

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

**A LOS ASISTENTES A LOS CURSOS DE LA DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

*Las autoridades de la Facultad de Ingeniería, por conducto del Jefe de la División de Educación Continua, otorgan una constancia de asistencia a quienes cumplan con los requisitos establecidos para cada curso.*

*El control de asistencia se llevará a cabo a través de la persona que le entregó las notas. Las inasistencias serán computadas por las autoridades de la División, con el fin de entregarle constancia solamente a los alumnos que tengan un mínimo del 80% de asistencias.*

*Pedimos a los asistentes recoger su constancia el día de la clausura. Estas se retendrán por el período de un año, pasado este tiempo la DECFI no se hará responsable de este documento.*

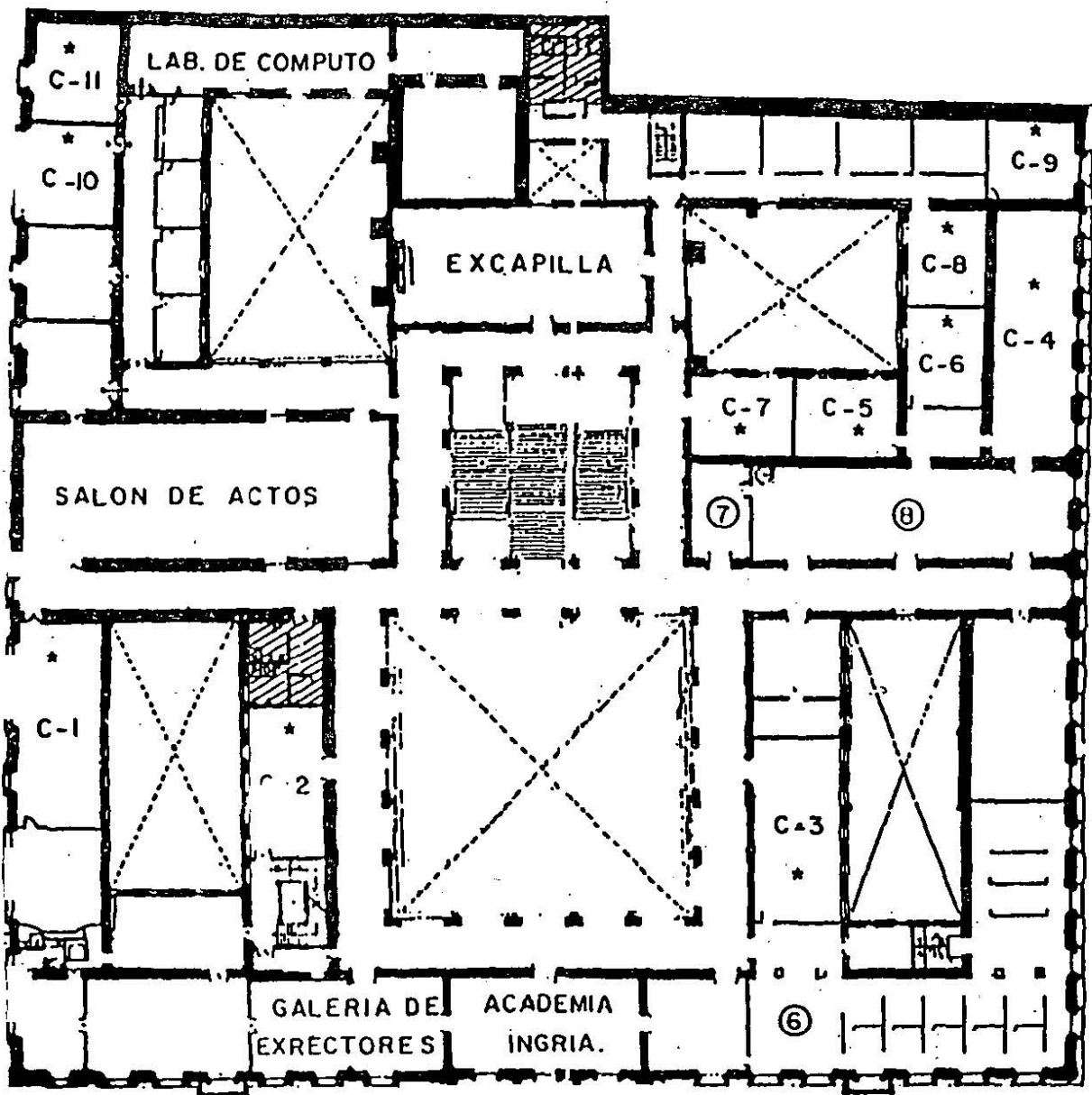
*Se recomienda a los asistentes participar activamente con sus ideas y experiencias, pues los cursos que ofrece la División están planeados para que los profesores - expongan una tesis, pero sobre todo, para que coordinen las opiniones de todos los interesados, constituyendo verdaderos seminarios.*

*Es muy importante que todos los asistentes llenen y entreguen su hoja de inscripción al inicio del curso, información que servirá para integrar un directorio de asistentes, que se entregará oportunamente.*

*Con el objeto de mejorar los servicios que la División de Educación Continua ofrece, al final del curso deberán entregar la evaluación a través de un cuestionario diseñado para emitir juicios anónimos.*

*Se recomienda llenar dicha evaluación conforme los profesores impartan sus clases a efecto de no llenar en la última sesión las evaluaciones y con esto sean más fehacientes sus apreciaciones.*

**¡ GRACIAS !**

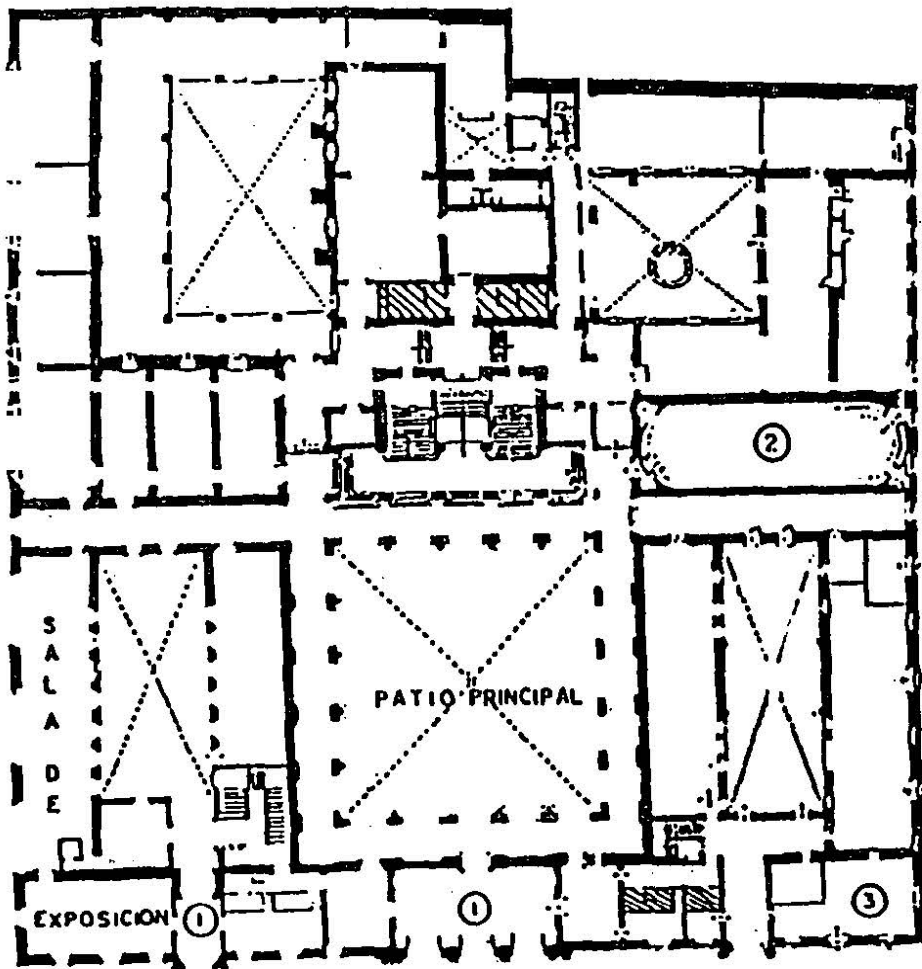


## GUIA DE LOCALIZACION

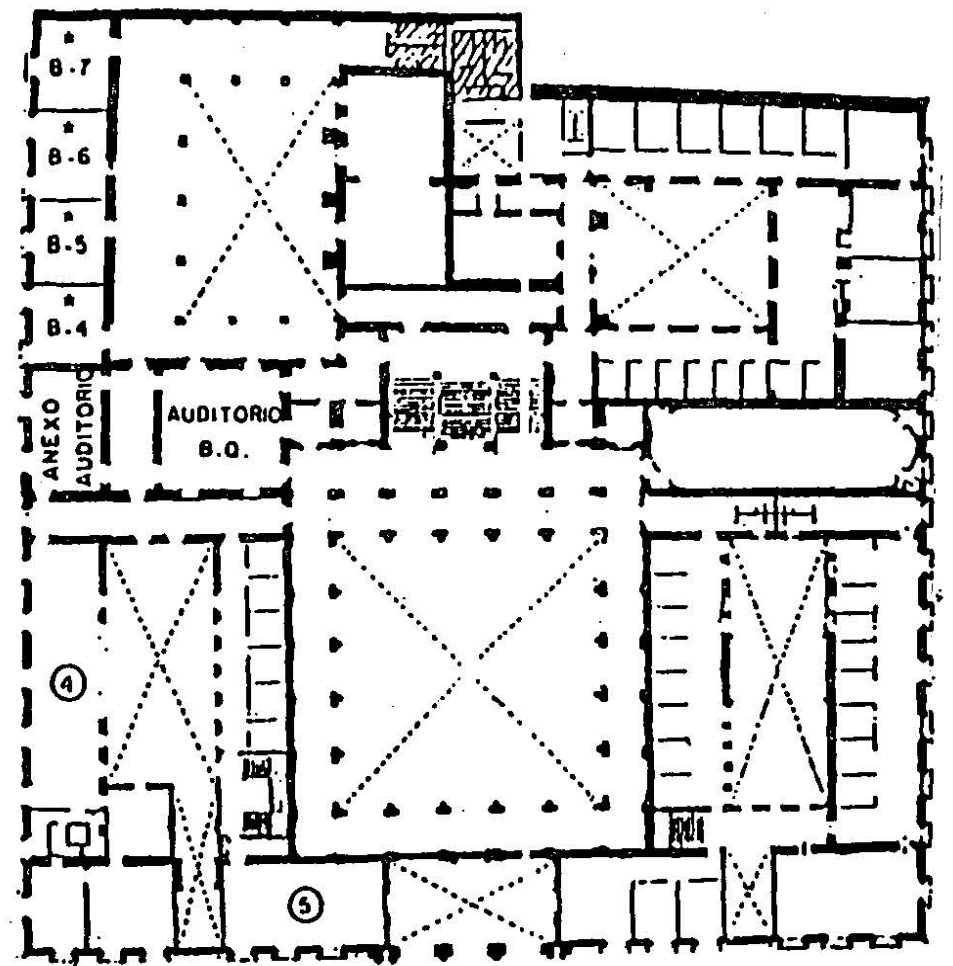
- 1 - ACCESO
- 2 - BIBLIOTECA HISTORICA
- 3 - LIBRERIA U N A M
- 4 - CENTRO DE INFORMACION Y DOCU-  
MENTACION "ING. BRUNO  
MASCANZONI"
- 5 - PROGRAMA DE APOYO A LA  
TITULACION
- \* AULAS
- 6 - OFICINAS GENERALES
- 7 - ENTREGA DE MATERIAL Y CONTROL  
DE ASISTENCIA.
- 8 - SALA DE DESCANSO
- ▨ SANITARIOS

**1er. PISO**

# PALACIO DE MINERIA



**PLANTA BAJA**



**MEZZANINNE**



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



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

CURSOS ABIERTOS

GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES

INTRODUCCION

## Breves nociones de mecánica de suelos

### I-1 INTRODUCCION

Para los fines de este libro se entiende por "Vías terrestres" las carreteras, los ferrocarriles y las aeropistas, que constituyen los elementos básicos de la infraestructura de una red nacional de transportes. Dentro de la denominación deben caer tanto la más moderna autopista como el más modesto camino rural, y lo mismo la pista que dé servicio a aviones de retroimpulso en un gran aeropuerto que la sencilla pista destinada al tráfico de pequeñas avionetas.

