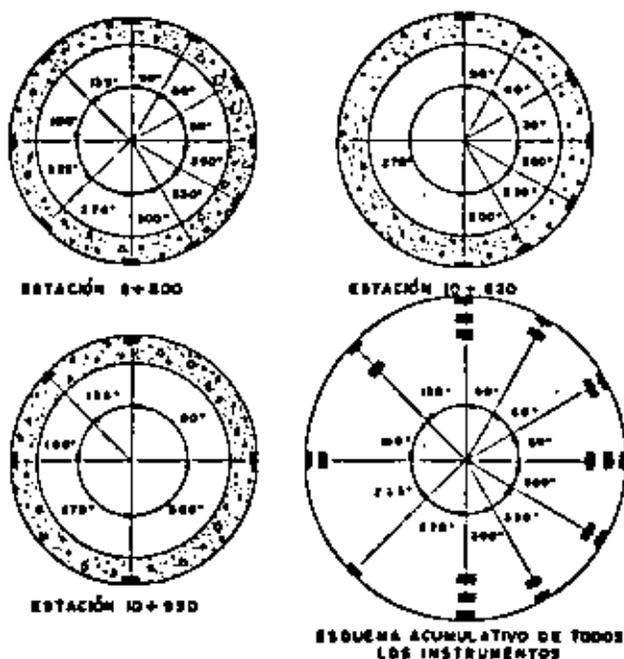


Figura XIII-36. Localización de celdas de presión en un túnel de sección circular (Ref. 48).

presión ejercida por el suelo; entre éstas figuran preponderantemente una erección que haga a las piezas adoptar formas diferentes a la de la galería (por ejemplo, formas elípticas en galerías circulares); inyecciones defectuosamente realizadas o rellenos y acunamientos inapropiados.

XIII-6 INSTRUMENTACION DE INVESTIGACIONES DE LABORATORIO

La investigación de laboratorio, sea en pruebas o modelos, ofrece un campo amplio a la utilización de las técnicas de instrumentación; un campo en el que, por cierto, mucho falta por investigar y definir. La Ref. 42 es un excelente resumen de varios aspectos de estos problemas, en la que se describen con detalle las técnicas de instrumentación más usadas hasta el presente, de acuerdo con la escala de las pruebas realizadas.

Los equipos empleados en los laboratorios para medir desplazamientos deben ser generalmente de alta precisión, a causa de los movimientos relativamente pequeños que han de detectarse en los modelos a escala correspondientemente reducida. Por la misma razón ha de cuidarse mucho el efecto perturbador que la presencia del instrumento medidor produce.

Muchos de los equipos empleados para medir desplazamientos en suelos son de funcionamiento mecánico o eléctrico (Ref. 43). Los aparatos mecánicos (ver, por ejemplo la Ref. 44) consisten usualmente de un vástago metálico muy delgado 1.5 mm, aproximadamente) que se coloca en un ademe un poco más grueso, para evitar que las partículas de suelos se introduzcan entre ambos. En el extremo inferior del vástago y sobresaliendo del ademe hay una ampliación que ancla al vástago al suelo. Vástago y ademe tienen su extremo superior ligado a una base fija, fuera del suelo y ese extremo del vástago acciona un micrómetro, que puede así leer los desplazamientos de la pequeña zapata inferior. Según como se coloque el aparato, puede leer desplazamientos horizontales o verticales.

Los medidores eléctricos de desplazamientos operan casi siempre determinando el cambio en la separación de dos pequeños discos colocados en el suelo, próximos uno al otro. En un modelo común (Ref. 45), cada disco tiene un eje de hierro que penetra en una bobina activada, de modo que cualquier desplazamiento relativo entre los dos discos produce una mayor o menor penetración del eje de hierro en su bobina y un correspondiente cambio en la impedancia del conjunto. Por calibración previa puede conocerse el desplazamiento relativo que corresponde a cada cambio de impedancia.

La Ref. 46 describe otro dispositivo similar con la ventaja de que en el suelo sólo han de colocarse dos pequeños discos, conectados por alambres a medidores dispuestos fuera, que detectan el cambio en la separación.

Ya se ha mencionado que en la actualidad existen celdas medidoras de presión de tamaño muy pequeño, que resultan muy apropiadas para el trabajo en el laboratorio. Casi todos los instrumentos de esta naturaleza hacen uso de medidores eléctricos de deformación (strain gauges), que se prestan para formar aparatos de muy pequeño tamaño.

La Ref. 47 describe una investigación con uso extensivo de instrumentación para medir esfuerzos y deformaciones, realizada en un modelo de una pila de un gran puente, con el objeto de verificar la seguridad de una cimentación en proyecto.

Anexo XIII-A

Caso Práctico

Con objeto de proceder a la estabilización de una ladera natural (Fig. XIII-A.1) cuyo movimiento afectaba la operación de un camino, y a fin de conocer el mecanismo cinemático del mismo, se recurrió a la medición de los movimientos horizontales y verticales del terreno, para lo cual se dispusieron tres líneas de puntos de control superficial y tres inclinómetros del tipo Slope-Indicador, alojados en un eje que se supuso coincidía aproximadamente con el eje de simetría del área en movimiento, con objeto de conocer la forma y profundidad de la superficie de deslizamiento.

Las líneas de puntos de control se eligieron una vez que se contó con el levantamiento topográfico detallado de la zona (Fig. XIII-A.1), alojando unos puntos fuera del área en movimiento, en cada extremo, que definieron una línea base, refiriéndose los movimientos de los puntos alojados sobre esa línea a la posición original.

La información obtenida de la perforación realizada para la instalación de los inclinómetros, así como los resultados de las mediciones efectuadas en ellos, se muestran en la Fig. XIII-A.2.

Con los datos de la instrumentación colocada, pudo elaborarse el perfil de suelos mostrado en la Fig. XIII-A.3, en la que se aprecia la superficie de falla sobre la que ocurren los movimientos.

La tubería de los inclinómetros sirvió también para poder determinar la posición del nivel de aguas freáticas, pudiéndose establecer su influencia en el movimiento.

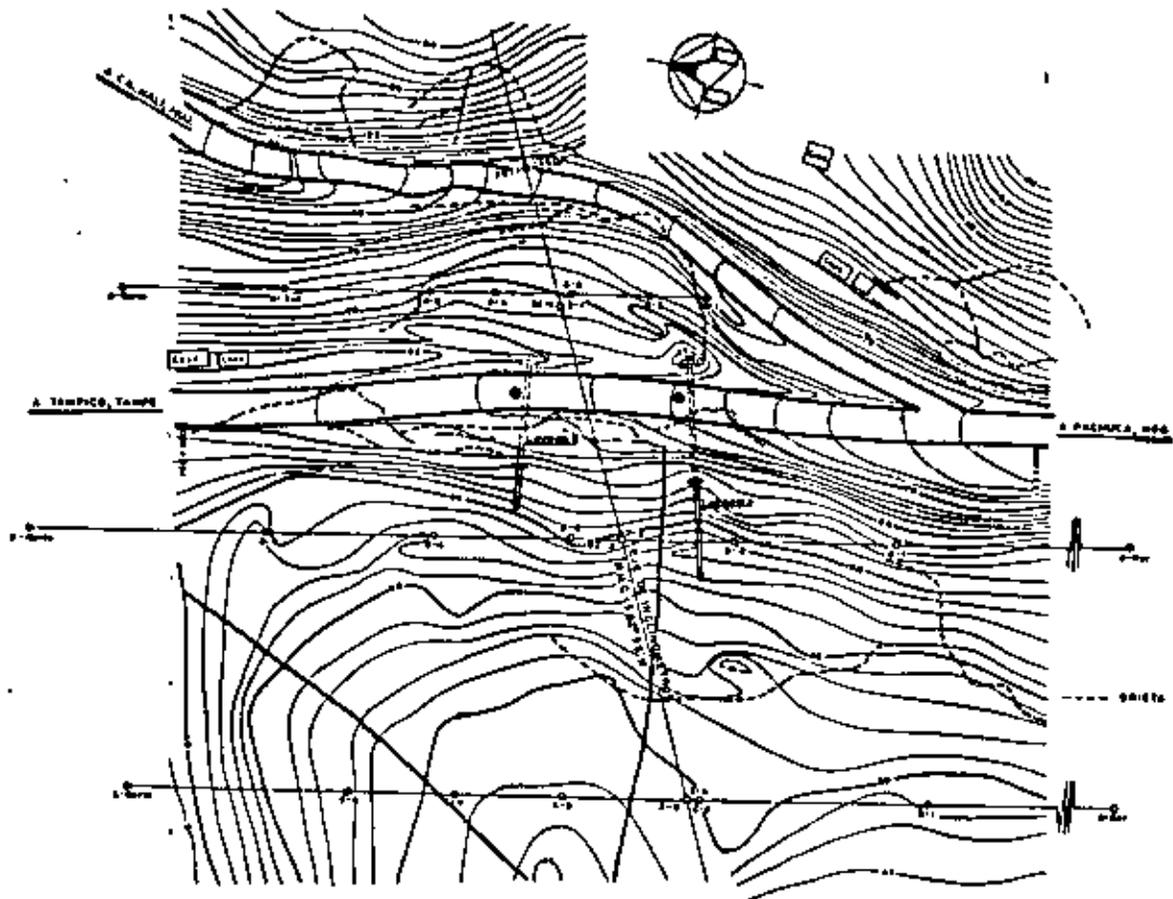
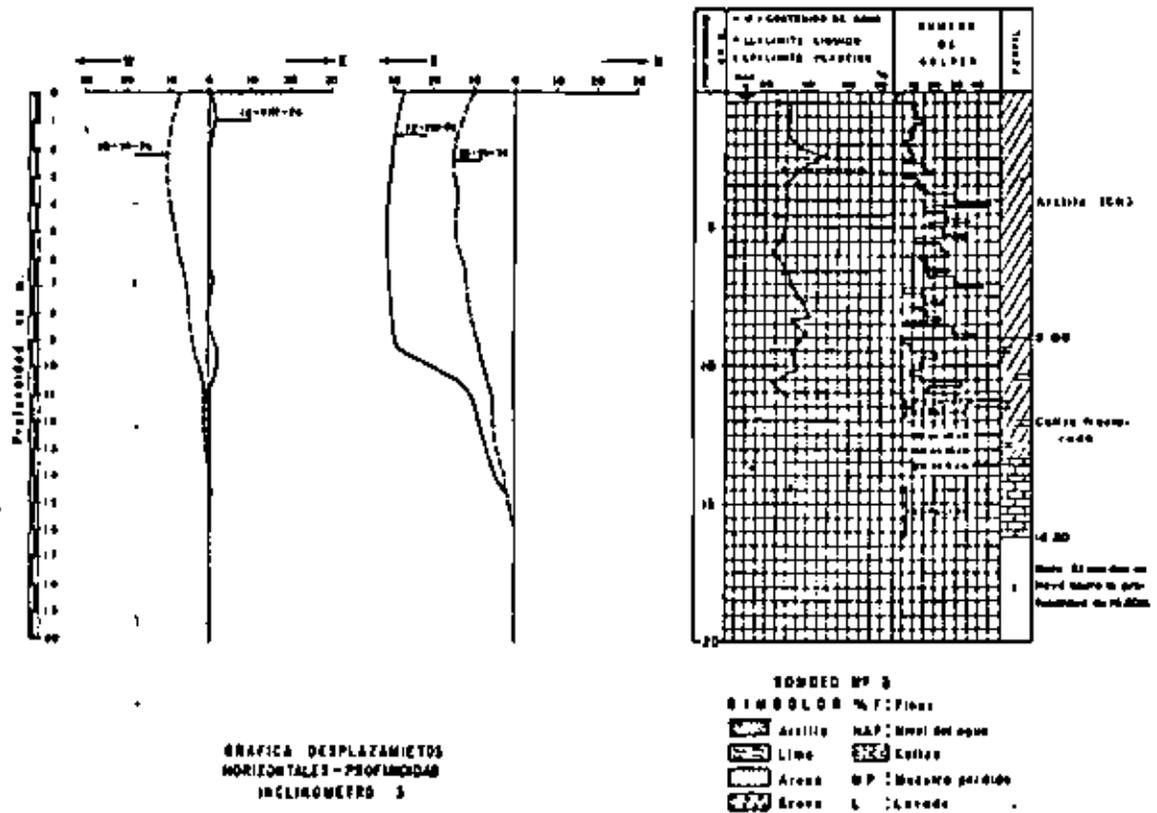


Figura XIII-A.1. Planta topográfica de la zona de deslizamiento.



26. Gamboa, J. y Benasini, A. *Behavior of Netzahuacoyoll Dam during Construction*. A.S.C.E. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division. Vol. 93. SM4. 1967.
27. U. S. Bureau of Reclamation. *Earth Manual*. Denver, Col., 1960.
28. Bjerrum, L., Kenney, T. C. y Kjaernsli, B. *Measuring Instruments for Strutted Excavations*. A.S.C.E. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Vol. 91. SMI. 1965.
29. Rouse, G. C., Richardson, J. T. y Mistryek, D. L. *Measurements of Rock Deformations in Foundations for Mass Concrete Dams. Instruments and Apparatus for Soil and Rock Mechanics*. A.S.T.M. 1965.
30. Sainz Ortiz, I. *Zumpango Test Embankment*. A.S.C.E. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Vol. 93. SM4. 1967.
31. Kautman, R. L. y Weaver, F. J. *Stability of Atchafalaya Levees*. A.S.C.E. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Vol. 93. SM4. 1967.
32. Howe, D. R. y Leech, L. R. *Movement within Large Fills*. Materials and Research Department. California Division of Highways. (Reporte provisional preparado bajo la dirección general de T. Smith.) Sacramento, Cal., 1966.
33. Bishop, A. W., Kennard, M. F. y Penman, A. D. M. *Pore Pressure Observations at Selset Dam*. Proc. Conference on Pore Pressure and Suction in Soils. Butterworth, Londres. 1961.
34. Goldbeck, A. T. y Smith, E. B. *An Apparatus for Determining Soil Pressures*. Proc. A.S.T.M. Vol. 16 N° 2. 1918.
35. Hanna, T. H. *Foundation Instrumentation*. Capítulo 4. Trans Tech. Publications. 1973.
36. Carbon, R. W. y Pista, D. *Development of a Device for the Direct Measurement of Compressive Stress*. Journal, American Concrete Institute. 1951.
37. Terzaghi, K. *A Liner Plate Tunnel on the Chicago Subway*. Trans. A.S.C.E. Vol. 108. 1943.
38. Peck, R. B. *The Measurement of Earth Pressures on the Chicago Subway*. Bull. A.S.T.M. Agosto. 1941.
39. Peck, R. B. *Earth Pressure Measurements in Open Cuts, Chicago Subway*. Trans. A.S.C.E. Vol. 108. 1943.
40. Housel, W. S. *Earth Pressure on Tunnels*. Trans. A.S.C.E. Vol. 108. 1943.
41. Hanna, T. H. *Foundation Instrumentation*. Capítulo 6. Trans Tech. Publications. 1973.
42. Roscoe, K. H. *The Influence of Strains in Soil Mechanics*. Rankine Lecture. Geotechnique. Vol. 20. N° 2. 1970.
43. Hanna, T. H. *Foundation Instrumentation*. Capítulo 3. Trans Tech. Publications. 1973.
44. Carr, R. W. y Hanna, T. H. *Sand Movement Measurements near Anchor Plates*. Proc. A.S.C.E. Vol. 97. SM5. 1971.
45. Eggstad, A. *Deformation Measurements below a Model Footing on the Surface of Dry Sand*. Proc. European Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. 1. Weisbaden, 1963.
46. Murgan, J. R. *Contribution to Discussion on Session 4*. Proc. Roscoe Memorial Symposium. Cambridge University, 1971. Citado en la Ref. 43.
47. Ríco, A., Soza, R., Quintero, M. Aztegui, E. y Rangel, M. *Puentes "Mariano García Sela" (Metlac). Modelo físico de la cimentación de la pila No 2*. Revista Ingeniería. Facultad de Ingeniería de la UNAM. 1970.
48. Szechy, K. *The Art of Tunneling*. Cap. 3. Akademiai Kiadó. Budapest, 1967.
49. Habib, P. *Determination du module d'élasticité des roches en place*. Annales de l'Institut B. T. P. Septembre, 1950.
50. Terzaghi, K. *Shield Tunnels of the Chicago Subway*. Journal of the Boston Society of Civ. Eng. 1942.
51. Ríco, A., Springall, G., Springall, J., Moreno, G. y Mendoza, J. A. *deslizamientos en la autopista Tijuana-Ensenada. Memoria Final. Publicación de la Secretaría de Obras Públicas de México (Edición bilingüe, en español e inglés)*. México, D. F., 1975.



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

RELACION ENTRE LA MECANICA DE SUELOS Y LA
INGENIERIA CIVIL

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

ING. HUGO HAAS MORA

7-8 DICIEMBRE 1981

TLAXCALA

"CAPACIDAD DE CARGA EN CIMENTACIONES POCO PROFUNDAS"

Por Hugo S. Haaz

TEMARIO

- I.- INTRODUCCION.
- II.- TIPOS DE CIMENTACIONES POCO PROFUNDAS MAS COMUNES
- III.- FACTORES A CONSIDERAR EN EL DISEÑO DE LAS CIMENTACIONES.
- IV.- PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.
- V.- CAPACIDAD DE CARGA EN DIVERSOS TIPOS DE SUELOS.
 - 1.- Suelos Arcillosos.
 - 2.- Suelos Granulares.
 - 3.- Limos, Loess y Suelos orgánicos
 - 4.- Rellenos compactados.
 - 5.- Suelos estratificados.
 - 6.- Taludes.
- VI.- CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE Y FACTOR DE SEGURIDAD

I.- INTRODUCCION.

La presente plática tratará de una manera breve el tema de la Capacidad de Carga en cimentaciones poco profundas; se establecen los criterios y recomendaciones que se debén tomar en cuenta para lograr diseños que sean a la vez de seguros y económicos, compatibles con la importancia y finalidad de las Obras; con objeto de lograr mayor fluidez en el tema, se omiten los desarrollos matemáticos que implica la teoría.

Los estudios teóricos y experimentales realizados en épocas relativamente recientes, relacionados con la distribución de presiones en el suelo, han demostrado la falsedad de varios principios aceptados abiertamente hace sólo 20 ó 25 años y aún en la actualidad; he aquí algunas de estas falacias.

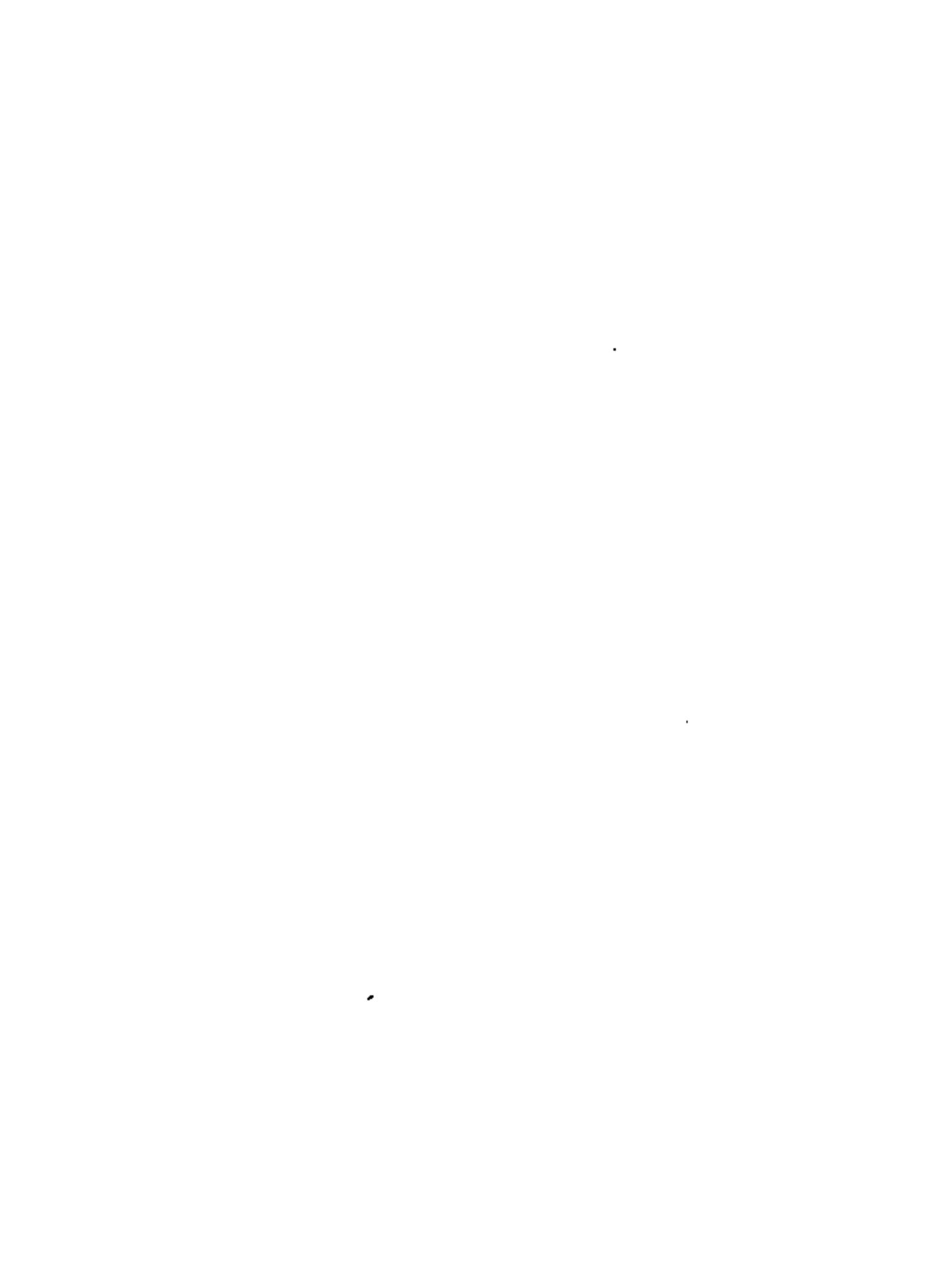
1.- "Si se distribuyen uniformemente las cargas sobre un área de la superficie de un terreno homogéneo, el asentamiento también será uniforme". Actualmente se sabe que el asentamiento máximo ocurre en el centro del área, disminuyendo hacia los bordes del área.

2.- "El suelo inmediatamente abajo del cimiento origina la mayor parte del asentamiento que se experimenta". Actualmente, se sabe que las capas profundas de suelo debil bajo la cimentación pueden causar en algunos casos asentamientos superficiales y daños en las estructuras.

3.- "El asentamiento de una cimentación depende exclusivamente de la naturaleza del terreno subyacente y de las presiones aplicadas a su superficie". Actualmente se sabe que una cimentación de gran superficie tiende a asentarse más que otra de pequeña superficie con el mismo suelo e iguales presiones.

II.- TIPOS DE CIMENTACIONES POCO PROFUNDAS MAS COMUNES.

Los tipos más frecuentes de cimentaciones poco profundas son las zapatas aisladas, zapatas corridas, losas de cimentación y cimentaciones combinadas.



Las zapatas aisladas, son elementos de cimentación generalmente cuadradas ó rectangulares y en algunas ocasiones circulares, se construyen bajo elementos estructurales de transmisión de carga (columnas) para distribuir estas cargas al terreno en un área mayor.

Las zapatas corridas son análogas a las aisladas, sólo que la longitud supera en mucho al ancho, se construyen por lo general para soportar varias columnas ó muros de cargas y pueden ser de concreto ó de mampostería.

Las losas de cimentación se emplean cuando las resistencias del terreno son bajas ó las cargas sean muy altas y se requiera un área mayor para transmitir las cargas al terreno.

La combinación de las cimentaciones anteriores constituyen las cimentaciones combinadas.

III.- FACTORES QUE SE DEBEN TOMAR EN CUENTA PARA EL DISEÑO DE LAS CIMENTACIONES.

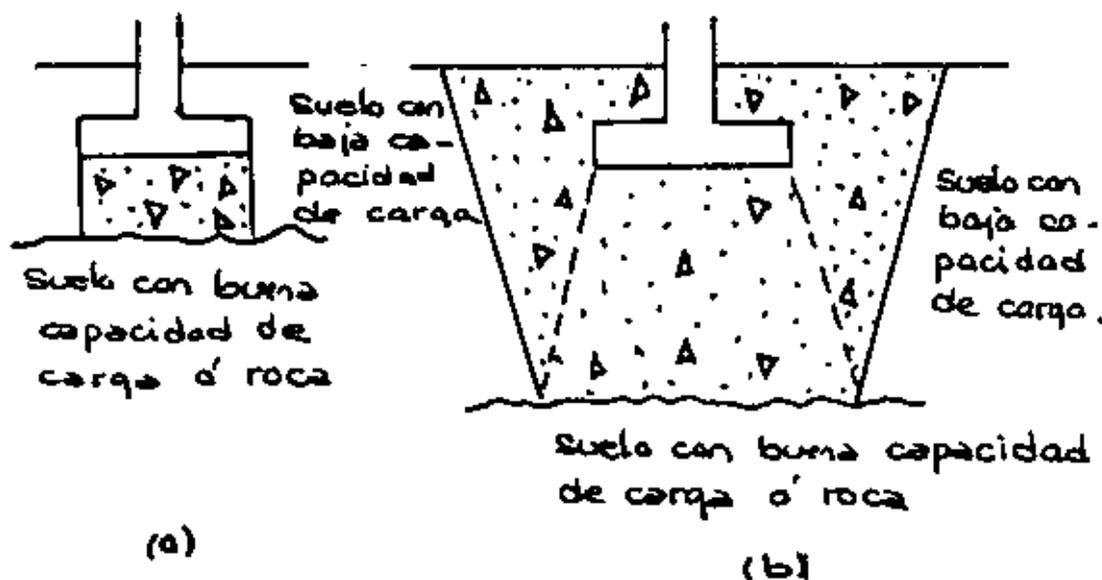
- 1.- Cargas que se transmitirán al terreno de cimentación
- 2.- Propiedades mecánicas del suelo de cimentación, especialmente en lo que se refiere a su resistencia y compresibilidad.
- 3.- Perfil de Suelos, que mostrará las condiciones estigra^uficas del sitio.
- 4.- Condiciones hidráulicas del suelo y posición del nivel de aguas fr^uáticas.
- 5.- Socavación, en el caso de diseños de cimentaciones poco profundas para puentes ó estructuras des^uplantadas en zonas de inundación.
- 5.- Profundidad de des^uplante de la cimentación.
- 7.- Capacidad de carga en el estrato de cimentación.
- 8.- Distribución de presiones en el suelo.
- 9.- Predicción de los hundimientos totales y diferencia^ules.
- 10.- Estabilidad contra empujes laterales.
- 11.- Efectos de levantamientos en las cimentaciones.
- 12.- Drenaje y Problemas de filtraciones.
- 13.- Factor económico.- Balancear el costo de la cimentación en comparación a la importancia y aun al costo de la super estructura.

IV.- PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.

No existe un criterio fijo para establecer apriorísticamente la profundidad de desplante que deberá utilizarse en un proyecto dado; sin embargo, es posible mencionar algunas consideraciones generales que han de tenerse presentes para seleccionar una profundidad específica.

1.- Las cimentaciones deberán desplantarse siempre abajo de la capa de tierra vegetal, rellenos, cimientos antiguos, basuras y lodos. Si la capa de suelo de baja calidad es muy profunda, se pueden seguir cualesquiera de las alternativas siguientes, dependiendo de la economía y del tiempo disponible.

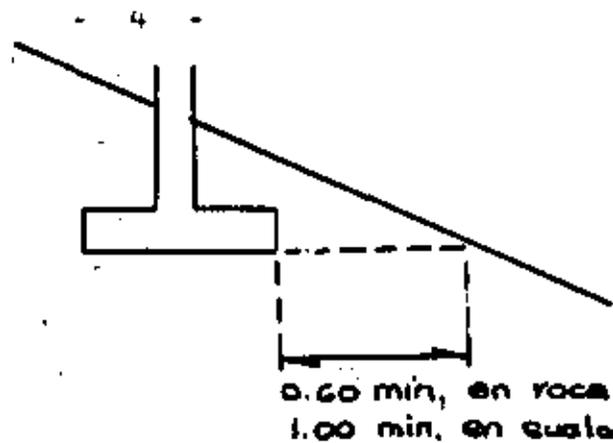
- a) Remoción de la capa de suelo directamente bajo el cimiento y reemplazarlo con concreto pobre.
- b) Remoción del suelo en un área mayor que el cimiento, sustituyéndolo con rellenos de arena y grava compactada ó con algún relleno tratado. El área del relleno compactado deberá ser lo suficientemente grande para distribuir las cargas del cimiento.



2.- Los cimientos deberán desplantarse abajo de la profundidad de penetración de las heladas, en los lugares en que estas se presenten.

3.- Las cimentaciones sobre taludes, deberán tener una distancia lo suficientemente grande, del orden de 1m, para protegerlas contra los efectos erosivos.





4.- Se considerará la posibilidad de la existencia de -
cavernas u oquedades en el sub-suelo, presencia de es-
tructuras subterráneas debidas al hombre, ductos, colec-
tores, cables, etc.

5.- En general un valor del orden de 1.0m. deberá verse
como una profundidad mínima recomendable, aunque podría
reducirse a 0.50m en el caso de que el suelo fuera ex-
traordinariamente firme y la estructura ligera.

V.- CAPACIDAD DE CARGA EN DIVERSOS TIPOS DE SUELOS.

V - 1.- CAPACIDAD DE CARGA EN SUELOS ARCILLOSOS.

1-a) SUELOS ARCILLOSOS HOMOGENEOS.

La capacidad de carga para cimentaciones poco pro-
fundas en arcillas homogéneas, puede calcularse con la
Teoría de Terzaghi ó Skempton; quizás Skempton sea más
completa, pero Terzaghi proporciona valores muy simila-
res por lo que la distinción entre ambas es más bien -
académica que real.

La expresión a usar es del tipo.

$$q_c = c N_c + \delta D_f$$

La capacidad de carga depende de la consistencia del
suelo (cohesión), de la presión actuante al nivel de des-
plante (δD_f) y el ancho del cimiento sólo interviene -
indirectamente aplicando Skempton (Ya que varia N_c con
la relación D/B).

La consistencia se puede determinar por:

- 1.- Prueba de penetración estándar.- Sobre todo para -
pequeñas obras donde se pretenda lograr una mejor econo-
mía usando un valor conservador de diseño.
- 2.- Pruebas de Compresión No Confinada.- Usadas en la
mayor parte de los proyectos.
- 3.- Pruebas Triaxiales.- Para proyectos muy grandeseim-
portantes. Las pruebas se realizan de manera que las -
condiciones de drenaje sean similares a las del campo;
desafortunadamente esto representa una tarea muy difi-

cil y complicada, a menos que las pruebas y sus interpretaciones seán hechas correctamente, lo cual no es común.

En cuanto a la presión existente al nivel del desplante, existe la diferencia de si la cimentación es ó no permeable cuando el nivel de desplante queda bajo el nivel freático.

Si la cimentación es impermeable al nivel de desplante, se le habrá aliviado al terreno en una presión que es la total correspondiente a esa profundidad.

Si la cimentación es permeable, la descarga efectuada por la excavación no incluye la presión del agua por lo que γDF , representará únicamente la presión efectiva y se utilizará por tanto (γ') en la parte del suelo bajo el nivel freático.

En arcillas en el que el nivel de desplante quede bajo el NAF no representa un problema tan grave como en las arenas; la impermeabilidad de las arcillas permite mantener las cepas de excavación en seco con un bombeo moderado y no muy costoso. Si la excavación es de gran área y profundidad el bombeo no se puede emplear satisfactoriamente, pues el flujo de agua a la excavación produce expansiones que se traducen posteriormente en asentamientos de la estructura, lo indicado es realizar las excavaciones en secciones de menor área ó recurrir a métodos para disminuir el NAF como son los métodos electro osmóticos.

Otro problema de las excavaciones relativamente profundas en arcillas es lo referente a la estabilidad de los taludes y los movimientos verticales y horizontales en las zonas adyacentes a la excavación. El tableado es una de las formas de estabilizar los bordes de una excavación.

Otro aspecto importante en las cimentaciones poco profundas es el relativo a los cambios volumétricos que ocurren al suelo al variar su contenido de agua; los cambios máximos ocurren en la superficie y son nulos en la profundidad correspondiente al NAF.

La profundidad de desplante deberá quedar siempre bajo la zona sujeta a cambios volumétricos.

Otro problema es el relativo a las asentamientos por consolidación que puede ser el factor dominante, se calcularán los asentamientos que correspondán a cada elemento de la cimentación para obtener los asentamientos diferenciales que son los que a final de cuentas interesan al proyectista.

Los asentamientos diferenciales admisibles dependen de la función y características de la estructura y no puede darse un criterio general al respecto.

Los asentamientos totales son importantes cuando existen estructuras vecinas ó instalaciones que no soportan sin daño los hundimientos totales.

1-b) SUELOS ARCILLOSOS FISURADOS.

El mejor recurso para valuar la capacidad de carga en arcillas fisuradas es el realizar pruebas de carga de placa directamente sobre el terreno, que permiten obtener un valor del parámetro "C", una vez obtenido "C" se procede a calcular como en arcillas homogéneas.

V - 2.- CAPACIDAD DE CARGA EN SUELOS GRANULARES.

La capacidad de carga para cimentaciones poco profundas en arenas y gravas se podrá calcular mediante la teoría de Terzaghi, para el caso de un cimiento muy largo, la expresión a utilizar es del tipo.

$$q_c = \gamma DF Nq + \frac{1}{2} \gamma BN \gamma$$

Por lo que se observa, la capacidad de carga depende de la capacidad relativa de la arena, que se refleja en el valor de ϕ . La prueba de penetración estándar es el mejor método utilizado para determinar la capacidad relativa.

En arenas muy finas bajo el nivel freático el No. de golpes en la prueba de penetración resulta mayor que en arenas secas; Peck, Thornburn y Hanson recomiendan hacer una corrección.

$$N = \frac{N' + 15}{2} \quad \text{Donde } N' = \text{Valor obtenido de la prueba}$$

la corrección sólo es válida si $N' > 15$

Cuando se tengan boleos ó gravas, los resultados de la prueba de penetración no son representativos y se recurrirá entonces a la experiencia y al criterio.

El valor γDF se calculará teniendo en cuenta la condición de saturación del suelo, ya que si el suelo está parcial ó totalmente sumergido se adoptará γ'_m , el valor de γ en el 2- término se refiere al suelo situado bajo el nivel de desplante.

La posición del nivel freático se refleja en el aumento de los costos de construcción, ya que cuando el desplante queda abajo de dicho nivel, hay que utilizar equipos de bombeo en las excavaciones.

La influencia del ancho de cimentación es lineal en la expresión de capacidad de carga.

Es importante señalar que el problema del cálculo de asentamientos en suelos friccionantes dista de estar

razonablemente resuelto, el asentamiento bajo una zapata en arenas dependerá de las características esfuerzo - de formación y en especial de la rigidez a los esfuerzos cortantes, dependiendo del confinamiento y de la compacidad del suelo; puede decirse que el asentamiento bajo una zapata en arena sumergida prácticamente se duplica respecto a una zapata desplantada en arena no sumergida.

A. igual presión de contacto de una zapata desplantada en arenas, el asentamiento crece al crecer el ancho de la zapata, aunque con lentitud; esto se puede deber a que al aumentar el ancho, se afectan zonas más profundas en las que la rigidez va siendo más grande ante esfuerzos cortantes.

Para arenas no sumergidas ó casos en los cuales el nivel freático se encuentre a una profundidad B, ó mayor respecto al nivel de desplante, Peck, Hanson y Thornburn proporcionan gráficas empíricas para obtener la presión de contacto correspondiente a un hundimiento de 2.5 cm (1") para diferentes anchos de cimientos y compacidades de la arena.