Las vías terrestres así definidas se construyen fundamentalmente de tierra y sobre tierra. Desde hace ya bastante tiempo, la técnica moderna ha reconocido la influencia que sobre una estructura de esta naturaleza tiene el terreno que le sirve de apoyo, entendiendo por tal no sólo al suelo o roca que exista en el lugar, pasivamente considerado, sino a todo un conjunto de condiciones que comprenden desde la constitución mineralógica, la estructuración del suelo, la cantidad y estado del agua contenida y su modo de fluir, hasta toda una agrupación de factores ajenos al concepto tradicional de suelo, pero que definen en el tiempo su comportamiento, tales como los factores climáticos, los económicos, los que se refieren al "uso de la tierra" en actividades que poco o nada tienen que ver con la tecnología de las vías terrestres, etc. Sin embargo, ha sido hasta épocas mucho más recientes cuando los ingenieros han comprendido que el uso de los materiales, que se ofrecen en general en amplia variedad en la naturaleza, dentro del cuerpo de la estructura, no es indiferente o arbitrario, sino selectivo, y que aun utilizando los mismos materiales para producir una sección dada, pueden obtenerse secciones estructuralmente muy distintas según el uso que se haga de los materiales dentro de la sección, tanto en lo que se refiere a su posición en ella, como a las condiciones en que se coloquen y a los tratamientos mecánicos o, aun químicos que se les dé.

La construcción de las vías terrestres implica entonces el uso de los suelos, pero un uso selectivo, ju-

cioso y, en lo posible, "científico". Es sabido que la ingeniería moderna ha desarrollado las ramas cuyos objetivos son precisamente el aprender a manejar, de la mejor manera posible, ingenierilmente hablando, los suelos y las rocas con que se construyen las vías terrestres. Estas ramas son la Mecánica de Suelos y la Mecánica de Rocas, estrechamente auxiliadas por la Geología aplicada. No es, pues, de extrañar, dejando a un lado aspectos de planeación y trazo y algunos de índole económica y social, que el proyecto y la construcción de las vías terrestres sean a fin de cuentas una cuestión de aplicación juiciosa de normas de Mecánica de Suelos y de Mecánica de Rocas.

Hoy, la Mecánica de Suelos y la de Rocas se han diversificado tanto, que constituyen dos ramas independientes, con metodología y objetivos propios, dentro del conjunto de las especialidades de la Ingeniería; aunque sus fronteras están estrechamente entrelazadas, tanto como lo están los suelos y las rocas, cuya distinción a menudo es muy difícil, la Mecánica de Suelos y la de Rocas forman cada vez más dos campos separados que exigen a sus respectivos especialistas toda su dedicación personal.

El presente libro trata de las aplicaciones que tiene la Mecánica de Suelos en el proyecto y en la construcción de las Vías Terrestres; la Mecánica de Rocas sólo interviene, cuando se traslapan los métodos de ambas disciplinas y las soluciones sean comunes o bien, cuando la diferenciación entre ellas sea prácticamente imposible.

La aplicación de la Mecánica de Suelos a un campo cualquiera exige un conocimiento previo de tal disciplina, que a propósito se ha considerado fuera de los alcances de este libro. Afortunadamente existen muchos, algunos muy buenos, con los que el lector podrá suplir esta deficiencia. Sin embargo, con fines de unificación de pensamiento y aun de nomenclatura, este primer capítulo está dedicado a la presentación de ideas básicas sobre Mecánica de Suelos, de las que después se hará intenso uso.

muestra del suelo grueso a un proceso de varillado por capas dentro de un recipiente.

$e_{nat}$  = relación de vacíos del suelo en estado natural.

$C_r$  se expresa usualmente como porcentaje. Valores superiores al 50% suelen considerarse de un suelo compacto y este valor se menciona frecuentemente como límite de seguridad razonable en problemas prácticos, tales como cimentaciones en suelos gruesos, posibilidades de licuación de mantos de arena y limos no plásticos, etc.

Aparte de la compacidad, se acepta que influye en el comportamiento mecánico de un suelo grueso la angulosidad de sus granos (a misma compacidad, la mayor angulosidad da más trabazón y, por lo tanto, mayor resistencia al esfuerzo cortante) y la orientación de sus partículas, lo que se admite que influye sobre todo en la permeabilidad.

Existen varias hipótesis sobre estructuración de los suelos finos. Terzaghi presentó originalmente las conocidas con los nombres de panaloide y floculenta (referencia 6) que se muestran en las figuras I-2 y I-3.

La estructura panaloide se considera típica de granos de 0.2 mm o algo menores que se depositan en agua o aire: las fuerzas gravitacionales ejercen un cierto efecto, pero las fuerzas eléctricas son de magnitud comparable.

La estructura floculenta se consideró típica de partículas de tamaño mucho menor, que por sí solas ya no se sedimentarían por el efecto de impacto causado por las vibraciones moleculares del medio en que ocurra la sedimentación; estas partículas por sí solas se moverían al azar con un movimiento característico llamado Browniano. Se suponía que estas partículas podían unirse formando un grumo, con la estructura de un panalito, el cual adquiriría peso suficiente para depositarse, obteniendo así una estructura de panales formados con panales. Como quiera que la capacidad de unión de las partículas individuales para formar los grumos más pesados, se



Figura I-2. Estructura panaloide.

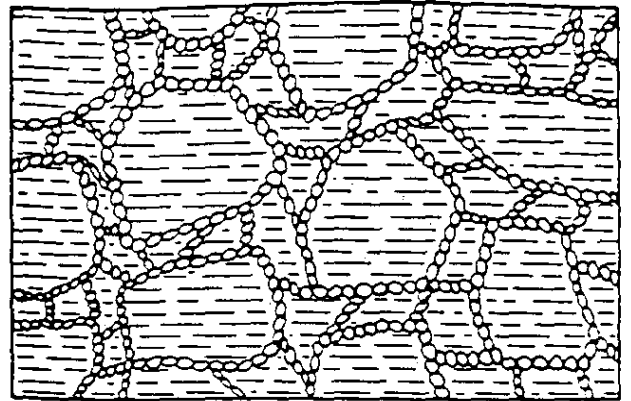


Figura I-3. Esquema de estructura floculenta.

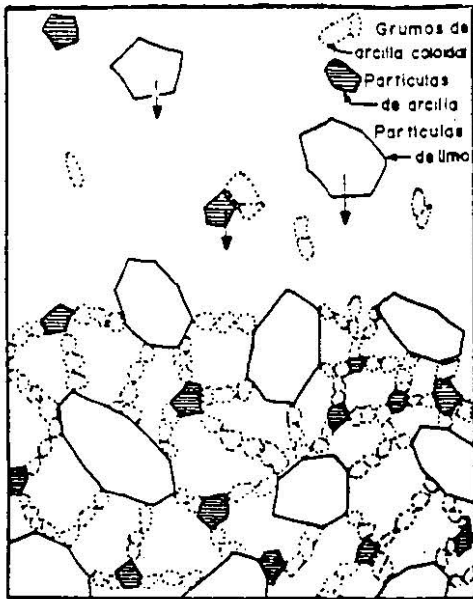
incrementa mucho si existe un electrolito en el medio de depósito, se suponía que esta estructura sería muy típica de suelos muy finos depositados en el mar o en lagos de agua cargada de sales susceptibles de sufrir disociación electrolítica.

En la referencia 7, A. Casagrande presentó otra hipótesis de estructuración de suelos predominantemente finos, que aparece en la figura I-4.

En esta hipótesis de Casagrande se considera la posibilidad de que no todas las partículas del suelo tengan el mismo tamaño, pero la idea más interesante de ella es la introducción del concepto de esqueleto estructural, constituido por las partículas más gruesas (de limo en la figura) y por los panales y floculos que existen entre ellas. La idea es que bajo el peso del suelo sobreyacente o de alguna carga actuante en la superficie se establece en el interior del suelo un mecanismo de transmisión, que funciona como un esqueleto del conjunto, dejando en los espacios entre las partículas gruesas y sus nexos gran cantidad de material fino poco o nada comprimido. Los nexos entre las partículas gruesas que forman parte del esqueleto habrán sufrido, por el contrario, un lento proceso de compresión y adaptación a la carga, que es lo que da al conjunto su resistencia. Si se acepta esta idea, es muy fácil comprender la diferencia de resistencia que existe entre una arcilla inalterada y una remoldeada, en que, por alguna razón, se ha roto el esqueleto y se transmite la carga a las masas de floculos no precomprimidos.

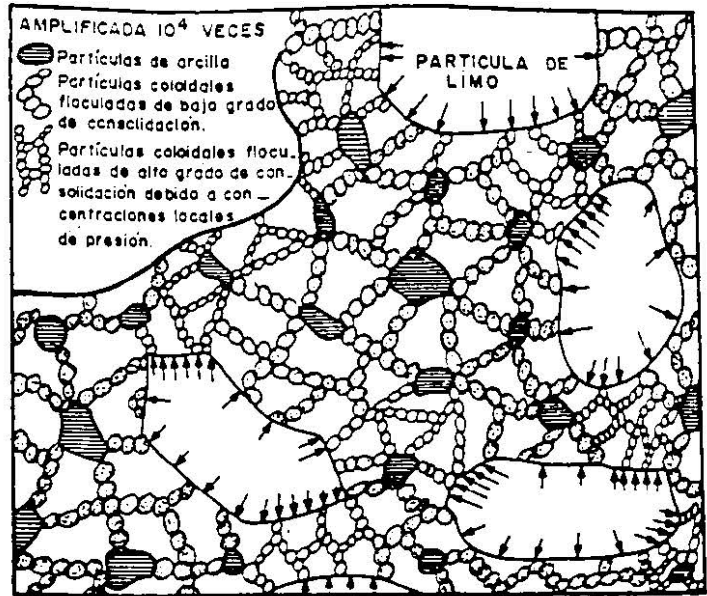
En épocas más modernas se han introducido como fundamentales los conceptos de floculación y dispersión (referencia 8).

Si el efecto neto de las fuerzas atractivas y repulsivas entre dos cristales de arcilla es de atracción, las dos partículas se unirán (posiblemente arista contra cara plana); se dice entonces que están floculadas. Si la acción neta es repulsiva, se separarán, dando lugar a una estructura dispersa. La alteración de la capa adsorbida de los cristales puede producir tendencia a la floculación o a la dispersión en un sis-



(a)

En formación



(b)

Ya formada

Figura I-4. Una estructura compuesta (según A. Casagrande).

tema de cristales de arcilla; la tendencia a la floculación aumenta principalmente cuando hay un electrolito en el agua que rodea a los cristales de arcilla o cuando se eleva la temperatura. Las figuras I-5 y I-6 muestran disposiciones típicas de estructuras flocculadas y dispersas, respectivamente.