Finalmente es conveniente señalar que las investigaciones recientes parecen indicar que se obtienen resultados más satisfactorios si se utilizan las ecuaciones empíricas siguientes.

Zapata Cuadrada.-

$$q_{uH} = 2N^2 B R_w + 6(100 + N^2) D R_w'$$

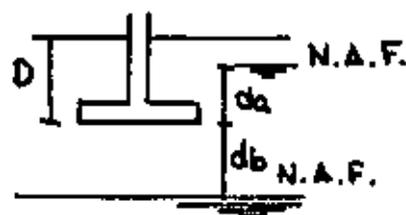
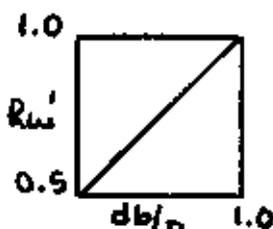
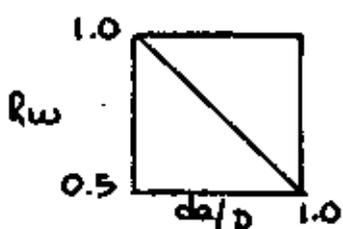
Zapata Corrida.-

$$q_{uH} = 3N^2 B R_w + 5(100 + N^2) D R_w'$$

Donde R_w y R_w' = factores correctivos que dependen de la posición del nivel freático.

R_w Cuando el nivel freático está abajo del desplante = 1.0

R_w' Cuando el nivel freático está arriba del desplante = 0.5



V - 3.- CAPACIDAD DE CARGA EN LIMOS, LOESS Y SUELOS ORGANICOS.

3-1).- LIMOS.

A menos que los limos seán muy duros ó densos, son suelos que no ofrecen buenas condiciones de cimentación

y deberán evitarse en todo lo posible para desplantar - cimentaciones; sin embargo distinguiremos para efectos - de estudio los Limos Plásticos y los Limos No Plásticos.

Los Limos plásticos normalmente consolidados bajo el nivel freático presentan serios problemas de asentamientos.

En Limos suaves ó sueltos puede recurrirse al empleo de cimentaciones compensadas ó bien cimentaciones profundas.

3-2).- LOESS.

El Loess como es sabido es un material formado por partículas del tamaño del limo ó de las arenas finas ligadas con un cementante y su estructuración es abierta, por lo que le corresponden relaciones de vacíos muy altas; dado que la resistencia en el Loess es muy variable es muy difícil calcular la capacidad de carga con métodos teóricos, por lo que representa otro caso en el que las pruebas de carga pueden ser de gran utilidad.

Los Loess son depósitos generalmente no saturados, pero cuando se saturan el material se ablanda ó se disuelve perdiendo la cohesión y sufriendo un colapso que se traduce en asentamientos bruscos.

3-3).- SUELOS ORGANICOS.

Cuando un suelo contiene una gran cantidad de materia orgánica con material vegetal visible, los problemas que se presentarán serán esencialmente de asentamientos aún bajo su propio peso, estos asentamientos se deben en parte a la expulsión de agua del suelo (consolidación) y en parte a las reacciones químicas de la materia orgánica (descomposición). La cimentación en suelos orgánicos se evitará en todo lo posible y en los casos en que se realice deberán aplicarse técnicas de mejoramiento de dichos suelos (rellenos, sustituciones, desplazamientos).

V - 4.- CAPACIDAD DE CARGA EN RELLENOS COMPACTADOS.

La capacidad de carga en rellenos compactados depende en gran parte del tipo de suelo y del grado de compactación. Un relleno de arenas y gravas bien compactado es capaz de soportar grandes presiones, mientras que una arcilla pobremente compactada tiene una capacidad extremadamente baja. La capacidad de carga de rellenos compactados deberá determinarse antes ó después de colocar el relleno.

a) Antes de colocar el relleno.- Usualmente el relleno se compacta al 90 - 100%. Si el suelo es cohesivo, -

Las muestras teniendo el Grado de Compactación deseado pueden probarse para determinar su resistencia a compresión (ó los valores de "C" y ϕ en pruebas de compresión triaxial).

Si el suelo es granular las muestras se someten a pruebas de Corte Directo; pruebas triaxiales ó pruebas de densidad relativa. El propósito de las pruebas de Corte Directo es determinar el valor de ϕ .

b) Después de la colocación del relleno.- El relleno se colocará bajo control de campo y para determinar la capacidad de carga del relleno en el lugar, se deberán realizar sondeos de exploración en la misma forma que para suelos naturales.

V - 5.- CAPACIDAD DE CARGA EN SUELOS ESTRATIFICADOS.

Las teorías de capacidad de carga establecidas con anterioridad son válidas y aplicables sólo en suelos homogéneos, los suelos estratificados presentan el problema de la heterogeneidad.

Generalmente las soluciones empleadas se inspiran en las obtenidas para suelos homogéneos, los casos más frecuentes se presentan cuando una arcilla firme sobreyace a una arcilla suave ó cuando un suelo friccionante sobreyace a un suelo cohesivo poco resistente, en estos casos las superficies de falla sufren distorsiones.

Para casos de 2 estratos de suelos arcillosos saturados hay una solución dada por Button que se basa en superficies de falla cilíndricas.

Si los estratos no son puramente cohesivos, la estratificación puede ignorarse, calculando la capacidad de carga sobre un suelo homogéneo hipotético obtenido del promedio de los parámetros de resistencia de los 2 estratos, siempre y cuando dichos parámetros no difieran en más del 50% uno de otro.

Para un estrato resistente con cohesión y fricción sobreyaciendo a un estrato débil, en la práctica se toma en cuenta la presencia del estrato débil considerando la Teoría de Boussinesq.

V - 6.- CAPACIDAD DE CARGA EN TALUDES.

Para los estudios de cimentación en Taludes, Meyerhof ha propuesto un método que toma en cuenta las fronteras del desplante del cimiento a fin de evitar fallas por deslizamientos, obteniendo gráficas que relacionan el No. de estabilidad del Talud ($N_{cq} = \frac{2H}{c}$) con el valor N_{cq} para suelos cohesivos. La expresión a utilizar es del tipo.

$q_c = cN_{cq} + 1/2 BN_{\phi q}$

$N_{\phi q}$ se obtiene de otra gráfica en función de ϕ .

##

VI.- CAPACIDAD DE CARGA-ADMISIBLE Y FACTOR DE SEGURIDAD.

Se ha generalizado en la práctica expresar la capacidad de carga admisible como una fracción de la capacidad de carga a la falla, sin embargo para suelos cohesivos el criterio anterior es erróneo desde el punto de vista del concepto, ya que en la expresión $q_c = cN_c + \gamma DF$ haciendo la analogía con el Modelo Mecánico de Kristianovitch se ve que q_c representaría la carga de un platillo y γDF la carga en el otro, el término cN_c a la fracción en las guías de la balanza, concluyendo que la condición de máxima resistencia sería. $q_c = \gamma DF$

Y al aplicar un F.S. éste deberá actuar sólo en la parte de q_c que exceda γDF , es decir sobre cN_c , de tal manera que la capacidad admisible será:

$$q_{adm.} = \frac{cN_c + \gamma DF}{F.S.}$$

Para suelos puramente friccionates la capacidad de carga es mucho mayor que la presión al nivel de desplante, por lo que dividir q_{falla} entre cierto F.S. conduce a un error muy pequeño, por lo que en la práctica se acepta.

$$q_{adm.} = \frac{q_c}{F.S.}$$

Los F.S. a usarse en la práctica dependen de la importancia de la obra, así como de las incertidumbres que se presentan; en el análisis de carga actuante permanentes es usual considerar un F.S. mínimo de 3, para combinaciones de carga permanentes, vivas y eventuales se puede reducir a 2 y a 2.5, y si además se considerarán efectos sísmicos se pueden tomar valores más bajos del orden de 1.5.

EXPLORACION EN SUELOS Y EN ROCAS PARA CAMINOS

En la Secretaría de Obras Públicas, el estudio del subsuelo se realiza en tres tipos de estructuras: Edificios, pasos a desnivel puentes y estudios especiales.

En ellos la exploración se efectúa en dos tipos distintos de material: suelos y rocas. Sólo cuando las condiciones geológicas del sitio son bastante aceptables (afloramiento de roca) y la estructura a construir no es muy importante, no se realiza ningún sondeo y sólo se debe realizar un reconocimiento geológico y geotécnico al cruce en estudio.

1. EXPLORACION EN SUELOS

Respecto a la exploración de suelos, se hace en los siguientes tipos de materiales: arenas, gravas, limos y arcillas.

Para dar un criterio aproximado de profundidad de los sondeos y el número de ellos, debemos analizar en cada estructura a cimentar las condiciones de carga bajo las que quedará sujeta.

A. Edificios de correos y telégrafos

Generalmente las cargas que transmiten estas estructuras a la cimentación son bajas, por lo que un tipo de exploración mediante pozos a cielo abierto entre 3.0 y 5.0 m. de profundidad es lo más adecuado, obteniendo muestras representativas. Sólo cuando el material es granu

lar y el N.A.F. se encuentra superficial o el material es arcilloso o limoso de consistencia baja, la exploración se hará mediante penetración estándar y tubo shelby hasta una profundidad máxima de 15 m., pudiendo suspenderse antes si es que se detecta un material resistente con número de golpes mayor de 20 en un espesor de 5.0 m., si es que no hay más de un 20% de gravas y boleas.

El número de sondeos será del orden de 5, uno en el centro y los restantes en los extremos.

B. Pasos a Densivel (Inferiores y Superiores)

Este tipo de estructuras también están sujetas por lo general a bajas cargas, por lo que tratándose de pasos inferiores se seguirán las mismas condiciones establecidas para edificios, sólo que con estas variantes:

La profundidad máxima de los sondeos será de 10 m. suspendiéndose antes si es que en un espesor de 3.0 m. se detecta un estrato con número de golpes mayor de 20 no habiendo más de 20% de gravas y boleas. Si el paso es para ferrocarril, el número de golpes deberá ser mayor de 30.

El número de sondeos será por lo regular de 2, localizados aproximadamente en los sitios donde se van a colocar los apoyos.

Para el caso de pasos superiores, si es que el material superficial no es bueno para cimentación, se deberán hacer también 2 sondeos, aproximadamente en los sitios posibles donde se van a colocar -

los apoyos, con máquina de manera de profundizarlos como mínimo 5 m. - abajo de la rasante del camino secundario y 10 m. si el paso es para ferrocarril.

C. Puentes

Para dar criterios de exploración, deberá tenerse en cuenta los factores siguientes:

- 1o.- Dimensiones de la obra
- 2o.- Altura de rasante
- 3o.- Condiciones hidráulicas de la corriente

Las dimensiones de la obra podemos dividir las en tres grupos:

- a) menor de 50 m. (puente chico)
- b) entre 50 y 100 m. (puente mediano)
- c) mayor de 100 m. (puente grande)

La altura de rasante también se puede dividir en tres grupos:

- a) menor de 5.0 m. (baja)
- b) entre 5.0 y 10 m. (media)
- c) mayor de 10 m. (alta)

Por último, dividiremos las condiciones hidráulicas también en tres grupos:

- a) condiciones bajas.- velocidad menor de 2m/seg y tirante menor de 2.0 m.
- b) condiciones medias.- velocidad entre 2.0 y 4.0 m/seg y



tirante de agua entre 2.0 y 6.0 m.

c) condiciones altas.- velocidad mayor de 4.0m./seg y tirante de agua mayor de 6.0 m.

Analicemos tres casos particulares tomando en cuenta estos factores, de las muchas combinaciones que pudieran presentarse:

1.- Caso más favorable. Puente chico, rasante baja y condiciones hidráulicas bajas.

La exploración será mediante pozos a cielo abierto, a profundidades máximas entre 3.0 y 5.0 m. con obtención de muestras inalteradas.

Aún en estos casos, si hay incertidumbre, la exploración deberá hacerse con máquina a una profundidad del orden de los 10 m., pudiendo suspenderse antes si es que se detecta un manto resistente de 5.0 m. de espesor con número de golpes mayor de 25, si es que no hay más de un 20% de gravas y boleas. Si el puente es para ferrocarril, el número de golpes deberá ser mayor de 30 .

2.- Caso intermedio. Puente mediano, rasante media y condiciones hidráulicas medias.

La exploración se hará mediante máquina, hasta una profundidad máxima de 20 m. y podrá suspenderse antes si es que después de los 10 m. de profundidad se detecta un estrato resistente de 5.0 m. de espesor con número de golpes mayor de 30 sin que haya más de un 20% de gravas y boleas. Si el puente es para ferrocarril, el número de golpes deberá ser mayor de 40.

3.- Caso más desfavorable.. Puentes grandes, rasante alta y condiciones hidráulicas altas.

La exploración se hará con máquina hasta una profundidad máxima de 30 m. y podrá suspenderse antes si es que después de los 15 m. de profundidad se encuentra un estrato resistente de 5.0 m. de espesor y con número de golpes mayor de 40, no habiendo más de un 20% de gravas y boleas. Si el puente es para ferrocarril, el número de golpes deberá ser mayor de 50.

Para casos intermedios entre los antes descritos, deberán interpolarse estas recomendaciones.

Respecto al número de sondeos, por lo general deberá hacerse uno en el centro del cauce y los demás a ambos lados de él según el eje del camino o vía, distanciados entre sí 30 m. centro a centro. Sólo en el caso que el puente sea chico, los sondeos quedarán distanciados entre sí 10 y 20 m., dependiendo de las dimensiones del puente.

II. EXPLORACION EN ROCAS

La exploración puede hacerse en tres tipos de rocas: ígneas, metamórficas y sedimentarias, siendo estas últimas en las que se pueden presentar más problemas, ya que en ellas es posible la formación de cavernas de disolución, que ponen en peligro la estabilidad de la estructura.

A continuación veamos las recomendaciones que se deben seguir para los distintos tipos de estructuras:

A. Edificios y Pasos a Desnivel

Independientemente de la exploración que se elija, basta con detectar la roca y a lo más penetrar 1.0 m. dentro de ella. En el caso de rocas sedimentarias tales como calizas y dolomitas, será necesario penetrar 5.0 m. dentro de ellas para asegurarse que no hay cavernas en ese sitio.

B. Puentes

Independientemente de las dimensiones del puente, cuando se detecte la roca deberá penetrarse dentro de ella 5.0 m. como máximo si es que está poco alterada o sana, con recuperaciones mayores del 30% o como máximo 10 m. dentro de ella si es que está alterada con recuperación menor del 30%.

Como caso particular de rocas analicemos los boleos y los cantos rodados. Para edificios y pasos a desnivel basta comprobar 3.0 m. de este material y en el caso de puentes será necesario comprobar espesores del orden de 5.0 m. Sólo se recomienda prolongar la exploración si se piensa encontrar inferiormente un material resistente homogéneo ya sea suelo o roca, atendiendo a la geología superficial o a los resultados que se vayan obteniendo de los otros sondeos.

Cuando estos materiales están mezclados importantemente con arena y grava, deberá seguirse las recomendaciones dadas para suelos.

Por último, conviene decir que lo antes escrito son recomendaciones aproximadas para la realización de la exploración, debiéndose



contar siempre con el criterio y los conocimientos técnicos de los supervisores, jefes de brigada y perforistas, que podrán programar mejor la exploración si inicialmente realizan uno o dos sondeos de prueba, - de acuerdo con las ideas antes mencionadas.

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PARA CIMENTACION DE PUENTES

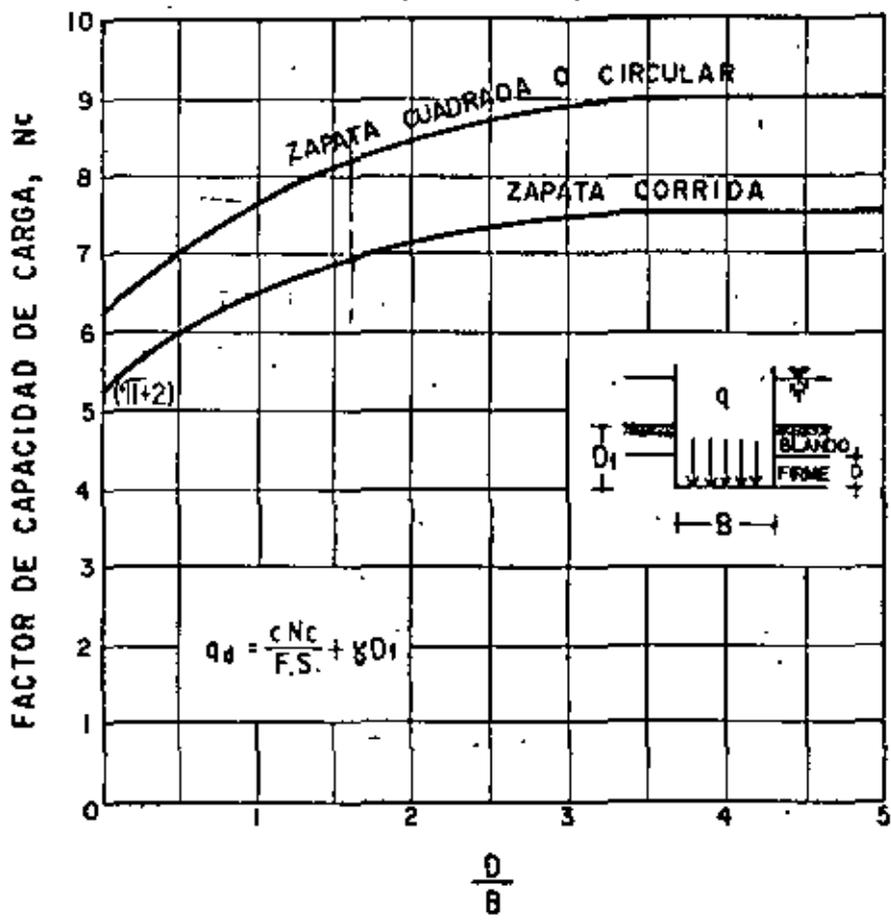
El estudio para la cimentación de un puente se basa en los datos obtenidos de trabajos de exploración realizados en el lugar y de pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras del subsuelo extraídas en los sondeos. El estudio de Mecánica de Suelos constará de lo siguiente:

- a) Datos de localización del puente y descripción general del problema
- b) Descripción de los trabajos de campo realizados, anexando los registros de exploración correspondientes.
- c) Enlistado de las pruebas de laboratorio realizadas y presentación de los resultados, numéricos y gráficos.
- d) Descripción de la estratigrafía y tipo de formación geológica de la zona donde se localiza el cruce. PERFIL DE SUELOS.
- e) Datos hidráulicos del cruce y cálculo de la socavación, empleando los métodos de Lischtvan-Lebediev, fórmula Indú, Yareslavtziév y Laursen-Toch.
- f) Análisis de las diversas alternativas de cimentación y elección del tipo más adecuado.
- g) Cálculo de capacidad de carga de la cimentación elegida y análisis de asentamientos.
- h) Análisis de estabilidad de cortes y terraplenes de acceso

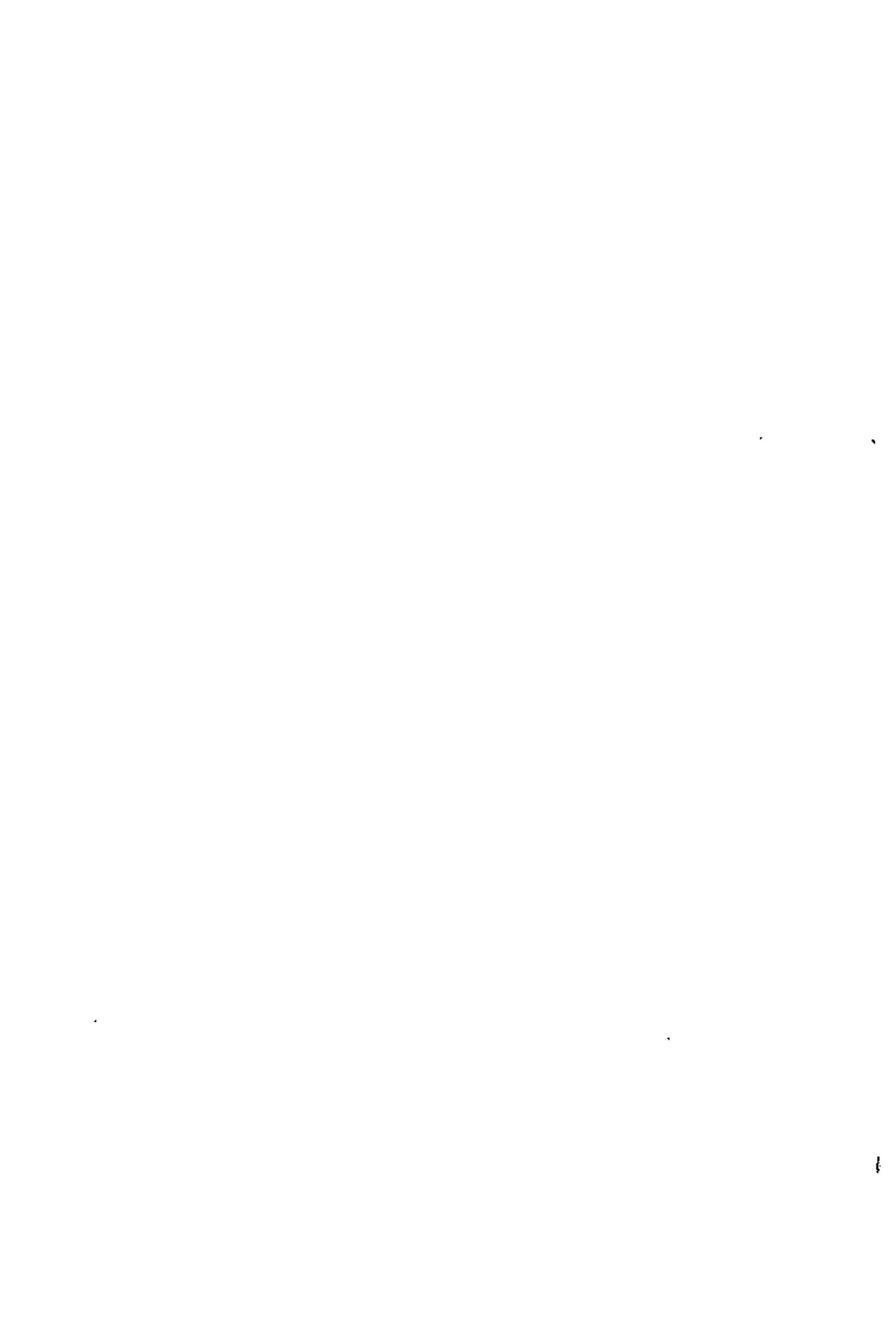
y cálculo de asentamientos de estos últimos.

- i) Cálculo de empuje de tierras en los apoyos extremos.
- j) Determinación de los módulos de reacción horizontal y vertical, en el caso de que se tenga cimentación por cilindros.
- k) Conclusiones y recomendaciones, haciendo hincapie en los procedimientos de construcción más adecuados.
- l) Presentación de memoria de cálculo anexándole el perfil de suelos correspondiente.

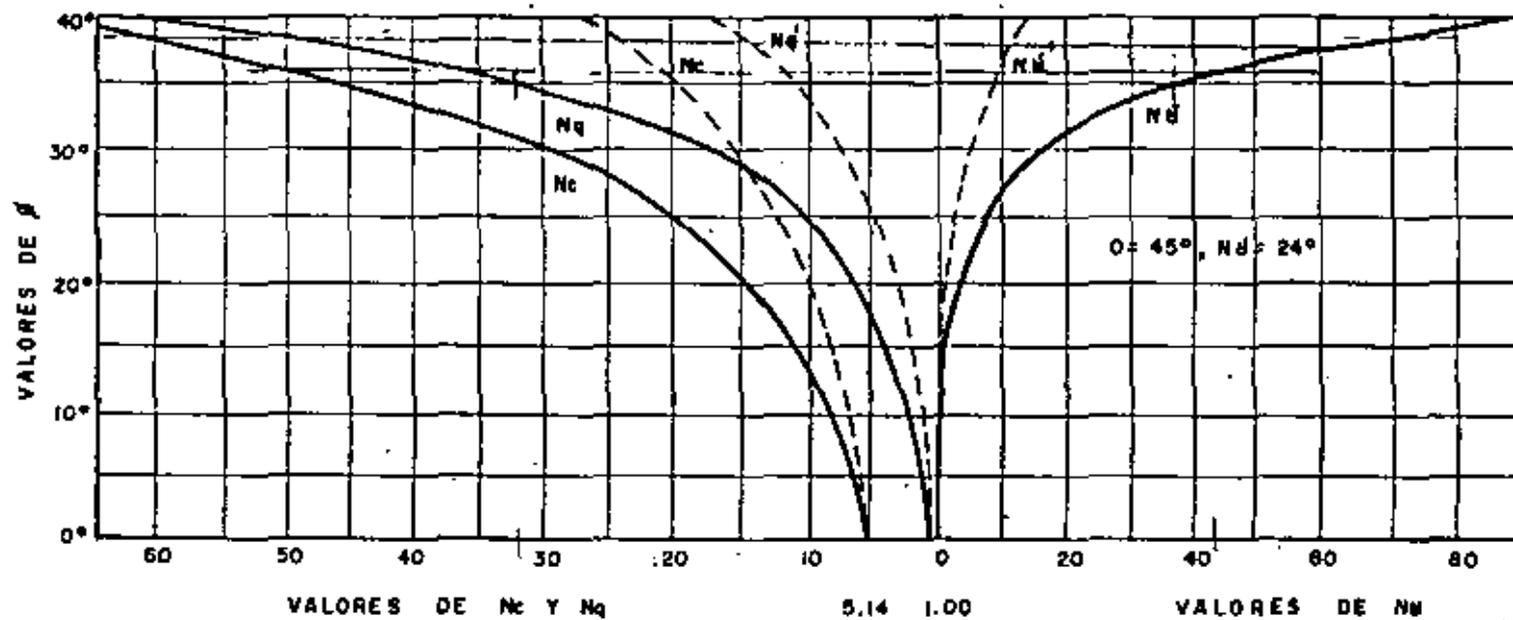
De lo anterior, se requerirá como mínimo dos copias.



CAPACIDAD DE CARGA EN SUELOS
COHESIVOS, SKEMPTON



FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA DE TERZAGHI



AREA CARGADA DE ANCHO B

Carga por unidad de área de zapata:

Falla general: $q'd = C N_c + \gamma' D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma' B N_\phi$

Falla local: $q'd = \frac{2}{3} C N_c + \gamma' D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma' B N_\phi$

ZAPATA CIRCULAR

$q'd = 1.2 c N_c + \gamma' D_f N_q + 0.6 \gamma' R N_\phi$

ZAPATA CUADRADA, ANCHO B

Carga por unidad de área $q_{qs} = 1.2 C N_c + \gamma' D_f N_q + 0.4 \gamma' B N_\phi$

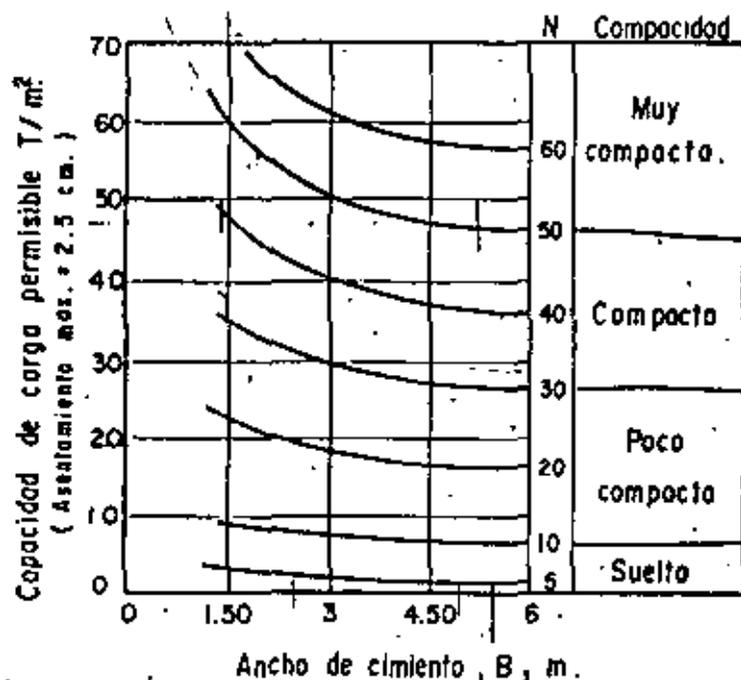


Peso volumétrica del material = γ'

Resistencia al esfuerzo cortante,

$S = c \sigma' \tan \phi$

LIMITACION DE CAPACIDAD DE CARGA POR ASENTAMIENTOS EN ARENAS

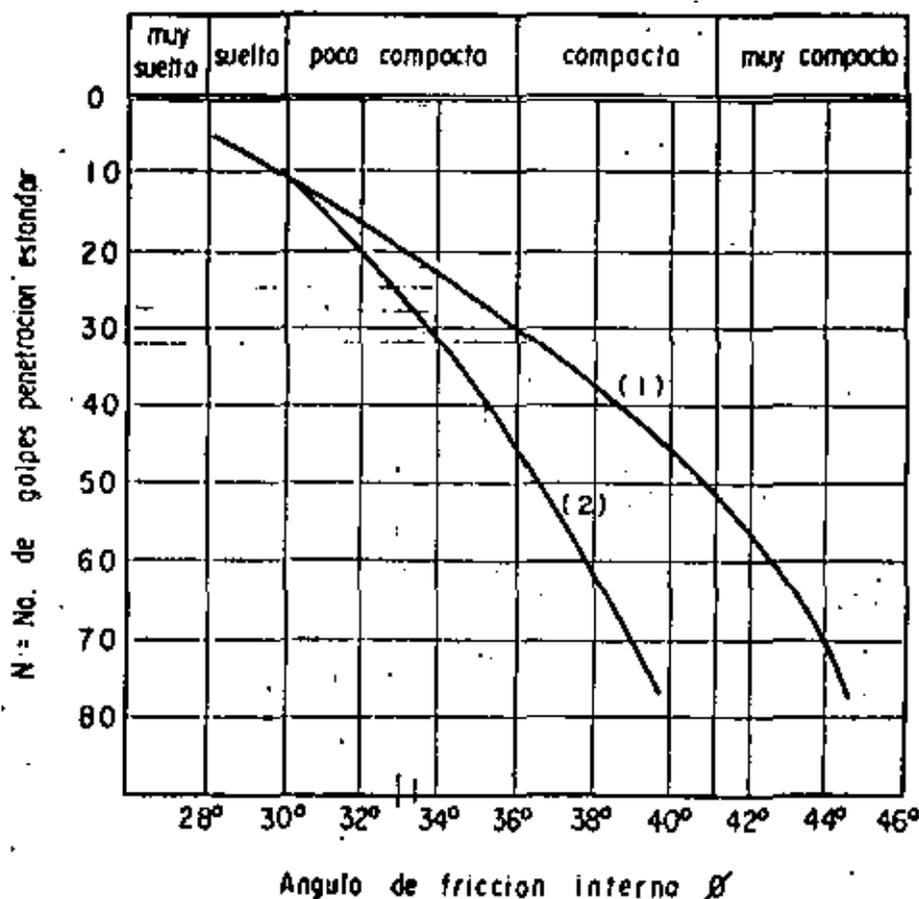


NAF. a prof. mín. B, bajo el nivel del desplante, NAF. en desplante tomar 1/2 cap. carga.

ARCILLAS		
N	Consistencia	Qu Ton/m ²
< 2	Muy blanda	< 2.5
2 - 4	Blanda	2.5 - 5.0
4 - 8	Poco firme	5.0 - 10.0
8 - 15	Firme	10.0 - 20.0
15 - 30	Muy firme	20.0 - 40.0
> 30	Dura	> 40.0

Nº GOLPES	ARENAS	Compacidad relativa %
0 - 4	Muy suelta	0 - 5
4 - 10	Suelta	5 - 25
10 - 30	Poco compacta	25 - 60
30 - 50	Compacta	60 - 75
> 50	Muy compacta	> 75

CORRELACION ENTRE ϕ , Nº DE GOLPES Y COMPACTACION RELATIVA, EN ARENAS



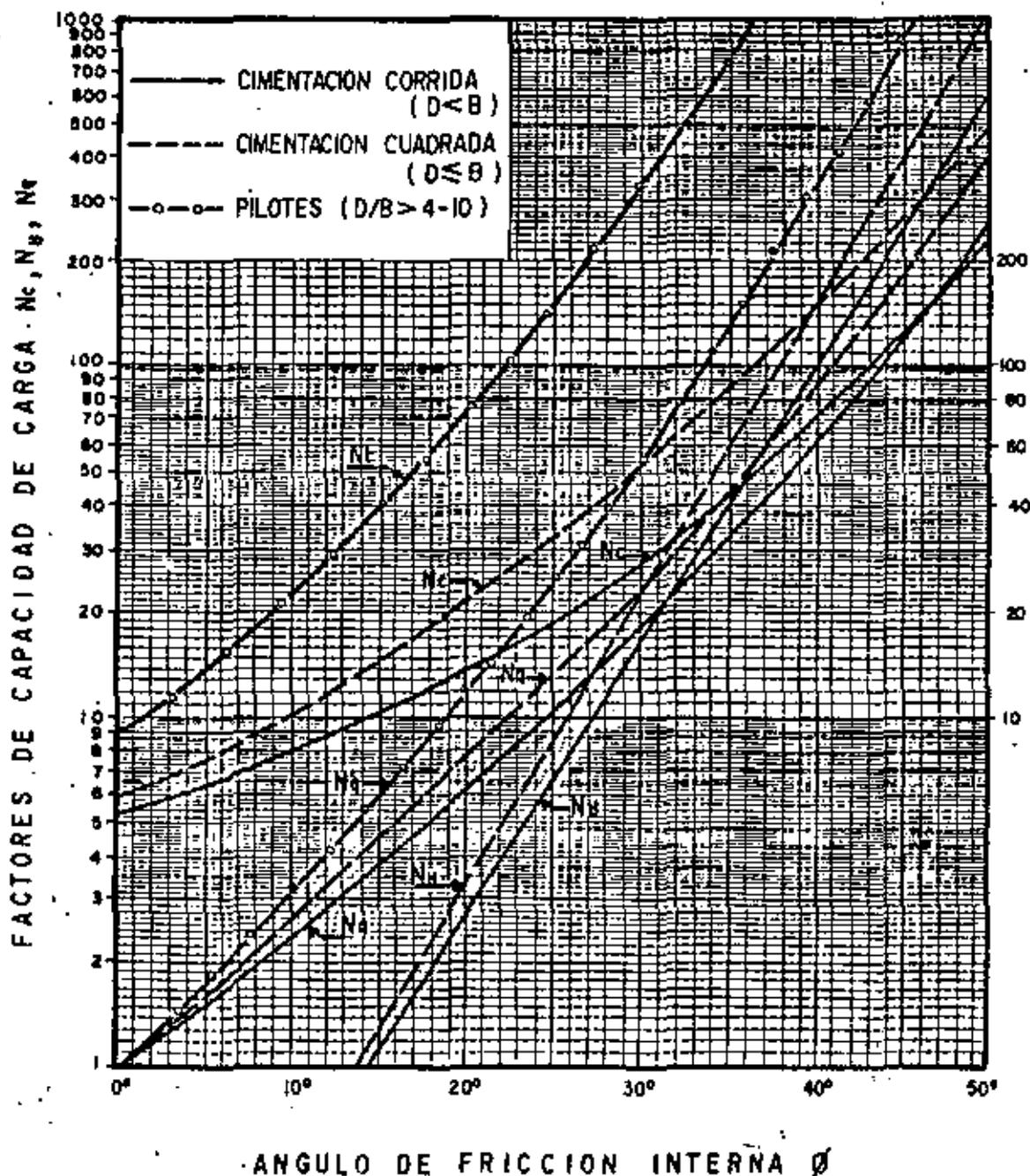
(1) - Grano angulosos o redondados, tamaño medio o grueso.