Debe notarse que el conjunto de estructuras para los suelos finos someramente descrito en lo que ante-

cede no constituye una serie de posibilidades reales en la naturaleza, sino simplemente algunas hipótesis de estructuración de que hoy se habla. Muchos investigadores aceptan alguna de las explicaciones anteriores, pero no otras, de manera que no existe pleno acuerdo al respecto.

También debe advertirse la posibilidad de que se conjuguen las formas anteriores, dando lugar a un variado número de combinaciones.

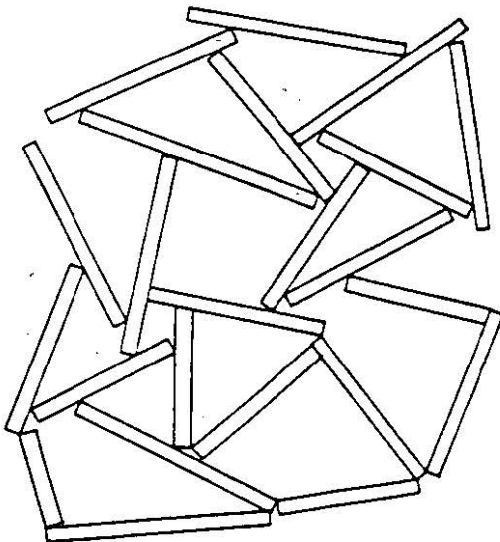


Figura I-5. Estructura en "castillo de naipes".

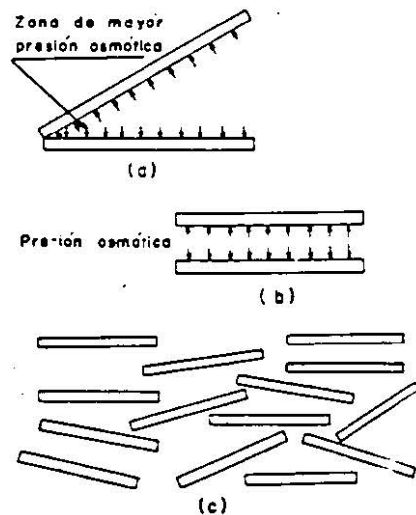


Figura I-6. Estructura dispersa.

### 1.3 GRANULOMETRIA DE LOS SUELOS

Se denomina distribución granulométrica de un suelo a la división del mismo en diferentes fracciones, seleccionadas por el tamaño de sus partículas componentes; las partículas de cada fracción se caracterizan porque su tamaño se encuentra comprendido entre un valor máximo y un valor mínimo, en forma correlativa para las distintas fracciones, de tal modo que el máximo de una fracción es el mínimo de la que la sigue correlativamente. La separación en fracciones se hace sencillamente por mallas, cuando es posible el cribado; pero en suelos de grano muy pequeño, que forman grumos, deben adaptarse procedimientos bastante más complicados para separar las partículas individuales y ello da lugar a resultados mucho más confusos, en los que, como se verá, para lograr las fracciones constituyentes ha de recurrirse a hipótesis no muy satisfactorias, llegándose a resultados finales bastante dudosos.

En suelos gruesos (gravas, arenas y limos no plásticos), de estructura simple, la característica más importante para definir su resistencia es la compacidad; la angulosidad de los granos y la orientación de las partículas juegan también un papel importante, aunque menor. Evidentemente, cualquier análisis por mallas no da ninguna información sobre estos aspectos. La compresibilidad de estos suelos, por otra parte, aunque también depende fundamentalmente de su estructuración y compacidad, se ve influida en bastante mayor grado por la granulometría, según ha puesto de manifiesto la investigación moderna, como se verá más adelante. Han resultado decepcionantes los esfuerzos realizados hasta el presente para establecer alguna correlación entre la curva granulométrica y la permeabilidad de los suelos (referencia 2).

Se ha dicho que los suelos gruesos con amplia gama de tamaños (bien graduados) se compactan mejor, para una misma energía de compactación, que los suelos muy uniformes (mal graduados). Esto sin duda es cierto, pues, sobre todo con vibrado, las partículas más chicas pueden acomodarse en los huecos entre las partículas más grandes, adquiriendo el conjunto una mayor compacidad. Sin embargo, la relación entre granulometría y facilidad de compactación no ha podido pasar de una correlación cualitativa tan vaga como la que queda enunciada, por lo cual en estudios para compactación de suelos poco o ningún provecho puede obtenerse de la curva granulométrica de los suelos gruesos. Mucho más difíciles de establecer son las propiedades mecánicas de interés ingenieril de los suelos finos tradicionalmente llamados cohesivos (arcillas y limos plásticos). Dependen de un número mucho mayor de conceptos que los de los suelos gruesos y, so pena de caer en confusión, tal estudio no puede ser abordado en esta etapa de la presentación de conceptos de la mecánica de suelos. Baste decir (y el lector tendrá ocasión de comprobarlo más adelante) que ninguna de las circunstancias que definen las propiedades me-

cánicas de un suelo fino está descrita por la distribución granulométrica de dicho suelo. En mucho mayor medida de lo que sucede en suelos gruesos, el conocimiento de la distribución granulométrica resulta estéril en el caso de los suelos finos.

Demostrándose una vez más la fuerza de la tradición y la costumbre, todavía es común en la actualidad que muchas especificaciones referentes al uso o rechazo de los materiales para la construcción de Vías Terrestres contengan preceptos granulométricos en mayor o menor grado. Esta situación ha de verse como indeseable pues, debe insistirse, no es casi nunca el tamaño de las partículas de un suelo fino el que define su comportamiento mecánico, y una norma de aceptación o rechazo basada en tal criterio corre el riesgo de aceptar lo malo y rechazar lo que sería mejor. Por ejemplo, una arcilla caolinítica, relativamente inerte ante el agua y que para muchos usos resultaría perfectamente aprovechable, puede tener una distribución granulométrica análoga a una arcilla montmorilonítica, quizá con materia orgánica, sumamente activa, que constituye en casi todos los casos un suelo que debe rechazarse para su uso en la construcción de vías terrestres.

Una de las razones que han contribuido a la difusión de las técnicas granulométricas es que, en cierto sentido, la distribución granulométrica proporciona un criterio de clasificación. Los conocidos términos arcilla, limo, arena y grava tienen tal origen; un suelo se clasificaba como arcilla o como arena según tuviera tal o cual tamaño máximo. La necesidad de un sistema de Clasificación de Suelos no es discutible, pero el ingeniero ha de buscar uno en que el criterio de clasificación le sea útil, es decir, en el que se clasifique a los suelos de acuerdo con sus propiedades ingenieriles fundamentales y no según el tamaño de sus partículas, que poco significa.

De todos modos, como en muchas cuestiones de aplicación de sus técnicas, el ingeniero actual en vías terrestres hace un uso todavía relativamente frecuente de las curvas granulométricas, se exponen a continuación algunos detalles sobre tales métodos.

Siempre que se cuente con suficiente número de puntos, la representación gráfica de la distribución granulométrica debe estimarse preferible a la numérica en tablas.

La gráfica de la distribución granulométrica suele dibujarse con porcentajes como ordenadas y tamaños de las partículas como abscisas. Las ordenadas se refieren a porcentaje, en peso, de las partículas menores que el tamaño correspondiente. La representación en escala semilogarítmica (eje de abscisas en escala logarítmica) resulta preferible a la simple representación natural, pues en la primera se dispone de mayor amplitud en los tamaños finos y muy finos, que en escala natural resultan muy comprimidos, usando un módulo práctico de escala. La forma de la curva da idea inmediata de la distribución granulométrica del suelo; un suelo constituido por partículas de un solo tamaño estará representado por una línea vertical (pues el 100% de



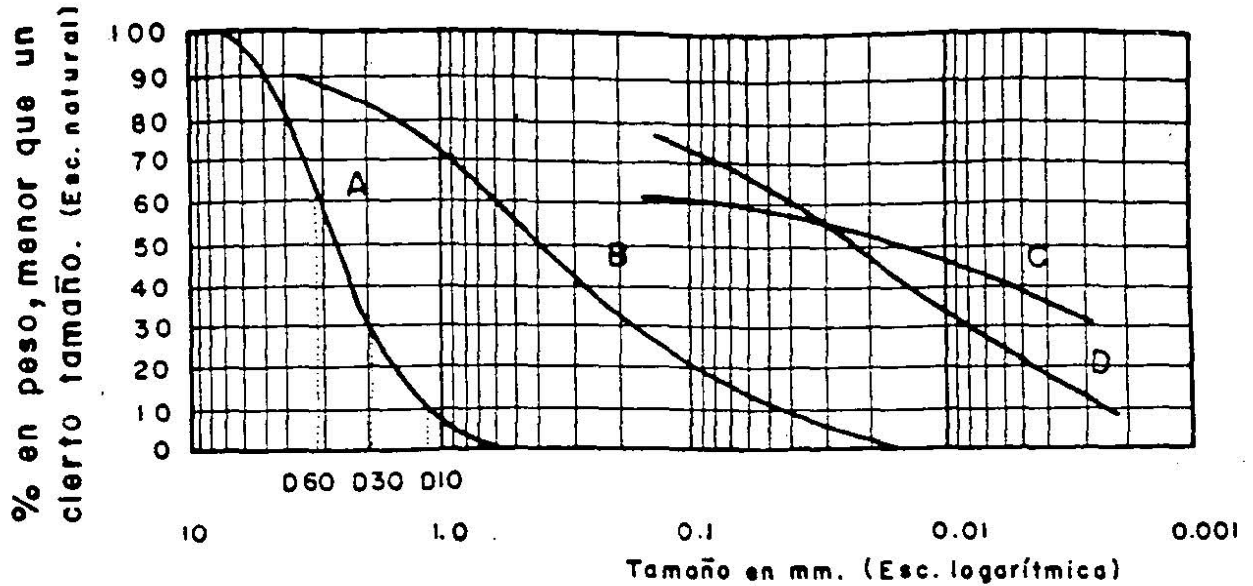


Figura 1-7. Curvas granulométricas de algunos suelos. A) Arena muy uniforme de Ciudad Cuauhtémoc, México. B) Suelo bien graduado, Puebla, México. C) Arcilla del Valle de México (curva obtenida con hidrómetro). D) Arcilla del Valle de México (curva obtenida con hidrómetro).

sus partículas, en peso, es de menor tamaño que cualquiera mayor que el suelo posea); una curva muy tendida indica gran variedad en tamaños (suelo bien graduado).

En la Fig. 1-7 se muestran algunas curvas granulométricas reales.

Como una medida simple de la uniformidad de un suelo, Allen Hazen propuso el coeficiente de uniformidad

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (1-18)$$

en donde:

$D_{60}$ : tamaño tal, que el 60%, en peso, del suelo, sea igual o menor.

$D_{10}$ : llamado por Hazen diámetro efectivo; es el tamaño tal que sea igual o mayor que el 10%, en peso, del suelo.

En realidad, la relación (1-18) es un coeficiente de no uniformidad, pues su valor numérico decrece cuando la uniformidad aumenta. Los suelos con  $C_u < 3$  se consideran muy uniformes; aun las arenas naturales muy uniformes rara vez presentan  $C_u < 2$ .