(2) - Arenas finas o arenas limosas.

$$N_{\phi} = \text{Ton}^2 (45 + \phi/2)$$

$$D = 4 \sqrt{N_{\phi}} B$$

$$Q = (cN_c + \sigma' D f N_q) A_b + f_s A_s$$



FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA DE MEYERHOF



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

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

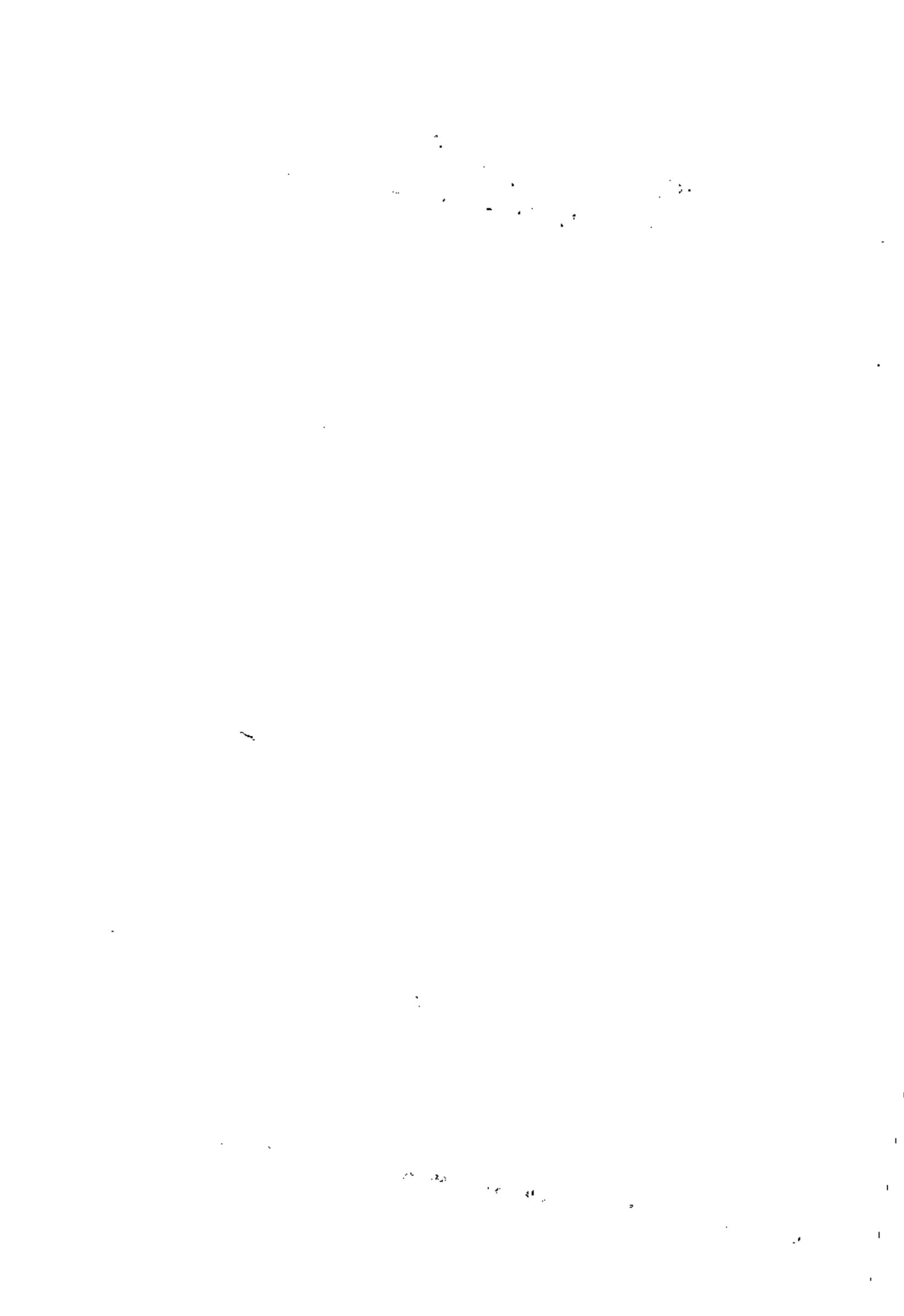
**TERRACERIAS EN SUELOS
BLANDOS**

ING. HUGO HAAS MORA

7-8 DICIEMBRE

1981

TLAXCALA



CONTENIDO

- I. INTRODUCCION
- II. OBJETIVOS DEL DISEÑO
 - 2.1 Estabilidad
 - 2.2 Deformación
 - 2.3 Factores que influyen en la solución más económica y satisfactoria
- III. ESTUDIOS PREVIOS
 - 3.1 Estudios preliminares y definitivos
- IV. PROPIEDADES DE LOS SUELOS EN ZONAS PANTANOSAS
 - 4.1 Descripción de la turba
 - 4.2 Determinación de las propiedades mecánicas
- V. ESTABILIDAD DE LOS TERRAPLENES
 - 5.1 Tipos y causas, de falla más comunes
 - 5.2 Métodos de análisis de estabilidad
- VI. ASENTAMIENTOS DE LOS TERRAPLENES
 - 6.1 Generalidades
 - 6.2 Efectos de los asentamientos en los terraplenes

VII. METODOS DE CONSTRUCCION DE TERRAPLENES EN ZONAS PANTANOSAS

- 7.1 Remoción y reemplazo del terreno blando
- 7.2 Empleo de materiales ligeros
- 7.3 Sobreelevación de la rasante
- 7.4 Sobrecarga previa del terreno de cimentación
- 7.5 Tratamiento físico-químico del terreno de cimentación
- 7.6 Calcinación del terreno de cimentación
- 7.7 Colocación de entarimados y mallas en la base del terraplén
- 7.8 Bermas de estabilización
- 7.9 Construcción por etapas (controlada)
- 7.10 Drenes verticales de arena
- 7.11 Desplazamiento del terreno compresible por medio de explosivos

VIII. INSTRUMENTACION Y MEDICIONES DE CAMPO

- 8.1 Necesidad de la instrumentación
- 8.2 Requerimientos de instrumentación
- 8.3 Instrumentación de campo en los terraplenes de prueba

IX. CASOS DE TERRAPLENES CONSTRUIDOS EN ZONAS PANTANOSAS

9.1 Terraplenes de prueba en el Lago de Texcoco

9.2 Construcción de los terraplenes en la carretera
Minatitlán-Coatzacoalcos

X. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

REFERENCIAS

FIGURAS

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TERRAPLENES EN ZONAS PANTANOSAS

SINOPSIS: Este trabajo trata del diseño y construcción de terraplenes en zonas pantanosas, estableciendo los objetivos fundamentales del diseño, señalando algunas consideraciones teóricas, describiendo los métodos de construcción empleados y el uso de la instrumentación y las mediciones de campo. Finalmente, se presentan algunos casos de terraplenes construidos en terrenos blandos.

I. INTRODUCCION

El origen de los problemas en el diseño y construcción de terraplenes en zonas pantanosas, se debe fundamentalmente a la falta de adecuada sustentación del terreno de cimentación, lo que se traduce en problemas de estabilidad y de asentamientos, debidos a la baja resistencia y alta compresibilidad de estos suelos. Estos problemas suelen ser aún importantes en terraplenes de relativa poca altura, y se agravan cuando la altura de los terraplenes aumenta, ya sea por tirante de agua, sobre elevaciones futuras, etc.

Los terrenos pantanosos suelen ser típicos de formaciones fluviales (deltas o llanuras de inundación, lacustres o marinas), comunes en las planicies costeras, y representan un serio obstáculo principalmente en la construcción de vías terrestres.

Los propósitos que se persiguen en lo que sigue son para identificar los problemas, discutiendo los métodos alternativos para su solución, enfocando principalmente en la construcción de terraplenes para vías terrestres, bordos, diques, etc.

II. OBJETIVOS DEL DISEÑO

Desde el punto de vista de la Mecánica de Suelos, los objetivos principales del diseño de terraplenes en zonas pantanosas, se refieren a llegar a alcanzar una estabilidad aceptable, vigilando los efectos que produzcan las deformaciones y sin perder de vista el factor económico involucrado.

2.1 Estabilidad

Por lo general muchos diseños con factores de seguridad (F.S.) del orden de 1.3 ± 0.2 , dependen de las consecuencias de una falla. Si el análisis bajo las condiciones de la prueba no consolidada-no drenada (UU) indica un valor del F.S. alto, entonces la construcción se puede realizar rápidamente, en caso contrario se obtendrá el F.S. para el caso de la prueba consolidada-drenada (CD), de tal manera de poder conocer el rango de variación del F.S. involucrado.

2.2 Deformaciones

Existen dos problemas generales, que son:

- 1o. El asentamiento excesivo de los terraplenes una vez terminada su construcción, debido principalmente a la consolidación, a la

compresión secundaria así como a las deformaciones laterales; en algunos casos los asentamientos diferenciales son más importantes que los asentamientos totales.

2o. El efecto de la construcción de los terraplenes sobre estructuras adyacentes.

2.3 Factores que influyen en la solución más económica y satisfactoria

Los factores que deben tomarse en cuenta, para lograr un diseño que sea a la vez que económico, satisfactorio, se enumeran a continuación.

- 1) Características y espesor de los suelos compresibles
- 2) Magnitud de la sobrecarga impuesta al terreno de cimentación
- 3) Tiempo disponible para la construcción (por lo general, al proyectista se le da un tiempo razonable en la construcción de estructuras de tierra). La planeación previa puede reducir considerablemente los costos de construcción.
- 4) Localización del proyecto. Los proyectos en zonas urbanas son por lo general más costosos, que los de zonas rurales, principalmente por la afectación a estructuras adyacentes.
- 5) Materiales de construcción. Los suelos granulares llegan a ser raros en algunas áreas o pueden no existir en otras. El empleo de productos de desperdicio va en aumento así como también los rellenos hidráulicos.
- 6) Requerimientos de Localización y pendiente. El proyectista de-

berá consultar con el especialista de suelos, antes de completar su diseño, ya que pueden ocurrir pequeños cambios que fomenten los problemas en los suelos.

III. ESTUDIOS PREVIOS

3.1 Estudios preliminares y definitivos

Un buen diseño deberá basarse en un conocimiento sólido previo, de las características generales y de las propiedades mecánicas de los suelos que intervienen en él. El programa de trabajos para el estudio de los materiales comprende dos fases: La etapa preliminar y la definitiva.

La información que se obtenga durante la etapa preliminar será de carácter general y será suficiente para llevar a cabo diseños preliminares que permitan efectuar estudios de carácter económico, los cuales dirán la última palabra sobre la costeabilidad de la obra. En esta etapa se deberá recabar información geológica de la zona en estudio, disponibilidad de materiales para la construcción de los terraplenes, particularmente en lo que se refiere a las propiedades mecánicas, volúmenes de acarreo y a las distancias de acarreo.

La etapa definitiva tiene como finalidad la de proporcionar datos numéricos, utilizables directamente en el diseño y construcción. Esta etapa comprende el estudio de la estratigrafía y de las propiedades mecánicas del terreno de cimentación así como de los materia-

les de préstamo para la construcción de los terraplenes.

IV. PROPIEDADES DE LOS SUELOS EN ZONAS PANTANOSAS

Los suelos que se localizan en las zonas pantanosas, usualmente comprenden a limos o arcillas de alta compresibilidad así como suelos de origen orgánico. Las propiedades de estos suelos son muy similares, por lo que en lo que sigue los designaremos como turba.

4.1 Descripción de la turba

Con algunas excepciones, los depósitos de turba varían su coloración desde café a café oscuro y son muy suaves y esponjosos en estado inalterado. Exceptuando la costra superficial, el contenido natural de agua (w) de tales depósitos es muy alto. En estado inalterado poseen una relación de vacíos elevada y una permeabilidad relativamente alta. Bajo la aplicación de cargas o cuando se alteran tanto la relación de vacíos como el coeficiente de permeabilidad disminuyen a valores sumamente bajos.

Contenido de agua (w). Dependiendo de su origen y espesor, el contenido de agua varía entre límites muy amplios. La turba por lo general tiene un peso despreciable, por lo que la disminución del w con la profundidad, es imperceptible.

En la Tabla I se registran algunos valores del contenido de agua para depósitos típicos de turba en diferentes países del mundo.

T A B L A 1

LOCALIDAD	CONTENIDO DE AGUA (w%)	RESIST. AL CORTE Kg/cm ²
Canadá (Alberta)	700 - 1400	.05 - 0.12
U.S.A. (Mass.)	400 - 800	.03 - 0.28
Alemania	400 - 800	.01 - 0.49
Suiza	220 - 1460	.05 - 0.15
Inglaterra	800 - 1000	.06
México (Minatitlán)	300 - 700	.05 - 0.3

Plasticidad. La plasticidad de las turbas varía desde baja plasticidad en depósitos completamente intemperizados, hasta plasticidad nula en depósitos altamente fibrosos.

Pocas investigaciones han sido realizadas en relación a la plasticidad de las turbas.

Resistencia al esfuerzo cortante. El resultado de las investigaciones de resistencia al esfuerzo cortante de las turbas, se muestra en la Tabla 1.

La mayoría de estas investigaciones fueron realizadas por medio de pruebas de veleta "in situ". Los resultados de las pruebas de compresión no confinada, parecen coincidir razonablemente con los de la veleta.

Los resultados de las investigaciones realizadas parecen mostrar -



que la resistencia al esfuerzo cortante aumenta al disminuir el contenido de agua.

Es interesante hacer notar, que el rango de resistencia del material remoldeado, es aparentemente independiente del contenido de agua, y que la pérdida de resistencia bajo el remoldeo, es mayor para rangos bajos de contenidos de agua, de manera que la resistencia al cortante se reduce en alrededor 1/3 de la resistencia en estado inalterado. Para contenidos de agua mayores, el remoldeo ocasiona una pérdida en resistencia del orden del 50%.

Relación de vacíos y permeabilidad. Ambas propiedades varían dentro de límites bastante amplios. En depósitos de turba superficiales sometidos a secado, la relación de vacíos puede variar entre 2 y 5, en depósitos profundos aumenta entre 5 y 28, estando la mayoría entre 5 y 15.

La información recabada por pruebas de permeabilidad realizadas en muestras inalteradas, reporta que el coeficiente de permeabilidad varía entre 10^{-2} y 10^{-4} cm/seg. Bajo la acción de pequeñas cargas la permeabilidad disminuye rápidamente.

Consolidación. La consolidación de la turba es muy compleja debido a la ocurrencia de compresión secundaria que, para ciertas turbas muestra una relación lineal con el log. del tiempo y parece extenderse indefinidamente, sin embargo, se piensa que los asenta-



mientos deben de cesar.

La literatura consigna ejemplos diversos que muestran que la compresión secundaria puede extenderse por muchos años, e incluso -- exceder a la consolidación primaria. Un número considerable de -- edificios medievales en Europa construídos sobre tales suelos, con tinúan asentándose.

4.2 Determinación de las propiedades mecánicas

La determinación de las propiedades de las turbas, a partir de los-- resultados de las pruebas de laboratorio y/o campo es difícil y esen-- cialmente imposible cuando se busca conocer el comportamiento es-- fuerzo-deformación.

Las dificultades principales que surgen son las de obtención de -- muestras que posean las mismas propiedades mecánicas del suelo-- en el sitio, o lo que es lo mismo, que tengan la misma estructura. Esta perfección podría obtenerse por medio de pruebas realizadas-- "in situ", pero nunca se podría obtener con muestras de laborato-- rio, debido a la alteración de las mismas.

Por otro lado, cómo probar las muestras bajo las mismas condicio-- nes que tenían "in situ", ésto significa que el sistema de aplicación de esfuerzos, la rapidez de aplicación de las cargas y las condicio-- nes de drenaje fueran las mismas. Las pruebas de laboratorio pue-- den empezar a reproducir algunas de estas condiciones en deter---

minadas circunstancias.

Por fortuna, la práctica generalizada ha resuelto estos problemas, y es así como se han desarrollado métodos semi-empíricos para estimar las propiedades de los suelos. Algunos de estos procedimientos han ganado tal aceptación que las limitaciones teóricas y prácticas, han sido olvidadas.

El éxito de los procedimientos empleados, depende de una cancelación fortuita de errores o de una calibración basada en el comportamiento medido en el campo. Más aún, nuevas capacidades teóricas han sido dispuestas mediante el uso de computadoras electrónicas—que demandan datos de suelos para los que no existen correlaciones empíricas.

V. ESTABILIDAD DE LOS TERRAPLENES

5.1 Tipos y causas de falla más comunes

a) Deslizamientos superficiales. Debido a las fuerzas naturales — que tienden a hacer que las partículas deslicen hacia abajo, se puede presentar un flujo viscoso que generalmente se desarrolla con extraordinaria lentitud.

b) Rotación sobre una superficie curva. Estas fallas pueden ser locales, por el pie del talud o en la base del mismo. Fig. 1

c) Traslación sobre una superficie plana. Ocurren a lo largo de su

1
2

3
4

5
6

7

8
9

10
11

12
13

14

15
16

17
18

19
20

21

22
23

24
25

26
27

28

29
30

31
32

33
34

35

perfiles débiles que suelen ser horizontales o poco inclinadas. -

Fig. 1

d) Falla por erosión. Estas fallas afectan la superficie del terraplén, son provocadas por arrastres de viento, agua, etc.

e) Falla por licuación. Ocurren cuando los suelos pasan rápidamente de una condición más o menos firme a la pérdida casi total de resistencia al esfuerzo cortante.

Las causas que producen las fallas, se pueden dividir en externas e internas. Las causas externas son aquellas que provocan cambios en la resistencia al esfuerzo cortante, lo cual genera fuerzas no balanceadas.

Las causas internas son aquellas que no producen cambios en las condiciones superficiales. Las causas más comunes son el incremento en la presión de poro y la disminución progresiva de la cohesión de los materiales del terraplén.

Los casos intermedios entre causas externas e internas son aquellos que se deben a la erosión y a la licuación espontánea.

5.2 Métodos de análisis de estabilidad

5.2.1 Esfuerzos efectivos. Se emplean los parámetros C' y μ' determinados de las pruebas consolidadas-no drenadas (CU)

La estimación de las presiones de poro resultantes de las fil

tracciones y consolidación, se emplean como presiones de —
frontera normales a las superficies potenciales de falla.

El uso del análisis en términos de esfuerzos efectivos se —
emplea en las siguientes situaciones.

- 1) Estabilidad a largo plazo y vaciado rápido en suelos gra—
nulares, permeables e incompresibles, usando ϕ' y des—
preciando C' . Las presiones de poro se aplican cuando —
existe nivel de agua o filtraciones.
- 2) En suelos densos, medianamente compactos, usando C' y
 ϕ' . Se aplica cuando existen filtraciones o presiones de —
poro debidas a la consolidación, siempre y cuando se ins—
talen piezómetros para verificar las presiones de poro su
puestas en el diseño.
- 3) En suelos compresibles, donde ocurre algo de drenaje du—
rante la aplicación de las cargas, cuando c y ϕ de pruebas
CU.

5.2.2 Esfuerzos totales. Se utiliza la resistencia al esfuerzo con—
tante determinada de pruebas de laboratorio no drenadas o —
de pruebas de veleta. Estas resistencias representan las —
condiciones iniciales sin considerar el drenaje del agua de—
poro durante los cambios en resistencia. Los análisis en —
términos de esfuerzos totales se realizan en las siguientes —

condiciones.

- 1) Terraplenes constituídos por arcillas normalmente consolidadas o ligeramente preconsolidadas, donde ocurre una pequeña disipación de presión hidrostática en exceso a la presión de poro.
- 2) Análisis de terraplenes con aplicación rápida de carga sobre un estrato cohesivo, sin tener restricciones respecto a drenaje del agua intergranular.

5.2.3 Presiones de poro. Los factores que influyen en la presión de poro durante la construcción de los terraplenes son numerosos: El contenido de agua, sobrecarga, longitud de la trayectoria de drenaje, velocidad de la construcción, etc.

La previsión de drenaje interno o el uso de zonas impermeables relativamente delgadas, retarda el desarrollo de las presiones de poro durante la construcción.

Las presiones de poro durante la construcción se incrementan cuando aumenta el peso del relleno, sin embargo, estas presiones de poro se disipan con el tiempo.

Para contenidos de agua de los materiales en el lado húmedo del ω óptimo, las presiones de poro aumentan rápidamente con el aumento de ω , pero el aumento es algo más moderado.

rado debido al drenaje interno.

Finalmente, se recomienda que cada terraplén sea maneja--do en forma individual, analizando desde determinados pun--tos de vista los factores que posiblemente influyen.

5.2.4 Factor de seguridad (F.S.). Los siguientes valores pueden considerarse razonables para efectos de estabilidad de los -- terraplenes.

1) Para condición de carga permanente, el F. S. no deberá-- ser menor de 1.5.

2) Para cimentación de estructuras, un valor superior a 2 -- es deseable, para limitar los movimientos necesarios de-- bidos a la movilización de la resistencia o deformaciones plásticas locales en los extremos de la cimentación.

3) Para condición de carga temporal o cuando la estabilidad-- alcance un mínimo durante la construcción, los factores -- de seguridad se podrán reducir a 1.3 ó 1.25 si se mantie-- ne un control de la aplicación de cargas.

ASENTAMIENTOS DE LOS TERRAPLENES

6.1 Generalidades

Posiblemente el problema más grave que entraña un terreno de ci--

mentación muy compresible, es el que se refiere a los asentamientos que se producen en él al aplicarle la sobrecarga de los terraplenes.

Debido a la relativa alta permeabilidad de la turba en estado inalterado, la consolidación primaria se desarrolla rápidamente. Esto se confirma mediante numerosas observaciones de asentamientos realizados en diversas partes del mundo, lo cual muestra que la consolidación primaria de los depósitos de turba se desarrolla prácticamente con la aplicación de la carga.

La consolidación de la turba es extremadamente compleja, y una de las causas de esta complejidad es la naturaleza altamente compresible del material.

Por un período de varios años, la compresión secundaria de un depósito de turbas a menudo excede el asentamiento debido a la consolidación primaria. Más aún, debido a la alta permeabilidad, se observa que gran parte de la consolidación primaria se desarrolla durante la construcción del terraplén. Por estas razones la compresión secundaria de las turbas es más importante que la debida a la consolidación primaria.

El resultado de asentamientos tan grandes, debidos a la compresión secundaria de los depósitos de turba, ocasiona reparaciones difíciles y costosas.

6.2 Efectos de los asentamientos en los terraplenes

Los asentamientos que se producen en el terreno de cimentación, ocasionan los siguientes efectos en los terraplenes.

- 1) Pérdida de bombeo, ya que 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, con el correspondiente perjuicio en el pavimento, obras de drenaje, etc.
- 3) Disminución de la altura del terraplén, lo cual se agrava en las zonas inundadas o cuando se llegan a producir problemas de drenaje superficial.
- 4) Agrietamiento de la corona del terraplén, especialmente cuando es muy ancho o tiene bermas.
- 5) Pérdida de la transición entre los terraplenes de acceso y las estructuras, cuando éstas apoyadas en un estrato resistente, no participan del asentamiento general.

En México, existen regiones en donde los asentamientos del subsuelo, juegan un papel tan importante, que todo el proyecto de un camino, incluyendo la posibilidad de cambio de trazo, quedan condicionados a ellos.

NOSAS

7.1 Remoción y reemplazo del terreno blando

En este método, se sustituye el terreno blando y compresible por otro de mejor calidad. El procedimiento se aplica generalmente, excavando hasta el estrato firme. Este método se recomienda únicamente cuando el espesor del estrato compresible es pequeño y no excede los 2.00 m.

7.2 Empleo de materiales ligeros

El problema principal consiste en conseguir, dentro de las distancias de acarreo económicas, bancos de materiales con pesos específicos bajos, tales como tezontles, arenas pumíticas y suelos producto de la alteración de pizarras, recientemente se han empleado desechos industriales con buen éxito.

7.3 Sobreelevación de la rasante

El método consiste en sobreelevar inicialmente la rasante del terraplén, de manera que después de producirse el asentamiento quede en el nivel requerido. La efectividad de esta solución, depende en primer lugar de que el terreno soporte la sección sobreelevada y, en segundo lugar de que la combinación cantidad de material colocado contra acarreo del mismo sea estable.

7.4 Sobrecarga previa del terreno de cimentación

En este caso, se construye el terraplén con suficiente anticipación-

a las obras definitivas (pavimentación, etc.), permitiendo que ocurra el asentamiento durante un lapso disponible. Cuando gran parte del asentamiento se ha producido, se podrá efectuar un recargue que, preferentemente será definitivo. Esta solución es ventajosa, sobre todo en los accesos a puentes y pasos a desnivel. La limitación que habrá de cumplirse es que la solución sea viable en cuanto a tiempo.

7.5 Tratamiento físico-químico del terreno de cimentación

Estas técnicas están actualmente en sus comienzos, se sabe que ciertas sustancias al añadirse al suelo, producen en éste intercambios iónicos entre las partículas minerales y la materia disuelta en el agua interna, que modifican los nexos estructurales mejorando la resistencia del suelo y disminuyendo la compresibilidad.

7.6 Calcinación del terreno de cimentación

Este método consiste en calcinar la estructura del suelo, empleando elevadas temperaturas provenientes de la combustión de gases. La calcinación disminuye la compresibilidad y reduce, por tanto los asentamientos. Este método no ofrece buenas perspectivas en suelos altamente orgánicos.

7.7 Colocación de entarimados y mallas en la base del terraplén

Este método consiste en fabricar una verdadera balsa abajo del terraplén, de manera de repartir la carga y proporcionar una especie de flotación al conjunto de la superestructura.

7.8 Bermas de estabilización

La colocación de bermas o el empleo de taludes muy tendidos - - - (Fig. 3), permite uniformizar las presiones transmitidas al terreno de cimentación en la zona subyacente a la corona del terraplén, uniformizando también los asentamientos bajo esa zona y, por lo tanto, reducir los asentamientos diferenciales así como las deformaciones laterales. Por otra lado, no hay que olvidar que el asentamiento total es mayor cuanto mayor es el área cargada, por lo que estas medidas tenderán a incrementar los asentamientos totales; la bondad de este método estriba en someter a balance estos factores contradictorios.

7.9 Construcción por etapas (controlada)

En este procedimiento, si el F.S. obtenido para la condición de la prueba UU es muy bajo, el relleno puede colocarse a una altura segura, controlando la construcción a una velocidad adecuada, basada en mediciones de campo, para permitir un aumento en la resistencia del terreno, posteriormente se suspende la construcción por un período de tiempo, para permitir la consolidación antes de colocar una segunda etapa.

Este método, presenta un problema difícil en la mecánica de suelos, ya que deberán hacerse análisis teóricos de alto nivel, apoyados en datos de laboratorio y campo así como de la experiencia.

7.10 Drenes verticales de arena

Las investigaciones realizadas en los últimos 5 años, han permitido disminuir el costo de los drenes de arena, y así su uso ha llegado a aumentar considerablemente, debido a los problemas de estabilidad y de asentamientos. Los drenes de arena instalados apropiadamente, pueden acelerar la consolidación.

Los drenes de arena consisten en excavaciones verticales de diámetros y longitud suficientes, para que sus efectos alcancen la totalidad del manto compresible o, por lo menos, el espesor del estrato que vaya a producir el mayor asentamiento. El diámetro de los drenes usualmente varía entre 30 y 50 cm., la disposición usual es entresbolillo, con espaciamientos del orden de 10 veces su diámetro. Los drenes están constituídos por arenas de alta permeabilidad, de manera de facilitar la salida del agua del estrato compresible.(Fig.4)

Los estudios realizados recientemente por Casagrande y Poulos -- (1969), indican que los drenes de arena son nocivos para el caso de suelos blandos de alta sensibilidad, y que no son de ninguna utilidad para acelerar o controlar la compresión secundaria en depósitos altamente orgánicos. De hecho, los drenes de arena instalados por -- los métodos convencionales pueden ocasionar más perjuicios que -- beneficios, ya que su instalación afecta seriamente la estructura -- del depósito y puede llegar a ocasionar mayores asentamientos.

7.11 Desplazamiento del terreno compresible por medio de explosivos

Uno de los propósitos de esta solución es la de producir una compensación parcial o total, de la carga del terraplén, que actuará únicamente con una presión correspondiente a la diferencia entre el peso del material colocado y el desplazado. Esta solución es más factible cuanto más desplazable lateralmente sea el suelo, por lo que -- rinde sus mejores resultados en suelos altamente orgánicos y turbas.

El desplazamiento del terreno compresible por medio de explosivos, puede realizarse mediante diferentes procedimientos, que son:

- 1) Avance en punta de flecha
- 2) Desplazamiento bajo el terraplén
- 3) Trincheras o zanjas
- 4) Compensación
- 5) Método de New Hampshire
- 6) Método Alemán

1) Avance en punta de flecha. Este método consiste en alterar el sub-suelo, mediante una carga de explosivos colocada en la punta del relleno, ver Fig. 5. La cantidad de explosivos por barrenos se determina por experimentación y en condiciones normales no deberá de exceder $\frac{h}{2}$ (siendo h la profundidad efectiva de la carga)

Este procedimiento es lento y no siempre garantiza el desplazamiento total del suelo, de manera que pueden quedar atrapadas --

bolsas de material blando entre el relleno.

Los alemanes conociendo estos problemas, desarrollaron recientemente un nuevo método, que consiste en lo siguiente

1o. Se coloca al frente del terraplén una plataforma de arena --- (Fig. 6), que permite trabajar sobre la turba.

2o. Se perforan barrenos de 10" de diámetro hasta alcanzar el estrato resistente, bajando las cargas correspondientes.

3o. Se colocan los cables hacia ambos lados del relleno, para no dañarlos durante las operaciones de relleno.

4o. Se empujan los materiales de relleno sobre el área de los barrenos, hasta que se alcance la sobrecarga deseada.

5o. Se efectúa la explosión y se repite el procedimiento

2) Desplazamiento bajo el terraplén. El procedimiento consiste en romper completamente la costra superficial por medio de explosivos. Después se coloca el relleno y los explosivos son colocados y empujados a través del relleno. Para grandes espesores de turba, los expertos en explosivos recomiendan colocar los explosivos por etapas dentro de la turba, en secciones de terraplén entre 30 y 60 m de longitud. Figs. 7 y 8

3) Trincheras o zanjas. Este método se empleaba antiguamente en-

los depósitos de turba que no excedían de 4.5 m de espesor. El procedimiento consiste en efectuar una explosión en una trinchera a lo largo del eje del terraplén y en secciones que no excedían de 15 m.

4) Compensación. Este procedimiento considera la explosión en trincheras construídas en ambos lados del relleno, de manera de permitir que la turba escape de la parte inferior del relleno. Normalmente este método se combina con el de explosivos colocados abajo del relleno.

5) Método de New Hampshire. Este procedimiento resulta económico, cuando se tienen espesores de turbas entre 3 y 12 m. cuando la turba posee una costra superficial, deberá romperse previamente con explosivos, después de descargar el relleno. Cuando las secciones extremas de los terraplenes, se encuentran en zonas donde el espesor de la turba es menor a 3 m, éstos se llevan hasta el estrato resistente (Fig. 7).

A lo largo de ambos extremos del relleno se colocan cargas de dinamita, cuya cantidad es del orden de 2 veces el espesor H en metros. Las líneas punteadas de la figura indican el perfil definitivo del relleno y del terraplén.

Este método es ventajoso cuando el cuerpo principal del relleno, está constituido por materiales gruesos.

6) Método Alemán. Dependiendo de la consistencia de la costra su-

perfiel, se rompe una franja estrecha a lo largo del eje del terraplén propuesto, como se ilustra en la Fig. 8, o el relleno total se coloca en la longitud total sobre la costra inalterada, como se muestra en la Fig. 7. Las cargas son llevadas a su posición, a través del relleno hasta la parte inferior del mismo. Una explosión simultánea de cargas bajo el relleno, es altamente efectiva para destruir la resistencia del material blando. La explosión levanta el relleno completamente por algunos metros, y después la masa cae sobre la turba alterada, incrustándose y desplazándola.

VIII. INSTRUMENTACION Y MEDICIONES DE CAMPO

8.1 Necesidad de la instrumentación

La necesidad de investigar el comportamiento de los terraplenes sobre suelos blandos, ha surgido debido a los constantes problemas que se presentan en las vías de comunicación, bordos y presas, etc.

Existen algunas razones básicas para investigar el comportamiento de los terraplenes, y son

1o. Checar el comportamiento de los terraplenes durante su construcción, para poder asegurar que los criterios de diseño son satisfactorios.

2o. Observar el comportamiento de los terraplenes una vez termi-

nados, para asegurar su seguridad durante su vida útil.

3o. Obtener información valiosa para emplearla en el diseño económico de futuros terraplenes en condiciones similares.

8.2 Requerimientos de instrumentación

Los requerimientos necesarios para efectuar una instrumentación - en terraplenes, dependen del tipo de información que se desee. La información más esencial para evaluar la construcción de terraplenes incluye

1o. Consolidación

2o. Deformaciones laterales

3o. Resistencia al esfuerzo cortante (no drenado)

4o. Esfuerzos verticales y horizontales

5o. Efecto sísmico

8.3 Instrumentación de campo en los terraplenes de Prueba

A continuación se presentan los aparatos más usuales, que se utilizan en la instrumentación de terraplenes.

Consolidación. Bancos de nivel (superficiales y profundos)

Plataformas de asentamiento

Piezómetros (hidráulico, eléctrico, neumático)

Pozos de observación (nivel frático)

Deformaciones laterales

Estacas de alineamiento

Inclinómetros

Deformímetros

Extensómetros

Resistencia al esfuerzo cortante

Veleta de campo

Esfuerzos verticales y horizontales

Celdas de presión

Sismos

Sismógrafos

IX. CASOS DE TERRAPLENES CONSTRUIDOS EN ZONAS PANTANOSAS

El proyecto de un camino directo entre la Cd. de México y Texcoco, presenta los problemas relacionados con la construcción de los terraplenes en la zona del lago, cuyo suelo está constituido por arcillas blandas de origen volcánico, que exhiben bajas resistencias y alta compresibilidad.

Para determinar los datos necesarios en el diseño y construcción de los terraplenes, se realizaron varios estudios de Mecánica de Suelos, sin embargo, debido a que las teorías actuales, así como la experiencia en la construcción y comportamiento de terraplenes en suelos blandos se consideraron insuficientes, se construyeron terraplenes de prueba que permitieron comparar los resultados de la aplicabilidad de las teorías de

Mecánica de Suelos con el comportamiento del modelo a escala natural.

Los terraplenes se instrumentaron de la siguiente manera: se colocaron 30 testigos superficiales, una línea transversal de inclinómetros tipo Wilson, una línea transversal de torpedos verticales, una línea de piezómetros neumáticos y una línea de piezómetros abiertos tipo Casagrande.

Los resultados obtenidos de la información obtenida de los aparatos de medición se resumen en lo que sigue

10. La resistencia al esfuerzo cortante determinada por medio de la velta, se incrementó con el tiempo, los análisis de estabilidad muestran que el factor de seguridad aumentó de 1.1 a 1.25 en 30 meses como un efecto de la consolidación.
20. Los asentamientos disminuyeron rápidamente con la profundidad a valores más pequeños que los obtenidos por medio de las teorías tradicionales.
30. La velocidad de la deformación vertical disminuye rápidamente con la profundidad, pero en los niveles inferiores, esta velocidad de deformación permanece constante.
40. Las deformaciones laterales mayores ocurrieron a profundidades entre 5 y 7 m y fueron menores a las esperadas.
50. Las gráficas de consolidación actuales, indican que la consolidación primaria aún no ocurre. Por lo anterior y debido a que se desean co-

nocer los efectos de la compresión secundaria, el programa de medición continúa.

60. Las gráficas que muestran la evolución de los asentamientos, indican que éstos disminuyen rápidamente al principio y que ahora son prácticamente constantes.