Como dato complementario, necesario para definir la uniformidad, se define el coeficiente de curvatura del suelo con la expresión

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}} \quad (1-19)$$

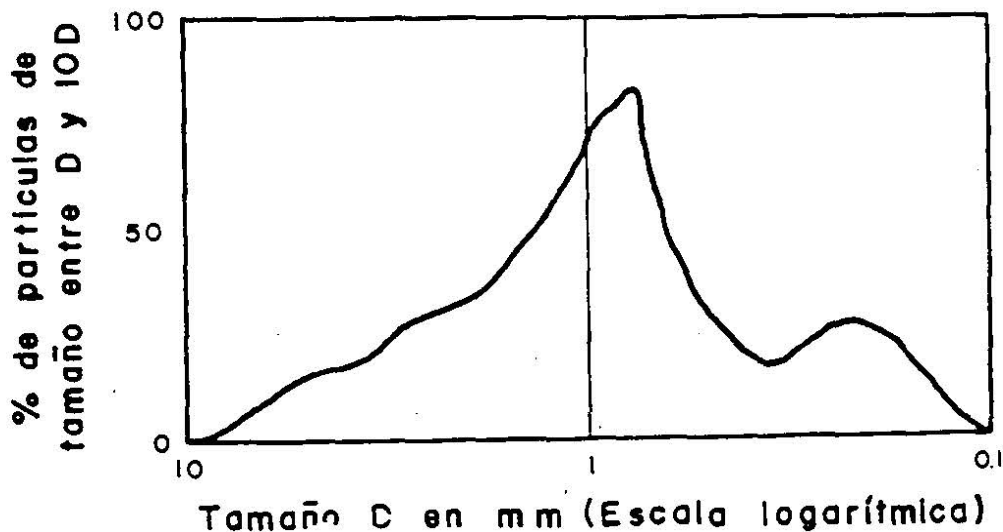


Figura 1-8. Histograma de un suelo.

$D_{30}$  se define análogamente que los  $D_{10}$  y  $D_{60}$  anteriores. Esta relación tiene un valor entre 1 y 3, en suelos bien graduados, con amplio margen de tamaños de partículas y cantidades apreciables de cada tamaño intermedio.

A partir de las curvas granulométricas aumentativas descritas, es posible encontrar la curva correspondiente a la función

$$y = \frac{d(p)}{d(\log D)}$$

$p$  es el porcentaje, en peso, de las partículas menores que un cierto tamaño, y  $D$  el tamaño correspondiente; la curva anterior, que se dibuja en escala semilogarítmica, suele denominarse el histograma del suelo y representa la frecuencia con que en ese suelo se presentan partículas entre ciertos tamaños. El área bajo el histograma es 100, por representar la totalidad de las partículas del suelo. En la Fig. 1-8 aparece un histograma de un suelo en el que predominan partículas de tamaño próximo a 1 mm.

Los valores más altos del histograma corresponden a zonas muy verticales de la curva acumulativa primeramente vista, y los valores más bajos a zonas con tendencia a la horizontalidad. Actualmente el uso de histogramas no está muy extendido en los laboratorios.

También se han representado las curvas granulométricas en escala doblemente logarítmica, con la ventaja, para algunos usos, de que en este caso, en muchos suelos naturales la forma de las curvas se acerca notablemente a una línea recta.

Bajo el título de Análisis Mecánico quedan comprendidos todos los métodos para la separación de un suelo en diferentes fracciones, según sus tamaños. De tales métodos existen dos que merecen atención especial: el cribado por mallas y el análisis de una suspensión del suelo con hidrómetro (densímetro).

El primero se usa para obtener las fracciones correspondientes a los tamaños mayores del suelo; generalmente se llega así hasta el tamaño correspondiente a la malla N° 200 (0.074 mm). La muestra de suelo se hace pasar sucesivamente a través de un juego de tamices de aberturas descendentes, hasta la malla N° 200; los retenidos en cada malla se pesan y el porcentaje que representan respecto al peso de la muestra total se suma a los porcentajes retenidos en todas las mallas de mayor tamaño; el complemento a 100% de esa cantidad da el porcentaje de suelo que es menor que el tamaño representado por la malla en cuestión. Así puede tenerse un punto de la curva acumulativa correspondiente a cada abertura. El método se dificulta cuando estas aberturas son pequeñas y, por ejemplo, el cribado a través de las mallas N° 100 (0.149 mm) y N° 200 (0.07 mm) suele requerir agua para facilitar el paso de la muestra (procedimiento de lavado).

Los tamaños menores del suelo exigen una investigación fundada en otros principios. El método del hidrómetro (densímetro) es hoy, quizá, el de uso más extendido y el único que se verá con cierto grado de detalle. Como todos los de este grupo, el método se basa en el hecho de que la velocidad de sedimentación de partículas en un líquido es función de su tamaño. El método fue propuesto independientemente por Goldschmidt en Noruega (1926) y por Bouyoucos en los Estados Unidos de América (1927).

Debido a lo importante de los errores que afectaban a las pruebas originales, el método no satisfizo a muchos especialistas, por lo que, en épocas posteriores, el *Public Road Administration* de los Estados Unidos encomendó al doctor A. Casagrande la investigación de tales errores, para su eliminación y necesaria corrección. Como resultado de sus estudios, Casagrande propuso el hidrómetro aerodinámico, calibrado en pesos específicos relativos (en lugar de su primitiva calibración en gramos de un suelo estandarizado, por litro), y algunos cambios radicales en el procedimiento de la prueba, con el objeto de eliminar los errores principales; obtuvo también fórmulas para las correcciones necesarias en ciertos pasos, cuyos errores no pudieron eliminarse al cambiar el procedimiento.

La ley fundamental de que se hace uso en el procedimiento del hidrómetro es debida a Stokes, y proporciona una relación entre la velocidad de sedimentación de las partículas del suelo en un fluido y el tamaño de esas partículas. Esta relación puede establecerse empíricamente, haciendo observaciones con microscopio, o bien con procedimientos teóricos. Siguiendo estos últimos, G. G. Stokes en 1850 obtuvo una relación aplicable a una esfera que caiga en un fluido homogéneo de extensión infinita. Aun con esa limitación importante (pues las partículas reales de suelo se apartan muchísimo de la forma esférica) la ley de Stokes es preferible a las observaciones empíricas. Aplicando esa ley se obtiene el diámetro equivalente de la partícula, que es el diámetro de una esfera, del mismo  $S_s$  que el suelo, que sedimenta con la misma velocidad que la partícula real; en partículas equidimensionales, este diámetro es aproximadamente igual al medio diámetro real, pero en partículas laminares el diámetro real puede ser hasta el cuádruple del equivalente; cabe notar que en partículas muy finas esta forma es la más frecuente. Esta es una razón más para que dos curvas granulométricas iguales, correspondientes a dos suelos diferentes, no indiquen necesariamente la similitud de ambos. Uno podría ser una arcilla muy franca con estructura floculenta y el otro una harina de roca, de comportamiento similar al de una arena.

La ley de Stokes tiene la forma

$$v = \frac{2}{9} \frac{\gamma_s - \gamma_f}{\eta} \left( \frac{D}{2} \right)^2 \quad (1-20)$$

en la que

- $v$  = velocidad de sedimentación de la esfera, en cm/seg;  
 $\gamma_s$  = peso específico de la esfera, en g/cm<sup>3</sup>;  
 $\gamma_f$  = peso específico del fluido, en g/cm<sup>3</sup> (varía con la temperatura);  
 $\eta$  = viscosidad del fluido, en g · seg/cm<sup>2</sup> (varía con la temperatura);  
 $D$  = diámetro de la esfera, en cm.

De la fórmula anterior, si  $D$  se expresa en mm resulta

$$D = \sqrt{\frac{1,800 \eta v}{\gamma_s - \gamma_f}} \quad (1.21)$$

Aplicada a partículas de suelo real, que se sedimenten en agua, la ley de Stokes es válida solamente en tamaños menores de 0.2 mm, aproximadamente (en mayores tamaños, las turbulencias provocadas por el movimiento de la partícula alteran apreciablemente la ley de sedimentación), pero mayores que 0.2 micras, más o menos (abajo de este límite la partícula se afecta por el movimiento Browniano y no se sedimenta). Nótese que por el análisis de tamices puede llegarse a tamaños de 0.075 mm, que caen dentro del campo de aplicabilidad de la ley de Stokes; este hecho afortunado permite obtener datos ininterrumpidamente.

El método del hidrómetro está, en su origen, afectado por las siguientes hipótesis.

- La ley de Stokes es aplicable a una suspensión del suelo.
- Al comienzo de la prueba la suspensión es uniforme y de concentración suficientemente baja para que las partículas no se interfieran al sedimentarse. (En general es apropiada una concentración de unos 50 g/litro.)
- El área de la sección recta del bulbo del hidrómetro es despreciable en comparación a la de la probeta donde la sedimentación tiene lugar, de manera que dicho bulbo no interfiere en la sedimentación de las partículas en el instante de efectuarse una medición.

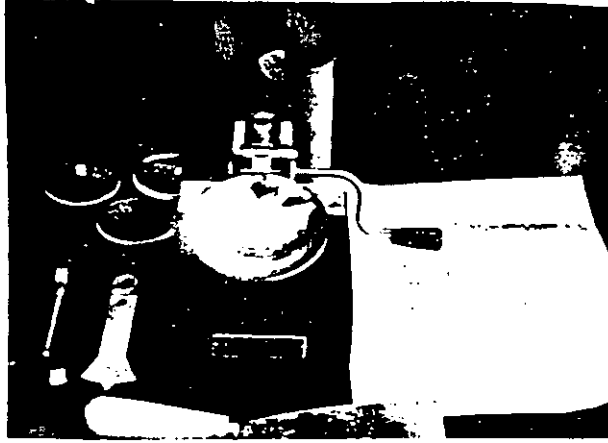
## 1.6. PLASTICIDAD

La plasticidad y el uso extenso que de ella hace el especialista en Mecánica de Suelos, constituyen una de las cuestiones más difíciles de comprender para el ingeniero ajeno a la especialidad. Y, sin embargo, el concepto que se halla debajo de la utilización de las ideas de plasticidad es ampliamente familiar en nuestra vida cotidiana. Es común que en la naturaleza existan magnitudes imposibles de medir en sí mismas o magnitudes cuya medición directa sea difícil o costosa; en tal caso, el intentar una medición indirecta constituye una técnica común a muchos campos de la actividad científica. Se trata de buscar una magnitud, diferente de la que se de-

sea medir, que sea fácilmente medible y cuya correlación con la magnitud problema sea conocida y confiable; así, midiendo los cambios en la magnitud auxiliar y usando la correlación, podrán conocerse los cambios en la magnitud problema durante el desarrollo de cualquier fenómeno que sea conveniente estudiar. Por ejemplo, la temperatura es muy difícil de medir directamente, pero se mide muy fácilmente en un termómetro clínico, midiendo en realidad una longitud (la de la columna de mercurio); el hecho es posible porque existe una correlación conocida entre el aumento de longitud (dilatación lineal) del mercurio y el aumento de su temperatura. Se recurre así a una medición indirecta fácil y barata de un concepto difícilmente medible en sí mismo.

Lo mismo sucede con la plasticidad en Mecánica de Suelos. El ingeniero está realmente interesado en las propiedades fundamentales de los suelos, tales como resistencia, compresibilidad, permeabilidad, etcétera. Hoy estas propiedades pueden medirse, dentro de una aproximación que pudiera considerarse razonable, según atestiguan muchas obras de ingeniería, pero tal medición resulta en la práctica larga y costosa para algunos fines. Por otra parte, los trabajos de Atterberg y A. Casagrande (Ref. 9) han permitido manejar una nueva magnitud en los suelos finos, muy sencillamente medible en los laboratorios más elementales y trabajando con las muestras de suelo también más simples y baratas que se pueda imaginar. Esta magnitud es la Plasticidad; su utilidad radica en que ha sido posible establecer correlaciones entre sus valores y las propiedades fundamentales del suelo; estas correlaciones son suficientemente confiables, por lo menos, para trabajar en las etapas iniciales de un proyecto, cuando la identificación de los suelos y su clasificación son importantes. Al mismo tiempo, las correlaciones son demasiado poco precisas como para permitir fundar en ellas un trabajo cuantitativo de detalle, que corresponda a etapas avanzadas de un proyecto; es decir, generalmente el uso de las pruebas de plasticidad y el manejo de los valores correspondientes en los suelos que figuran en un proyecto dado no exime al ingeniero de la necesidad de realizar a fin de cuentas las indispensables pruebas de compresibilidad, resistencia al esfuerzo cortante, etc., pero le permite identificar y clasificar a los suelos ya en sus primeros contactos con ellos, dejando de trabajar a ciegas y recibiendo valiosísima orientación para programas de exploración y muestreos definitivos, de pruebas de laboratorio más elaboradas y costosas, etc. En suma, la plasticidad proporciona una orientación previa de información preliminar que ahorra tiempo y esfuerzo en todas las etapas subsecuentes del proyecto, y con frecuencia evita que se cometan graves errores.

Dentro de los límites del sentido que se da al término en la Mecánica de Suelos, Plasticidad puede definirse como la propiedad de un material por la que es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse. La anterior defini-



Copa de Casagrande

ción, según se verá más adelante, circunscribe la propiedad a los suelos arcillosos bajo determinadas circunstancias.

Atterberg hizo ver que, en primer lugar, la plasticidad no es una propiedad general de todos los suelos; los suelos gruesos no la exhiben en ninguna circunstancia. En segundo lugar, hizo ver que en los suelos finos no es una propiedad permanente, sino circunstancial y dependiente de su contenido de agua. Una arcilla o un limo susceptibles de ser plásticos pueden tener la consistencia de un ladrillo, cuando están muy secos; con un gran contenido de agua, pueden presentar las propiedades de un lodo semilíquido o, inclusive, las de una suspensión líquida. Entre ambos extremos existe un intervalo de contenido de agua en el que esos suelos se comportan plásticamente.

Según su contenido de agua decreciente, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia, definidos por Atterberg:

1. Estado líquido, con las propiedades y apariencia de una suspensión.
2. Estado semilíquido, con las propiedades de un fluido viscoso.
3. Estado plástico, en que el suelo se comporta plásticamente, según la definición anterior.
4. Estado semisólido, en que el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aún disminuye de volumen si se sigue secando.
5. Estado sólido, en que el volumen del suelo ya no varía con secado.

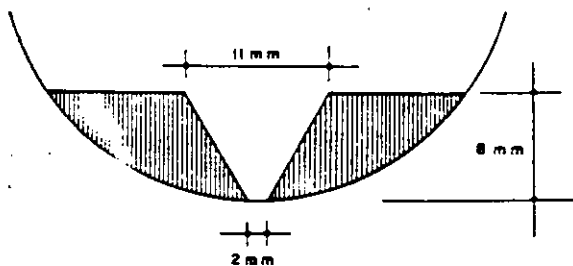


Figura I-9. Dimensión de la ranura en la copa de Casagrande.

Los anteriores estados son fases generales por las que pasa el suelo al irse secando, y no existen criterios estrictos para definir sus fronteras. El establecimiento de éstas ha de hacerse en forma puramente convencional. Atterberg lo hizo originalmente estableciendo las primeras convenciones; Casagrande las refinó posteriormente y les dio su forma actual (Ref. 10). La frontera entre el estado semilíquido y el plástico se denomina Límite Líquido, que se define en términos de una cierta técnica de laboratorio, consistente en colocar al suelo en una Copa de Casagrande, formarle una ranura de dimensiones especificadas y ver si la ranura se cierra o no de determinada manera al darle al suelo 25 golpes en la Copa, también de un modo estandarizado. El contenido de agua con el que se produce el cierre de la ranura precisamente en 25 golpes es el Límite Líquido; un contenido de agua mayor haría que la ranura se cerrara con menos golpes y el suelo se consideraría en estado semilíquido; por el contrario, un contenido de agua menor haría que la ranura se cerrara con más golpes y el suelo se consideraría, por lo menos, en estado plástico. En la mencionada referencia 10 se puede ver el detalle de esta prueba y de las demás que se mencionan en este apartado.

La frontera entre el estado plástico y el semisólido se denomina límite plástico. Este es también un determinado contenido de agua, propio de cada suelo, y referido a una prueba en que se hace rolar entre las palmas de las manos un cilindrito de suelo hasta que se agrieta y desmorona; el suelo está en el límite plástico si el desmoronamiento ocurre precisamente cuando el cilindrito tiene 3 mm. de diámetro (Ref. 10). Actualmente se utiliza mucho como parámetro de plasticidad el llamado índice plástico.

$$I_p = LL - LP \quad (1-22)$$

El valor anterior mide de un modo muy claro el intervalo plástico; naturalmente que para situar a éste dentro de la escala general de humedades hace falta otro valor, sea el límite líquido o el límite plástico. Por eso suele decirse que para definir la plasticidad de un suelo hacen falta dos parámetros.

El tercer límite o frontera entre estados de consistencia de interés práctico es el límite de contracción, contenido de agua abajo del cual el volumen de suelo ya no disminuye cuando éste se seca. El límite se manifiesta visualmente (y este hecho sirve para una determinación aproximada) por un característico cambio de color de tono oscuro a más claro, producido por una retracción de los meniscos del agua hacia el interior de la masa. En realidad, de todos los límites en uso este es el único que está ligado a un hecho físico significativo y no es puramente convencional. El Límite de Contracción representa dentro del secado gradual el momento en que la tensión capilar alcanza el valor máximo (los meniscos alcanzan su máxima curvatura en los extremos de los canaliculos del suelo), de manera que cualquier evaporación posterior produce la retracción del

agua hacia el interior del suelo, pero ya a tensión capilar constante (es decir, con curvatura constante en los meniscos). Según se explicará más adelante, el que esto ocurra prácticamente en forma instantánea en toda la superficie de la muestra indica que, estadísticamente hablando, todos los canalículos de la masa de suelo son similares en diámetro.

Es natural que las atmósferas de adsorción de agua en torno a los cristales de mineral no se comporten como un líquido libre sometido sólo a fuerzas gravitacionales. Por ejemplo, al comparar dos suelos, 1 y 2 (referencia 11), si el 1 tiene mayor tendencia a crear atmósferas de adsorción, debe esperarse que la humedad a la cual los dos suelos comienzan a comportarse como un líquido sea mayor en 1 que en 2. Lo que es lo mismo, el suelo 1 tendrá un límite líquido mayor que el 2, si sus cristales tienen mayores atmósferas de adsorción. Es lógico pensar que un razonamiento análogo pueda establecerse para el Límite Plástico y, por ello, para el Índice Plástico. Por otra parte, los límites se han fijado de un modo totalmente arbitrario, por lo que es difícil imaginar que la magnitud de uno de ellos, tomado aisladamente, pueda relacionarse de un modo cuantitativo con los espesores de agua adsorbida.

A causa del gran incremento de superficie específica que está ligado en general al tamaño decreciente de las partículas de un suelo, es de esperar que la intensidad del fenómeno de adsorción esté muy influida por la cantidad de arcilla que contenga el suelo. Skempton (referencia 12) ha definido una cantidad denominada Actividad de una arcilla.

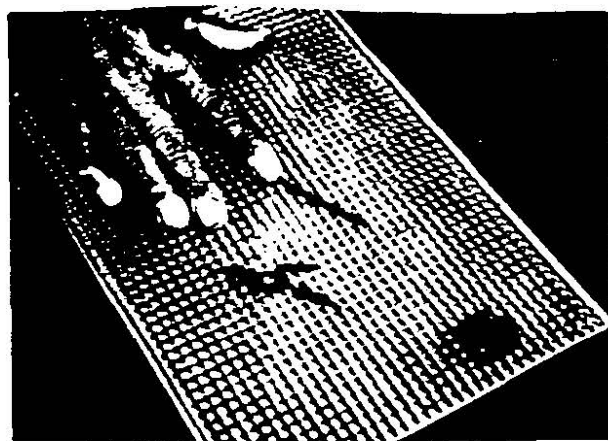
$$A = \frac{I_p}{\% \text{ de peso de suelo más fino que } 0.002 \text{ mm}} \quad (1-23)$$

La actividad puede valer 0.38 en arcillas caoliniticas, 0.90 en arcillas ilíticas y alcanzar valores superiores a 7 en arcillas montmoriloníticas, lo cual da idea de las características de plasticidad de las arcillas, según su composición mineralógica.

Los límites de plasticidad han resultado ser útiles en cuestiones de clasificación e identificación de suelos, tal como se verá en el capítulo 2 de esta obra. También se usan en especificaciones para controlar el empleo de suelos. En cuestiones posteriores de este mismo capítulo se presentarán algunas correlaciones interesantes entre los Límites de Plasticidad y algunas propiedades fundamentales de los suelos.

### 1-7 EL MECANISMO DE LA CONTRACCION DE LOS SUELOS FINOS POR SECADO

Es un hecho generalmente aceptado en la actualidad que cuando la superficie de un líquido está en contacto con un material diferente se producen esfuerzos en esa superficie, a causa de la atracción entre las moléculas vecinas de los dos elementos diferentes. Al ingeniero de vías terrestres le preocupa



Prueba del límite plástico

muy especialmente el contacto entre el agua y las partículas minerales de los suelos y entre el agua y el aire; generalmente los esfuerzos que corresponden a estos casos son de tensión. La atracción entre las moléculas vecinas de las sustancias distintas en contacto puede medirse por el coeficiente de tensión superficial, que resulta ser una propiedad característica de cada sustancia. En la referencia 13 se detallan un poco los conceptos físicos que permiten definir este coeficiente y entender los procesos del contacto entre el agua y los suelos, que tengan repercusión en la ingeniería de suelos aplicada a las vías terrestres. Probablemente la evidencia más conocida de los fenómenos de superficie es la capilaridad, propiedad por la cual el agua puede ascender y permanecer por arriba de la línea que representa la presión atmosférica, por el interior de un tubo capilar de vidrio o por un canalículo entre las partículas minerales de un suelo. En la referencia 13 se demuestra que la máxima altura capilar a que puede ascender el agua en tales condiciones resulta ser:

$$h_{cr} = \frac{2T_s \cos \alpha}{r \gamma_w} \quad (1-24)$$

donde  $T_s$  es el coeficiente de tensión superficial del

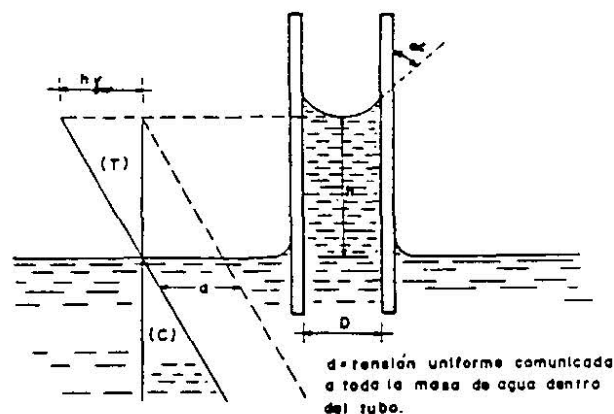


Figura I-10. Distribución de esfuerzos en un tubo capilar vertical.