9.2 Construcción de los terraplenes en la carretera Minatitlán-Coatzacoalcos

La construcción de la carretera Minatitlán-Coatzacoalcos, planteó el problema de la construcción de los terraplenes en una laguna pantanosa donde se alojan diecisiete de los veintidós kilómetros de esta carretera. Las condiciones hidráulicas de la laguna han permitido la acumulación de materia orgánica y suelos con altos contenidos de agua en el fondo de la laguna, formando un estrato superficial de turbas con espesores entre 1 y 5 m.

El método propuesto para construir los terraplenes del camino consiste básicamente en lo siguiente: Se construye un primer relleno a volteo con un ancho mínimo B y a una altura H , de tal forma que el esfuerzo inducido en la base del terraplén iguale la resistencia al esfuerzo cortante del subsuelo, de manera que el material fluya bajo esfuerzo constante y se presente el hundimiento del terraplén.

Una vez iniciado el proceso de deformación, se tenderá al equilibrio por el efecto estabilizador del material desplazado (Fig. 9) que pasa

rá a ocupar una posición más elevada a ambos lados del terraplén, lo que se traducirá en una mayor sobrecarga que puede considerarse como un incremento en la profundidad de desplante, independientemente del hundimiento efectivo del terraplén. Una vez alcanzada la condición de equilibrio, si el estrato de turba es aún muy grande, se podrá reiniciar el movimiento mediante la adición de material — sobre el terraplén, para contrarrestar el efecto estabilizador de los suelos desplazados.

Posteriormente se compacta y confirma la superficie del terraplén. La elevación de la rasante se define tomando en cuenta la altura mínima de los terraplenes sobre el nivel máximo de agua y los hundimientos previstos debidos a la consolidación primaria y compresión secundaria, tanto del estrato de turbas como de los subyacentes.

Los suelos que integran la laguna pantanosa, están constituídos por suelos altamente orgánicos, con contenidos de agua entre 300 y 700%, suaves y ligeramente fibrosos. En estado inalterado poseen altas relaciones de vacíos que fluctúan entre 8 y 13 y una permeabilidad de 10^{-3} cm/seg, al aplicarles carga, estos valores disminuyen rápidamente.

Los resultados realizados en pruebas triaxiales rápidas, indican — que estos suelos tienen un comportamiento predominantemente cohesivo bajo cargas rápidas. El valor de la cohesión obtenida de las envolventes de falla oscila entre 0.05 a 0.3 Kg/cm².

Durante el proceso de construcción de los terraplenes, se observaron hundimientos de turba hacia ambos lados del terraplén, pero desgraciadamente no se tiene información que permita estimar los volúmenes desalojados, pudiéndose asegurar que los hundimientos totales al finalizar la construcción, dependerán de los volúmenes desalojados y de la consolidación ocurrida.

X. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

El diseño de terraplenes de diversas alturas, geometría y requerimientos de construcción sobre suelos blandos de composición y profundidad variables, obviamente involucra la consideración de muchos factores y esquemas alternativos. Quizás ésta sea la causa por la cual poco se ha escrito sobre la materia. Los problemas difíciles de diseño requieren un sistema de análisis por aproximación, igualmente la naturaleza de los problemas y las soluciones de diseño varían considerablemente.

Se puede considerar que, ninguno de los métodos de construcción propuestos es una solución universal, de manera que en cada caso será preciso analizar las condiciones particulares, a fin de escoger la solución o combinación de soluciones más convenientes. De hecho, algunos de los métodos propuestos son contradictorios, de manera que la elección del criterio a seguir en cada caso no puede seguir reglas fijas, sino que es materia de juicio del especialista.

Por fortuna, tanto la magnitud de los asentamientos, la evaluación de los mismos y la estabilidad de los terraplenes, se calculan con los métodos-

técnicos de la Mecánica de Suelos. Estos análisis, por cierto, exigen un conocimiento detallado de las propiedades del subsuelo, por lo cual la exploración de suelos ha de ser de tipo especial, incluyendo la obtención de muestras inalteradas, en consecuencia el programa de pruebas de laboratorio será igualmente de tipo especial.

REFERENCIAS

- 1.- BERRY P. L., POSKITT T. J. (1972). The consolidation of peat. *Geotechnique* 22, No. 1, 27 - 52
- 2.- CASAGRANDE L., POULOS S. (1969). On the effectiveness - of sand drains. *Canadian Geotechnical Journal*, August 1969
- 3.- CASAGRANDE L. (1966). Construction of Embankments across peaty soils. *Journal of the Boston Society of Civil Engineers -* Vol. 53, No. 3, July 1966
- 4.- JUAREZ B., RICO A. (1969). El fenómeno de la consolidación de los Suelos. *Mecánica de Suelos. Cap. X, Tomo I.*
- 5.- JUAREZ B., RICO A. (1967). Estabilidad de Taludes. *Mecánica de Suelos. Cap. V. Tomo II*
- 6.- MORENO G., BARRAGAN S., OROZCO, J. M. (1970) Estudio Geotécnico preliminar para la ampliación de la carretera Mina titlán-Coatzacoalcos. V Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. Tomo II
- 7.- RICO A., MORENO G., GARCIA G. (1969). Test Embankment on Texcoco Lake. *Proc. of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Mexico.*

- 8.- SEED B. H. (1967). Slope stability during earthquakes
Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. Vol.
93, No. SM4, July 1967

- 9.- SKEMPTON, A. W., HUTCHINSON J. (1969). Stability of Na-
tural Slopes and Embankments Foundations. State of the Art.
Volume. 7th International Conference on Soil Mechanics and -
Foundation Engineering. Mexico

- 10.- TERZAGHI, K. (1960). Mechanism of Landslides. Engineering
Geology (Berkey) Volume

- 11.- TERZAGHI, K., PECK. R. P. (1969). Proyecto de Terraple-
nes, malecones y diques de tierra. Mecánica de Suelos en -
la Ingeniería Práctica. Art. 51

- 12.- WILSON D. STANLEY (1967). Investigation of Embankment
Performance. Journal of the Soil Mechanics and Foundation
Division, Vol. 93, No. SM4, July 1967

FIGURAS

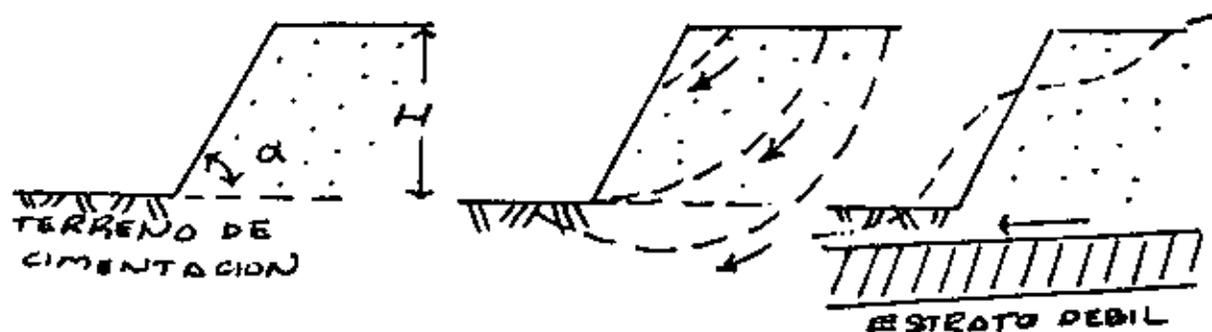


Fig. 1.- Fallas por rotación y translación.

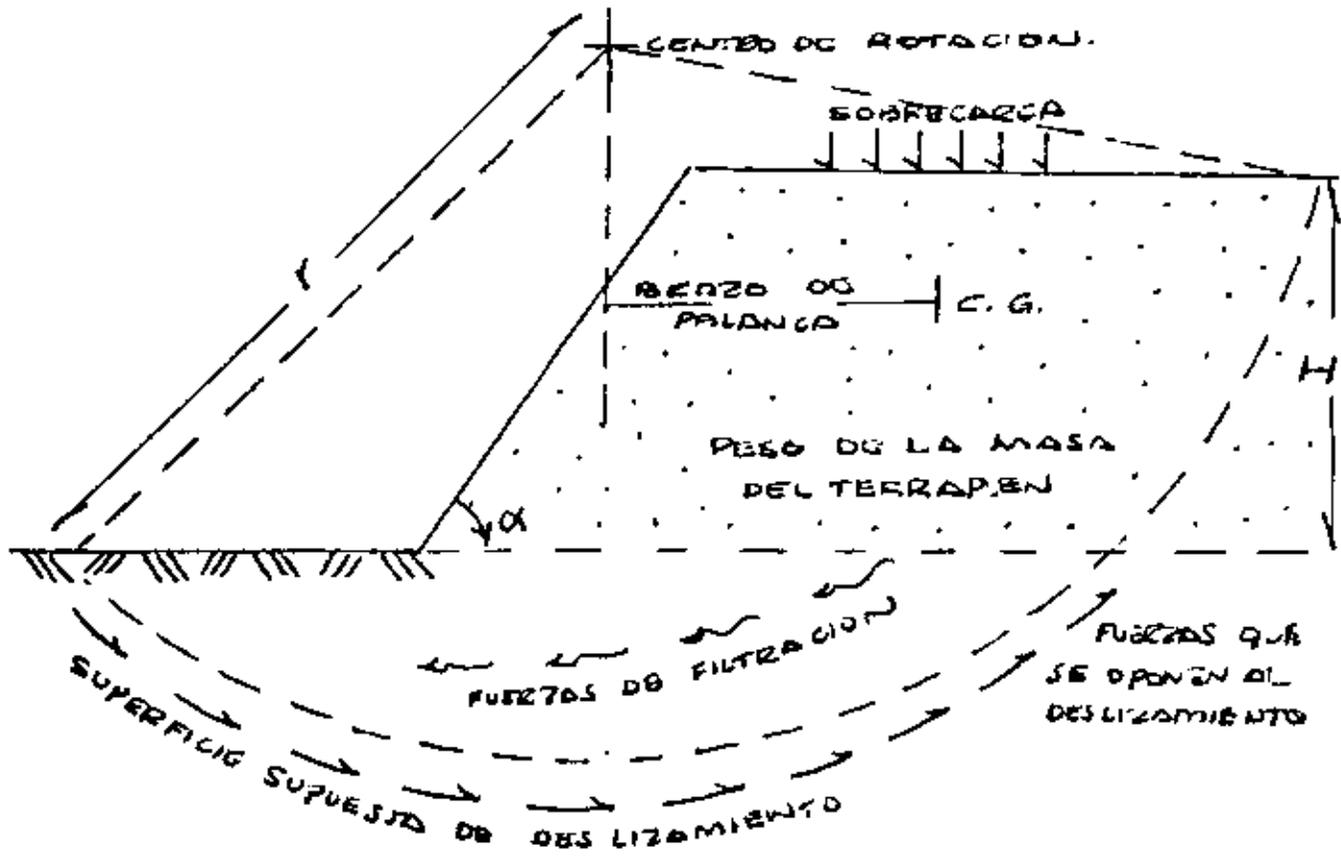
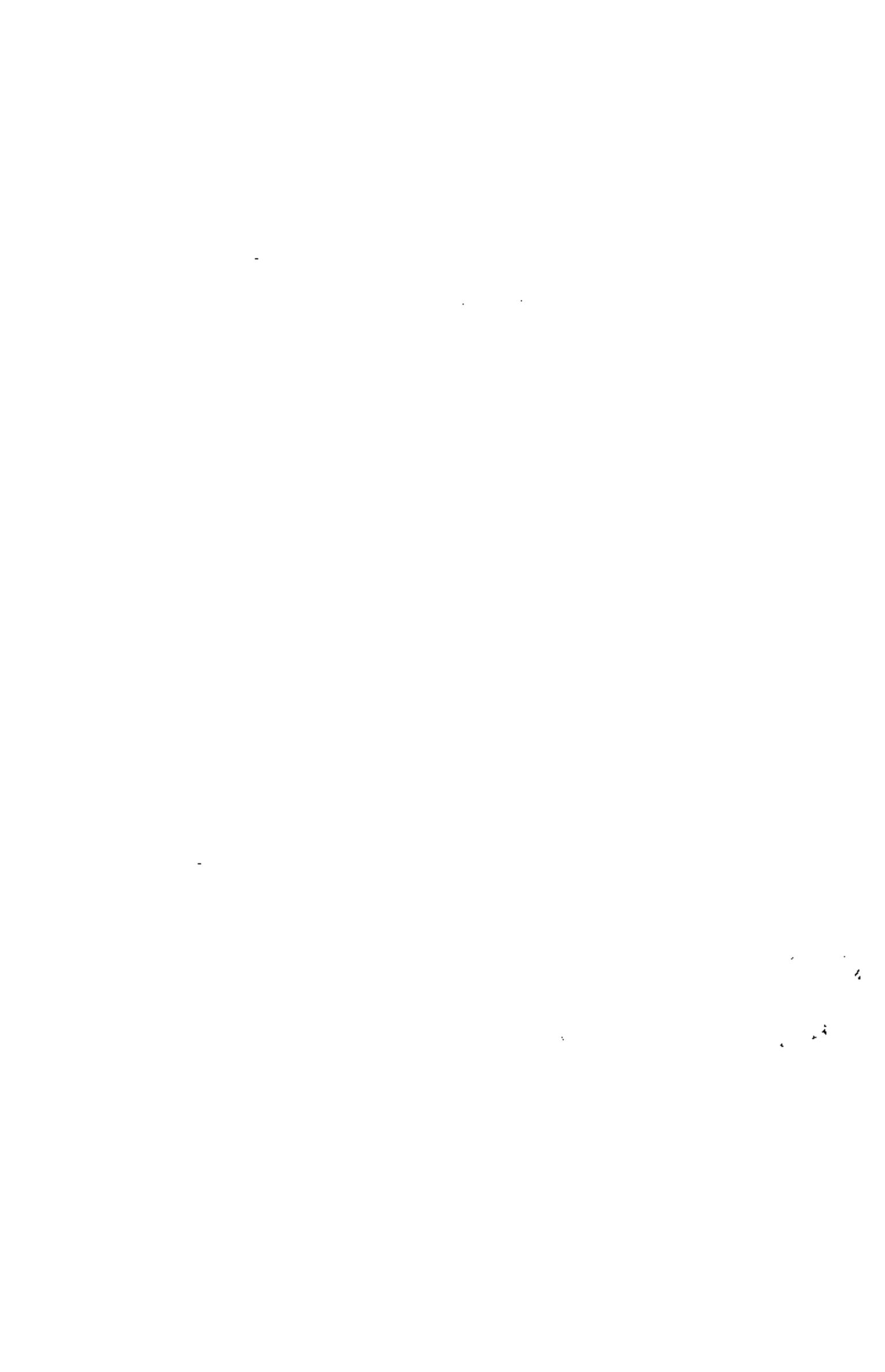


Fig. 2.- Fuerzas que intervienen en la estabilidad de un terraplén.



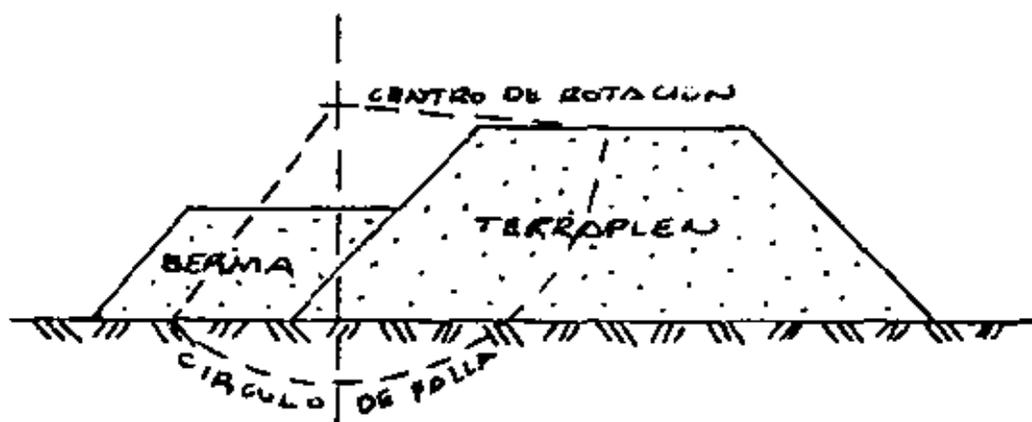


Fig. 3.- Empleo de bermas estabilizantes.