Muestra de suelo fino secado por evaporación

agua ( $0.074 \frac{g}{cm}$  a  $20^\circ C$ , pues también es función de la temperatura),  $\alpha$  es el ángulo de contacto entre el agua y la pared del canalículo (Ref. 13), y  $r$  es el radio de dicho conducto. En Mecánica de Suelos es razonable pensar que usualmente  $\alpha = 0$ , o sea que el menisco esférico que forma el agua es tangente a las paredes (menisco semiesférico); en tal caso, la expresión (1-24) puede escribirse simplemente

$$h_{cr} = \frac{0.3}{D} \tag{1-25}$$

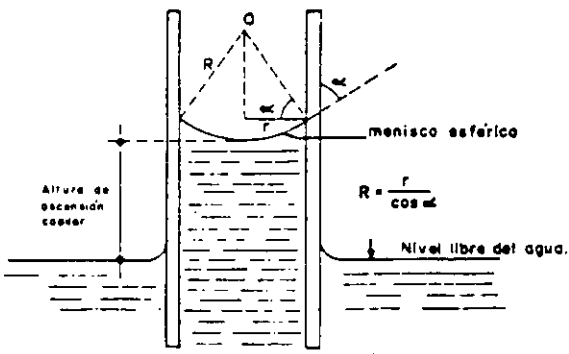


Figura I-11. Relación entre el radio del menisco y el radio del conducto capilar.

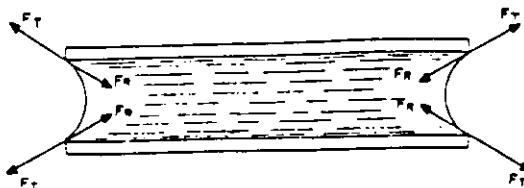


Figura I-12. Esquema que ilustra la generación de presiones capilares en un tubo capilar.

donde  $D$  es el diámetro del canalículo en  $cm$  y  $h$  está en la misma dimensión. Se estima evidente la obtención de la expresión (1-25) a partir de la (1-24), considerando  $\alpha = 0$ .

En la Fig. I-10 se muestra la distribución de esfuerzos en un canalículo de suelo, el cual se ha idealizado bajo la forma de un verdadero tubo capilar, tal como es común hacerlo en los análisis teóricos de estos temas.

Bajo el nivel libre, la distribución sigue la conocida ley lineal, supuesto que el agua se encuentra en condición hidrostática. Arriba del nivel libre, el estado de esfuerzos está representado por la prolongación del diagrama hidrostático, de manera que en toda la columna de ascensión capilar se tendrán esfuerzos de tensión, considerando la presión atmosférica como origen de esfuerzos.

En cualquier punto de la columna, el esfuerzo de tensión puede obtenerse multiplicando la distancia vertical del punto a la superficie libre por el peso específico del agua.

$$u = h\gamma_w = \frac{2T_s \cos \alpha}{r} \tag{1-26}$$

de donde

$$u = \frac{2T_s}{R} \tag{1-27}$$

En la expresión anterior  $u$  es el esfuerzo de tensión en el agua en  $\frac{g}{cm^2}$  y  $R$  el radio del menisco que forma el agua en el canalículo. Nótese que el radio del menisco y el radio del conducto capilar están relacionados según se muestra en la Fig. I-11, con cuya ayuda se podrá comprender de inmediato el origen de la expresión (1-27).

La expresión (1-27) establece el hecho importante de que el esfuerzo de tensión a que está sometida el agua dentro del suelo, cuando trabaja a tal tipo de esfuerzo, es inversamente proporcional al radio del menisco que se desarrolla en los canalículos del propio suelo. Naturalmente éste depende, en primer lugar, del diámetro del propio canalículo; es evidente que el radio mínimo de menisco (al que corresponderá la tensión máxima) vale precisamente la mitad del diámetro del conducto capilar que quede entre las partículas minerales, lo que corresponde a un menisco semiesférico (menisco totalmente desarrollada). Nótese que de acuerdo con lo anterior el

agua podrá alcanzar esfuerzos de tensión muy importantes dentro del suelo, cuando las partículas minerales estén muy próximas, lo que sucede sobre todo en los suelos muy finos, de acuerdo con la regla de que los huecos entre las partículas gruesas son grandes, en tanto que entre las partículas muy finas (arcillas) son pequeñísimos.

De lo anterior resulta evidente que se puede obtener un menisco totalmente desarrollado siempre que el conducto capilar sea lo suficientemente largo como para permitir que la columna de agua se eleve hasta la altura máxima de ascensión capilar. Si el tubo es más corto, la ascensión capilar queda restringida y se formará un menisco de un radio tal que se restablezca el equilibrio hidráulico, con un esfuerzo de tensión en el agua menor que el máximo posible, correspondiente a una columna de agua también menor que la máxima posible.

Si el conducto capilar se encuentra en posición horizontal, como es el caso del que aparece en la Fig. I-12, se formarán gradualmente en sus extremos los meniscos, debido a la evaporación del agua. En cada extremo la curvatura del menisco aumentará hasta la máxima, que corresponde a la forma semiesférica, como ya se dijo; al mismo tiempo, el esfuerzo de tensión en el agua aumentará hasta su valor máximo correspondiente al diámetro del conducto capilar de que se trate. Si continúa la evaporación del agua, los meniscos se retraerán hacia el interior del conducto, conservando su curvatura y manteniéndose, por lo tanto, invariable la tensión en el agua. Se ve, pues, que en un conducto capilar horizontal el esfuerzo de tensión en el agua es el mismo en toda la longitud, a diferencia del tubo vertical, en donde, como se indicó, los esfuerzos siguen una ley de variación triangular.

En el caso del conducto de la Fig. I-12, al formarse los meniscos aparecerán en toda su periferia fuerzas de tensión ( $F_T$ ), causadas por las atracciones entre las moléculas del agua y las paredes. A estas fuerzas de tensión en el agua corresponderán, por reacción, las fuerzas de compresión ( $F_R$ ) que se muestran; por efecto de estas fuerzas, el conducto capilar tenderá a cerrarse y a acortar su longitud. En toda la masa de agua entre los meniscos existen tensiones; por lo tanto, existirán sobre las paredes del conducto, como reacción, esfuerzos de compresión que tienden a cerrarlo. Como resultado del efecto anterior, una masa compresible, atravesada por tubos capilares sometidos a evaporación, se contraerá volumétricamente.

Con las consideraciones expuestas en los párrafos anteriores, siempre complementadas por la Ref. 13, es posible comprender el mecanismo de contracción de los suelos finos, así como las razones para el mismo.

Un suelo saturado exhibe primeramente una superficie brillante, debido a la presencia del agua que llena sus poros por completo. A medida que comienza la evaporación, en los extremos de los canaliculos se irán formando meniscos cóncavos; al continuar el

proceso de evaporación, irá disminuyendo el radio de curvatura de los meniscos y aumentando, por lo tanto, el esfuerzo de tensión en el agua (expresión I-27) y, correspondientemente, los esfuerzos capilares de compresión actuantes sobre la estructura sólida del suelo que, por este efecto, se comprime. La evaporación seguirá disminuyendo el radio de curvatura de los meniscos y comprimiendo la estructura del suelo, hasta un punto en que la tensión capilar sea incapaz de producir mayor deformación; en tal momento comenzará la retracción de los meniscos hacia el interior de la masa de suelo. Macrofísicamente ese momento está señalado por el cambio de tono del suelo, de la apariencia húmeda a seca. Este momento corresponde al Límite de Contracción, pues aunque la evaporación continúe ya no disminuirá el volumen del suelo, por haber llegado el agua a su tensión máxima, a la que corresponde la máxima compresión capilar sobre la estructura del suelo. Nótese que en el límite de contracción el suelo sigue saturado si estaba saturado al comienzo del proceso de la evaporación, pues aunque dicha evaporación le ha hecho perder agua, esta pérdida está exactamente compensada por la pérdida de volumen de vacíos causada por la compresión capilar; un gramo de agua evaporada corresponde a un  $\text{cm}^3$  de contracción volumétrica.

## I-8 PERMEABILIDAD

Generalmente el agua fluye a través de los suelos por gravedad. El régimen del flujo se dice que es laminar cuando las líneas de flujo permanecen sin juntarse entre sí, excepción hecha del efecto microscópico de mezcla molecular; cuando las líneas de flujo se entremezclan y dan lugar a turbulencias características se dice que el flujo es turbulento.

Para velocidades bajas, el flujo de agua a través de los suelos es laminar, pero al aumentar la velocidad más allá de un cierto límite, se hace turbulento. Si de un régimen turbulento se desea regresar al

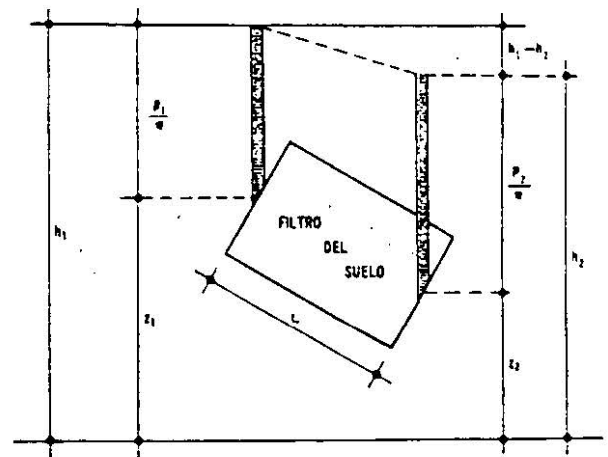


Figura I-13. Esquema del dispositivo experimental de Darby.

gimen laminar por disminución de velocidad, se observa que la transición ocurre a una velocidad mayor que aquella en la que se pasó de régimen laminar a turbulento; esto sugiere la existencia de un intervalo de velocidad en el cual el flujo puede ser circunstancialmente laminar o turbulento. Reynolds (Ref. 14) encontró que existe una cierta velocidad en el agua (y, de hecho, en cada líquido) abajo de la cual, para un cierto diámetro de conducción y a una temperatura dada, el flujo siempre es laminar. Esta es la velocidad crítica. Similarmente existe una velocidad arriba de la cual el flujo siempre es turbulento; en el caso del agua esta segunda velocidad es del orden de 6.5 veces la velocidad crítica.

El fundamento de casi toda la teoría de flujo a través de los suelos radica en el trabajo experimental de Henri Darcy (Ref. 15), que se conoce hoy como ley de su nombre. Trabajando con un dispositivo de diseño personal, que se reproduce esencialmente en la Fig. I-13, Darcy encontró que para velocidades suficientemente pequeñas, el gasto a través de la conducción queda expresado por

$$Q = kiA \quad (1-28)$$

donde

- A: es el área total de la sección transversal del filtro colocado en la conducción;
- i: es el gradiente hidráulico, medido por la expresión;

$$i = \frac{h_1 - h_2}{L}$$

- k: es una constante de proporcionalidad, a la que Darcy dio el nombre de coeficiente de permeabilidad.

Por otra parte, la ecuación de continuidad del gasto establece que

$$Q = Av \quad (1-29)$$

donde  $v$  es la velocidad del flujo.

Si la ecuación 1-29 se compara con la 1-28, resalta de inmediato que puede escribirse

$$v = ki \quad (1-30)$$

que es una manera común de escribir la ley de Darcy, aun cuando ella haya sido originalmente propuesta en la forma de la ecuación 1-28.

Analizando la ecuación 1-30 puede establecerse una excelente definición para el coeficiente de permeabilidad,  $k$ , según la cual éste resulta ser la velocidad con que fluye el agua a través del suelo cuando está sometida a un gradiente hidráulico unitario. Naturalmente que las unidades de  $k$  son también las correspondientes a una velocidad, lo que se ve de inmediato en la misma ecuación 1-30, teniendo en cuenta que  $i$  carece de dimensiones. Es obvio

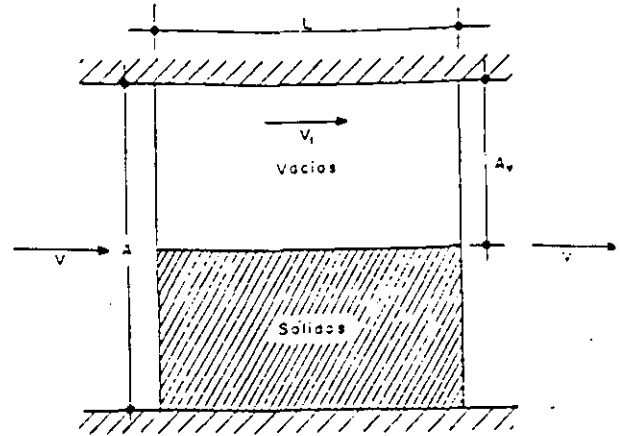


Figura I-14. Esquema que ilustra la distinción entre la velocidad de descarga y la de filtración.

que en el valor numérico de  $k$  se reflejan propiedades físicas del suelo y del fluido circulante.

En realidad, la velocidad  $v$  que se ha venido considerando en las ecuaciones 1-29 y 1-30 no representa ninguna velocidad real con que el agua fluya a través del filtro que llena la conducción mostrada en la Fig. I-13. Esta velocidad, llamada de descarga, está referida al área  $A$ , total de la conducción, que no es de la que realmente dispone el agua para fluir. Es posible tener una idea aproximada de lo que pudiera ser la verdadera velocidad del agua a través del suelo si se acepta que el flujo sólo es posible a través de los vacíos. Tomando en cuenta el esquema de la Fig. I-14, se ve que si se define una velocidad llamada de filtración ( $v_1$ ) que corresponda a esta última consideración, debe tenerse, por continuidad del gasto.

$$A_v v_1 = Av$$

de donde

$$v_1 = \frac{A}{A_v} v$$

Pero si se considera una dimensión unitaria normal al plano del papel y se recurre a la definición de la relación de vacíos  $e$ , puede ponerse

$$e = \frac{A_v}{A - A_v}$$

de donde

$$\frac{1}{e} = \frac{A}{A_v} - 1$$

y

$$\frac{A}{A_v} = \frac{1+e}{e}$$



Con lo anterior, la relación entre la velocidad de filtración y la velocidad de descarga resulta ser:

$$v_i = \frac{1+e}{e} v \quad (1-31)$$

En rigor, la velocidad de filtración tampoco es una velocidad "real", puesto que el suelo no es como se muestra en el esquema de la Fig. 1-14, sino que el flujo ocurre a través de una serie de canaliculos irregulares y sinuosos entre las partículas del suelo. Tanto la velocidad de descarga como la velocidad de filtración son simplemente elementos de cálculo que permiten llegar a resultados correctos dentro de las consideraciones que han servido para las respectivas definiciones.

La ley de Darcy es, como se ha dicho, estrictamente experimental, por lo que su validez no puede ir más allá de las condiciones específicas que hayan presidido el conjunto de experiencias que le dieron nacimiento; desde este punto de vista, es un hecho afortunado que Darcy haya experimentado flujos de agua a través de filtros de suelo, utilizando una gran variedad de tipos de suelo y de gradientes hidráulicos, pues esto hace que sus resultados sean aplicables a los problemas prácticos de la Mecánica de Suelos. En la referencia 16 se presenta una justificación más adecuada que la simple intuición para la utilización de la ley de Darcy en Mecánica de Suelos y se discuten sus límites de validez con base en la relación conocida como el Número de Reynolds; en la referencia 2 se da otro análisis de los límites de validez de la ley de Darcy, con base en un criterio diferente. La conclusión en ambos casos es que la ley de Darcy resulta aplicable al flujo de agua a través de suelos que son más finos que las arenas medias o gruesas, para casi cualquier gradiente hidráulico imaginable en un problema práctico.

En la mencionada referencia 2 se discuten y detallan los diferentes métodos para medir el coeficiente de permeabilidad del suelo.

La permeabilidad de los suelos es uno de los valores que admiten mayores variaciones, según el tipo de material de que se trate. Varía entre límites tan amplios como  $10^6$  ó  $100 \text{ cm/seg}$  en gravas limpias, hasta  $10^{-8}$  ó  $10^{-9} \text{ cm/seg}$  en arcillas homogéneas montmoriloníticas o bentoníticas, situadas abajo de la zona de intemperismo. La permeabilidad típica de las arenas limpias puede ser del orden de  $10^{-2}$ - $10^{-3} \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$ , llegando a valores de  $10^{-4} \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$  en arenas muy finas; los limos y depósitos de morrena glacial pueden tener permeabilidades tan bajas como  $10^{-5}$ - $10^{-6} \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$ . En general las arcillas tienen permeabilidades menores que  $10^{-5} \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$ . Con permeabilidades menores que  $10^{-3} \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$ , un suelo debe considerarse inapropia-

do para usarse como dren, y con permeabilidad menor que  $10^{-7} \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$  un suelo puede ser considerado prácticamente impermeable.

La permeabilidad de los suelos está influida por las siguientes características de los mismos:

- La relación de vacíos.
- El tamaño de sus partículas.
- La composición mineralógica y físico-química del suelo.
- La estructura.
- El grado de saturación.
- La existencia de agujeros, fisuras, etc.

También depende en forma importante de la temperatura del agua.

En la referencia 2 se discute de un modo bastante completo la relación entre el coeficiente de permeabilidad de un suelo fino y su relación de vacíos, y se llega a la conclusión de que el primero es directamente proporcional al cuadrado de la segunda.

No se ha podido establecer una relación confiable entre el coeficiente de permeabilidad y la curva granulométrica de un suelo. Para arenas finas, Allen Hazen obtuvo ya en 1892 su famosa relación:

$$k = C D_{10}^2 \quad (1-32)$$

donde  $k$  está en  $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$  y  $D_{10}$  es el diámetro efectivo del suelo (el 10% en peso, del mismo, es de ese tamaño o menor), expresado en cm. A despecho de su popularidad, la expresión (1-32) debe verse simplemente como una burda manera de establecer sólo el orden de magnitud del coeficiente de permeabilidad en arenas de tamaño mediano a grueso (con ellas trabajó Hazen para obtener su relación), y nunca como algo que sustituya a las pruebas de laboratorio cuando se requiera una precisión razonable. El valor de la constante  $C$  varió entre 41 y 146 en las pruebas de Hazen, y un valor de 120 suele mencionarse como un promedio aceptable para el manejo de la fórmula. En la referencia 2 se mencionan algunas otras expresiones más complicadas, pero de efectividad aún más dudosa, para relacionar el coeficiente de permeabilidad con el tamaño de las partículas del suelo.

La composición mineralógica de las arcillas influye mucho en la permeabilidad de los suelos, a causa de las atmósferas de adsorción que se forman en torno a los cristales de mineral, adheridas muy fuertemente a éstos y que contribuyen a dificultar el flujo de agua.

La estructuración de los suelos también afecta su permeabilidad. En suelos muy finos, con minerales de forma laminar, el hecho de que exista una estructura floculada o dispersa es importante, pues en el segundo caso se tienen permeabilidades mucho mayores en la dirección paralela a las caras alineadas de

las partículas, produciéndose así una fuerte anisotropía en la distribución de permeabilidad dentro de la masa de suelo. Estos fenómenos se plantean muy frecuentemente en suelos compactados, en los que la estructura que se obtiene es floculada o dispersa, según el procedimiento de compactación que se emplee.

Es evidente el efecto del grado de saturación y el de grietas y fisuras que pueda presentar el suelo y se estima que no es necesaria ulterior insistencia para imaginarlo cualitativamente; naturalmente que tales influencias son mucho más difíciles de definir en forma cuantitativa.

### 1.9 LOS CONCEPTOS DE ESFUERZO EFECTIVO Y ESFUERZO NEUTRAL

El suelo es un compuesto de tres fases, sólida, líquida y aire. No es posible imaginar tres sustancias de comportamiento mecánico más disímilares que un cristal mineral, con alta resistencia al esfuerzo cortante y muy rígido; el agua, relativamente incompresible a presiones ingenieriles, pero con resistencia al esfuerzo cortante insignificante, y el aire, altamente compresible. Sin embargo, al hablar de resistencia de los suelos a los esfuerzos o de esfuerzos en suelos, hay que tener presente que los tres materiales actúan en ligazón estrecha, de manera que la respuesta del conjunto a cualquier carga o la transmisión de los esfuerzos de esa carga al interior del conjunto es una acumulación del comportamiento de los tres componentes. Si se dedica un momento de atención a esta situación, el ingeniero estará preparado a aceptar que los fenómenos de transmisión de esfuerzos y resistencia de los suelos siguen mecanismos tan complicados y cambiantes como los que efectivamente le revelará la práctica profesional.

Un mismo suelo podrá presentar características de resistencia, compresibilidad y esfuerzo-deformación completamente distintas según las circunstancias en que las cargas actúen e influyan de una u

otra manera en cada uno de los tres componentes. Se adivina de inmediato la gran influencia que el tiempo tendrá en la respuesta de los suelos, pues son muy conocidos los cambios de comportamiento del agua y del aire, según que las cargas aplicadas actúan muy lentamente o muy rápidamente, con todas las gamas intermedias. Si por efecto de cargas exteriores el agua adquiere presiones elevadas, aprovechando la permeabilidad del conjunto tenderá a fluir hacia zonas de la masa en que prevalezca una menor presión, y este hecho se reflejará en la compresibilidad y en el estado de esfuerzos de las zonas cargadas. En definitiva, puede decirse que la interacción constante de las tres fases del suelo y su muy diferente respuesta a los esfuerzos, producirá en cada proceso de carga una compleja situación en la que los esfuerzos se repartirán de un cierto modo entre las tres fases, siendo esta situación variable con el tiempo y, desde luego, distinta en cada proceso de carga y distinta también, aun dentro del mismo proceso, si se produce cualquier cambio en el balance entre las tres fases.

Considérese una carga  $P$  uniformemente distribuida sobre una placa de área  $A$ , la cual se apoya sobre un conjunto de partículas minerales, de forma irregular y con vacíos entre ellas (Fig. 1-15a).