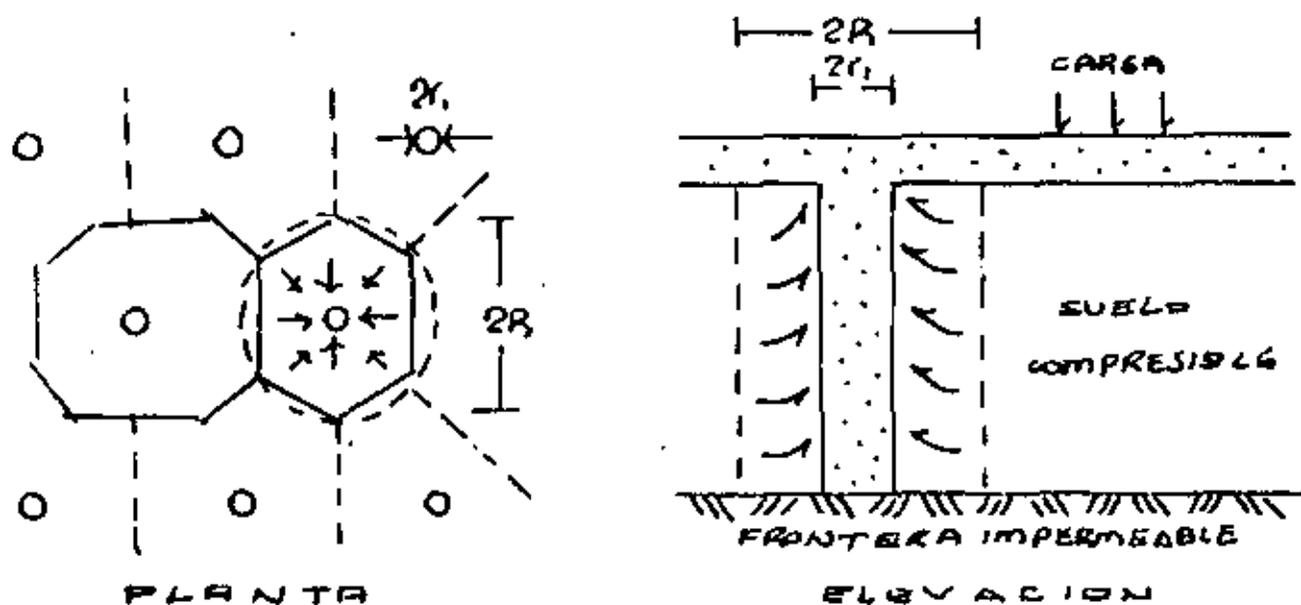
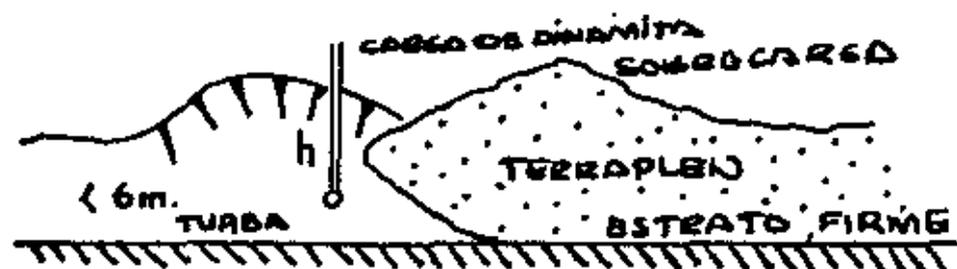
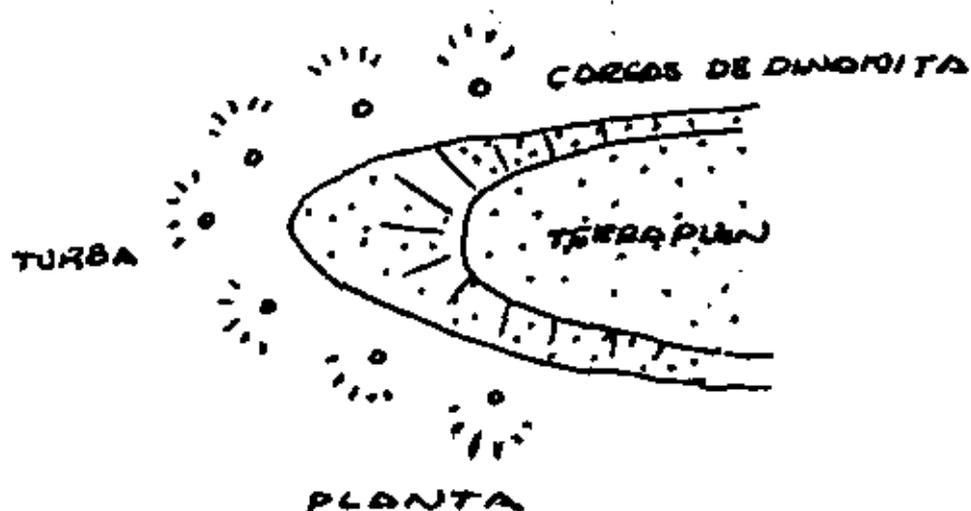


Fig. 4.- Disposición de drenes de arena.

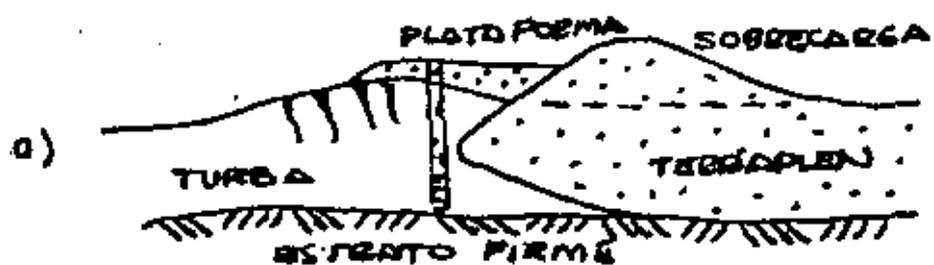


ELEVACION

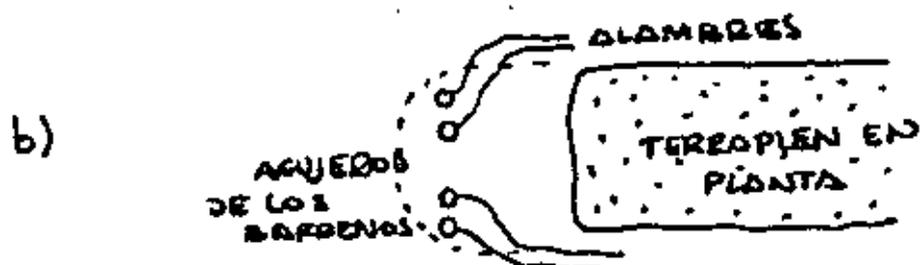


PLANTA

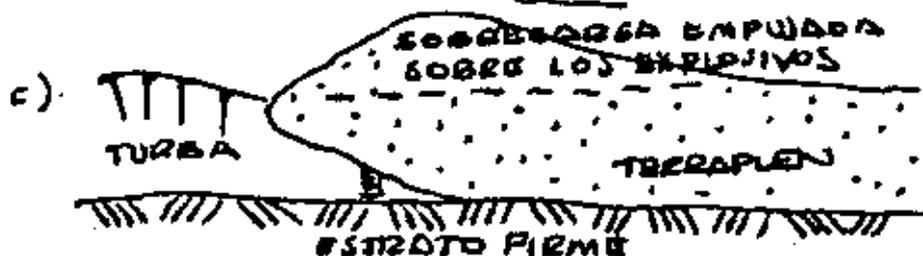
Fig. 5.- Método de avance en punta de flecha.



a)



b)



c)

Fig. 6.- Método Alemán de avance en punta de flecha.



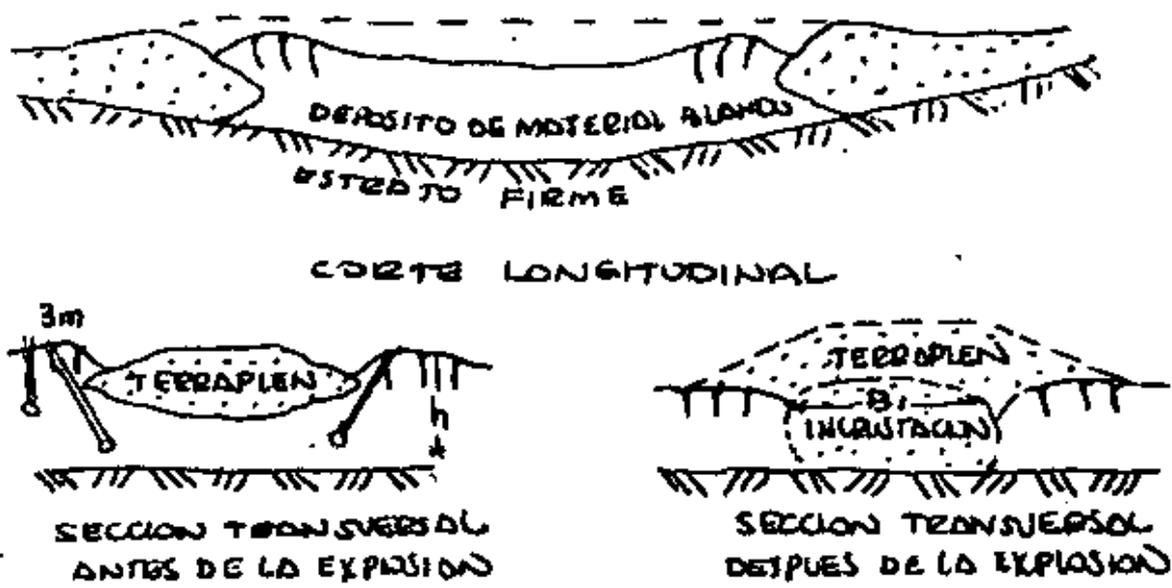


Fig. 7.- Desplazamiento bajo el terraplén.
Método de New Hampshire.

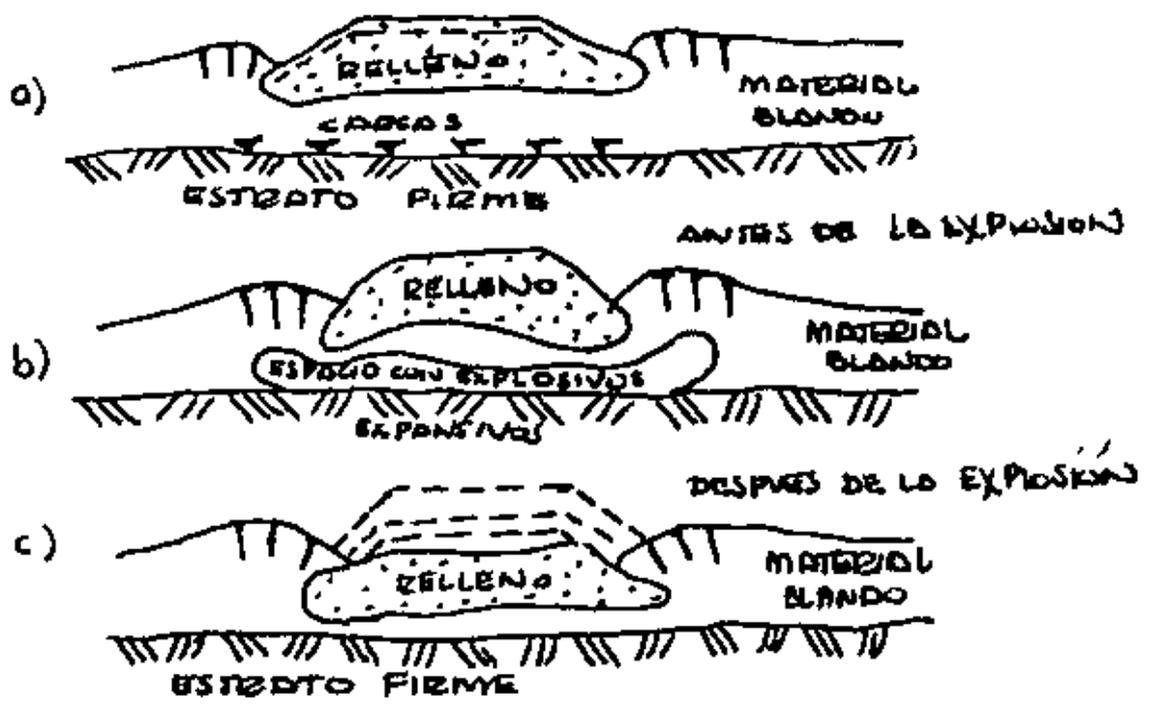


Fig. 8.- Desplazamiento bajo el terraplén.
Método Alemán.

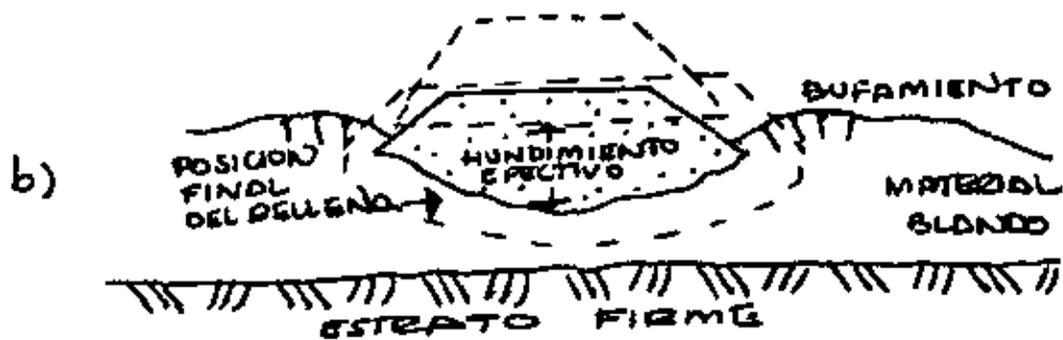
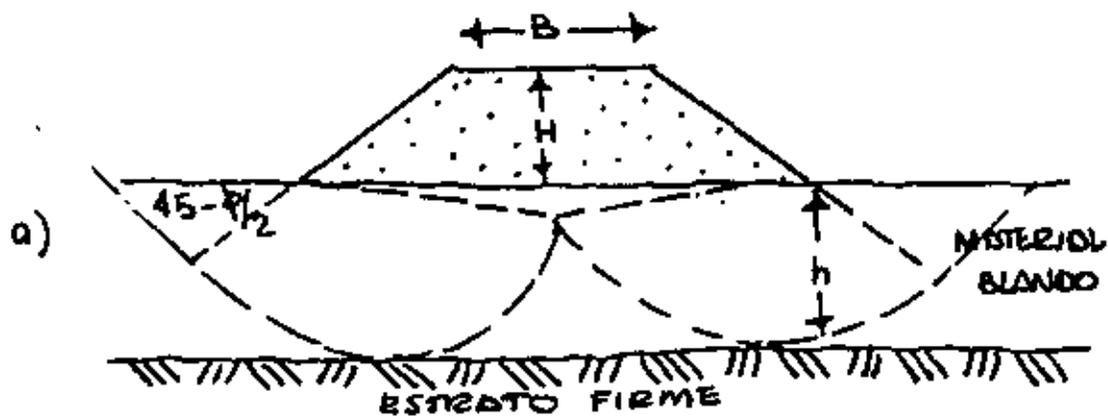


Fig. 9.- Método propuesto en la construcción de los terraplénés en el camino Minatitlán-Coatzacoalcos.

1941

1942

1943

1944



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

RELACION ENTRE LA MECANICA DE SUELOS Y LA
INGENIERIA CIVIL

(TLAXCALA)

I N T R O D U C C I O N

ING. JORGE FLORES NUÑEZ

7-8 DIC. 1981

- TEMARIO -

INTRODUCCION

CIMENTACIONES

INSTRUMENTACION

TERRACERIAS EN SUELOS BLANDOS.

INTRODUCCION:

En toda obra de ingeniería civil el "material suelo" juega un importante papel al constituirse en el elemento de soporte de cualquier estructura y poder formar parte además del cuerpo de la misma, es decir; como material de construcción. Es por esto que ha sido preocupación de los ingenieros civiles conocer sus propiedades, comprender el alcance de trabajo a que puede estar sujeto y observar su comportamiento para compararlo con los análisis numéricos realizados previamente y poder proyectar así -- obras seguras, de calidad y económicas.

Actualmente se ha logrado conocer su comportamiento en forma -- parcial y aproximada debido a la variabilidad de sus caracterís

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

ticas tanto en el espacio como en el tiempo, razón que provoca que los diseños de obras relacionadas con el suelo tienden a ser conservadoras.

Los análisis teóricos o numéricos que se emplean para diseñar estas estructuras se basan primordialmente en hipótesis del comportamiento del suelo que dista mucho de cumplirse, que sin embargo se obtienen resultados de buena aproximación que dan una idea del comportamiento del suelo. El grado con que se apeguen los resultados de dichos análisis a la realidad, depende de la validez de las hipótesis con respecto al comportamiento real del suelo y de la precisión con que se determinen los parámetros con que se definen sus características físicas y mecánicas.

Los parámetros de resistencia del suelo pueden determinarse de ensayos de laboratorio en pequeñas muestras o mediante pruebas directas en campo. Los primeros tienen el inconveniente de que las muestras no son representativas de la totalidad del suelo, además sufren alteraciones durante los procesos de obtención, transporte y preparación. Las pruebas de campo por el contrario carecen de la alteración a las muestras, y toman en cuenta factores no considerados en las pruebas de laboratorio, pero debido a que el equipo empleado es de mayor precisión y las condiciones de prueba desfavorables, proporcionan resultados menos aproximados que los obtenidos en el laboratorio.

Los análisis teóricos y las pruebas de laboratorio y campo ----

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..

... ..

intentan reproducir las condiciones que se presentarán en el suelo. No siempre se logra este propósito, por lo que sus resultados quedan normalmente afectados de factores de seguridad altos.

Existen también métodos empíricos basados en la experiencia de obras anteriores; se emplean en lugares cuyos materiales han sido ampliamente estudiados, donde se cuenta con suficientes datos para establecer relaciones estadísticas entre las variables que intervienen en el diseño, como en el caso de la Ciudad de México.

Cuando los métodos antes mencionados no se pueden aplicar o el hacerlo proporcionan datos fuera de la realidad, es posible emplear modelos a escala, basados en la teoría de la similitud, en los que se trata de reproducir las condiciones en las que trabajará la obra, midiéndose su respuesta. Esto nos permite predecir el comportamiento del prototipo, pero está sujeto a incertidumbres por la dificultad de lograr la similitud entre las características del modelo y las del prototipo.

Otra alternativa en los casos en que sea justificable económicamente, es la de construir en el sitio de la obra modelos a escala natural de las partes de ésta que se quieran estudiar, empleando los mismos materiales de que estará formado el prototipo, sometiéndoselo a sollicitaciones similares a las que actuarán en él y observando su comportamiento por medio de instrumentos de medición. Este método proporciona resultados sa-

- The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that this is essential for ensuring transparency and accountability in the organization's operations.

- The second part of the document outlines the various methods and tools used to collect and analyze data. It highlights the need for a systematic approach to data collection and the importance of using reliable sources of information.

- The third part of the document focuses on the interpretation of the data and the drawing of conclusions. It stresses that the data should be analyzed in the context of the organization's goals and objectives, and that any conclusions drawn should be based on a thorough understanding of the data.

- The final part of the document provides a summary of the key findings and recommendations. It concludes that the data collected and analyzed in this study provides valuable insights into the organization's performance and offers several practical suggestions for improvement.

tisfactorios, pero en pocos casos es factible, por lo que ha surgido la tendencia de emplear el prototipo como modelo a escala natural, instalando en él instrumentos de medición para observar su comportamiento durante la construcción con el fin de aplicar las medidas correctivas necesarias en caso de que tienda a presentarse un comportamiento inadecuado.