Es evidente que la distribución uniforme de la carga, que resulta admisible en la placa de área  $A$ , ya no resulta lógica en las partículas de suelo. La forma irregular y variable de las partículas hace imposible definir exactamente cómo se reparte la carga entre ellas y cuál pueda ser el esfuerzo en cada uno de sus puntos, pero es evidente que estos esfuerzos serán muy elevados en los puntos de contacto y mucho menores en puntos intermedios o aun en puntos interiores de las partículas. Como quiera que resulta imposible trabajar con los esfuerzos "verdaderos" que sufren los granos, en Mecánica de Suelos se ha acostumbrado definir un esfuerzo ficticio como el que representa al estado que se tenga bajo la placa; este esfuerzo ficticio resulta de relacionar la carga total actuante con el área total cubierta con la placa

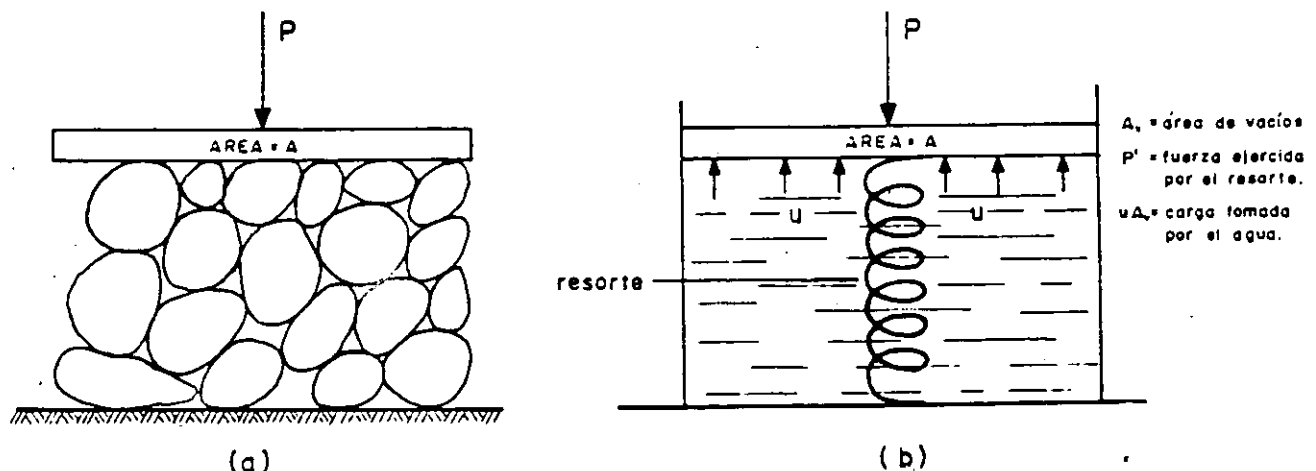


Figura 1-15. Distribución de los efectos de una carga exterior en una masa de suelo.

( $\sigma = \frac{P}{A}$ ). Se le llama el esfuerzo total. Es, desde luego,

menor que el esfuerzo medio en los sólidos bajo la placa y mucho menor que el "verdadero" esfuerzo actuante en los puntos de contacto entre las partículas.

Si la carga  $P$  se aplica a un suelo que tenga sus vacíos llenos de agua, la distribución de la carga en el conjunto será aún más compleja (Fig. I-15.b). Si  $u$  es la presión del agua dentro de los vacíos y  $A_v$  es el área de los vacíos medida en un plano paralelo a la base de la placa, entonces  $u A_v$  representará la parte de la carga  $P$  que soporta el agua de los vacíos del suelo; el resto de la carga  $P$  la soportará la estructura sólida del suelo y se transmitirá a través de los granos de la misma. En la Fig. I-15.b se ha representado a la estructura sólida del suelo con un resorte. Evidentemente, debe tenerse:

$$P = P' + u A_v$$

donde  $P'$  representa a la parte de carga que toma la estructura sólida del suelo o el resorte de la Fig. I-15.b.

Si se dividen los dos miembros de la expresión anterior por  $A$ , área de la placa, se tendrá:

$$\frac{P}{A} = \frac{P'}{A} + u \frac{A_v}{A}$$

o, empleando la notación de esfuerzos

$$\sigma = \bar{\sigma} + u \frac{A_v}{A} \quad (1-33)$$

La ecuación (1-33) juega un papel fundamental en la Mecánica de Suelos Moderna y se denomina la ecuación del esfuerzo efectivo. En ella figuran el esfuerzo total,  $\sigma$ , ya definido, y los esfuerzos  $\bar{\sigma}$  y  $u$ , denominados esfuerzos efectivo y presión de poro, respectivamente. El primero representa la parte del esfuerzo total que es tomada por la fase sólida del suelo, transmitiéndose entre los granos de la misma. La segunda representa la presión a que está sometida el agua en los vacíos del suelo; a causa de la incapacidad del agua para tomar esfuerzos cortantes, la presión  $u$  se denomina frecuentemente presión neutral.

En la fórmula (1-33) aparece también la relación

$$N = \frac{A_v}{A} \quad (1-34)$$

denominada relación del esfuerzo neutral. Como quiera que en los suelos el área de contacto entre los granos sobre un plano horizontal dado es muy pequeña en comparación con el área total cubierta por la placa de área  $A$ , se sigue que la relación  $N$  valdrá muy aproximadamente 1. Tomándola como tal (y esto se hace normalmente en la Mecánica de Suelos), la ecuación (1-33) puede escribirse sencillamente,

$$\sigma = \bar{\sigma} + u \quad (1-35)$$

La ecuación (1-35) fue propuesta primeramente por Terzaghi y más que a ninguna otra idea debe atribuírsele el mérito de abrir el camino a la aparición de la Mecánica de Suelos Moderna y la posibilidad de estudiar la resistencia y la deformación de los suelos con base científica.

En el concreto o las rocas, en las que los granos de sólidos se interconectan por cristales, el valor de  $N$  es apreciablemente menor que 1, pudiendo llegar a valores del orden de 0.5 en mármoles, granitos y en el propio concreto.

Intuitivamente se ve que el concepto de esfuerzo efectivo, así definido, describe mejor el comportamiento de los suelos que los conceptos de esfuerzo total o de presión neutral. Se advierte que si el esfuerzo efectivo aumenta, las partículas sólidas del suelo se presionarán una contra otra, tratando de deslizarse relativamente o de encajarse, para llegar a estructuraciones más compactas; en cambio el mismo aumento con el esfuerzo total y en la presión de poro (con lo que el esfuerzo efectivo permanecerá igual, según la ecuación (1-35) no tendrá ningún efecto en el acomodo de las partículas.

## I-10 RELACIONES ESFUERZO-DEFORMACION

Probablemente una de las características ingenieriles más representativas de un material, desde el punto de vista de definir su comportamiento en relación con las necesidades y los usos del ingeniero, es el conjunto de datos de un proceso incitación-respuesta que constituye lo que usualmente se llama la relación o relaciones esfuerzo-deformación.

En efecto, al tratar con un material de construcción, el ingeniero está fundamentalmente preocupado por dos aspectos básicos, en torno a los que puede decirse que giran todos los demás. Estos son, en primer lugar, la resistencia del material a los esfuerzos a los que se someta, problema que lleva aparejado el concepto de falla del material y que en forma breve se comentará más adelante. En segundo lugar preocupa la deformabilidad del material expresada en relación a los esfuerzos que se le apliquen, tanto en lo que se refiere a la intensidad o nivel de los esfuerzos, como a la manera en que se ejerzan, incluyendo su velocidad de aplicación. Esta última gama de comportamiento es lo que el ingeniero describe en forma primaria por medio de una relación esfuerzo-deformación. Si los suelos fueran homogéneos, isótropos y linealmente elásticos, sería posible describir su comportamiento esfuerzo-deformación haciendo uso del módulo de Young ( $E$ ) y de la relación de Poisson, obtenidas de una prueba única y sencilla, tal como una simple prueba de extensión, en que se estirase una barra del material, midiendo las tensiones aplicadas y las deformaciones longitudinales y trans-

versales resultantes. Con las constantes elásticas sería posible, en el material ideal, calcular la relación entre los esfuerzos y las deformaciones para otros tipos de prueba que representasen otras condiciones reales distintas de la tensión simple.

Los suelos no son materiales en que se cumplan las hipótesis anteriores. Independientemente de que en un caso particular pueda resultar útil usar valores de módulo de la elasticidad o de la relación de Poisson, debe tenerse muy presente que estos valores no son constantes de un suelo, sino cantidades que, en el mejor de los casos, describen aproximadamente el comportamiento de un suelo para un estado de esfuerzos dado y que cambiarán, quizá radicalmente, si cambia el estado de esfuerzos o si los esfuerzos se aplican de diferente manera. Por eso, cuando en relación con los suelos se mencionan las constantes elásticas anteriores, debe tenerse en cuenta que no representan nada en sí mismas, fuera de la condición particular para la que se ha medido o calculado.

El monto de deformación causado en el suelo por los esfuerzos depende de su composición, de su relación de vacíos, de la historia anterior de esfuerzos aplicados al suelo y de la manera como se le apliquen los nuevos esfuerzos. Para la gran mayoría de los problemas prácticos, el mejor método para conocer las características esfuerzo-deformación es medir directamente en una prueba de laboratorio o de campo las deformaciones que producen esfuerzos lo más similares posibles a los que actuarán en la masa de suelo afectada por el problema real que se estudie.

Existe en la realidad ingenieril una enorme variedad de maneras de aplicar esfuerzos y de producir, por consiguiente, deformaciones al suelo. Tan gran variedad de circunstancias no puede representarse por una sola prueba de laboratorio, so pena de perder representatividad y, evidentemente, no puede aspirarse a diseñar en cada caso la prueba más representativa a que sea dado llegar. Entre estas dos actitudes extremas, el ingeniero trata de llegar a una solución racional de su inquietud haciendo uso de varias pruebas de laboratorio, que representen diferentes condiciones entre las que queden comprendidas aquellas que son más familiares a la práctica ingenieril.

Las principales pruebas de laboratorio de que se hace uso para determinar características esfuerzo-deformación de los suelos, son las siguientes:

1. Prueba de compresión hidrostática o isotrópica. Es útil para el estudio de deformaciones volumétricas únicamente; en ella se aplica a un espécimen de suelo un estado de esfuerzos hidrostáticos, es decir, esfuerzos de compresión iguales, actuando en todas direcciones. Esta prueba no es muy usual en la práctica ingenieril.

2. Prueba de compresión confinada o prueba de consolidación. Se ejecuta en un aparato denominado consolidómetro o edómetro (Ref. 17). Se aplican al suelo (un espécimen cilíndrico de poca altura en comparación al área) esfuerzos normales verticales, en tanto se impide toda deformación lateral confi-

nándolo en el interior de un anillo de bronce. De esta maneja la deformación axial define exactamente la deformación volumétrica. En esta prueba la relación entre el esfuerzo normal lateral y el normal vertical es el valor de  $K_0$ , que con el nombre de coeficiente de esfuerzo o presión de tierra en reposo, juega un papel importante en la Mecánica de Suelos Aplicada. En las formas comunes de consolidómetro sólo se mide el esfuerzo normal vertical y la deformación axial (también vertical), pero en la referencia 18, por ejemplo, se describe un tipo de aparato que permite medir también los esfuerzos normales laterales.

La deformación vertical se mide por medio de extensómetros, en tanto que el esfuerzo normal vertical se conoce controlando las cargas que se aplican al aparato, las que se reparten homogéneamente sobre el área conocida del espécimen.

La prueba de consolidación fue originalmente desarrollada por Terzaghi.

3. Prueba triaxial. Es la más común y versátil de las pruebas que se realizan para conocer las relaciones esfuerzo-deformación de los suelos. También es la prueba más útil de laboratorio para conocer su resistencia, por lo cual se detallará más adelante cuando se hable de esta característica fundamental de los suelos. Baste por el momento decir que en ella se mide la deformación axial de un espécimen cilíndrico de altura aproximadamente igual a 2 ó 3 veces el diámetro de su base, mientras se aplican a tal espécimen un esfuerzo normal vertical conocido y esfuerzos laterales (presión confinante) iguales en todas las direcciones horizontales. El espécimen es primeramente sometido a la presión de confinamiento, dada usualmente por agua a presión dentro de la cámara triaxial; después se incrementa el esfuerzo vertical hasta que el espécimen falla (esfuerzo desviador).

La prueba de compresión simple es una variante de la prueba triaxial, en la que la presión confinante inicial exterior es nula, por lo que no requiere hacerse en la cámara triaxial. Es análoga a la prueba de compresión hecha en cilindros de concreto.

En la prueba triaxial puede conocerse el esfuerzo aplicado utilizando un vástago de carga con pesos conocidos (prueba con esfuerzo controlado) o bien puede medirse el esfuerzo empleando una báscula hidráulica y presionando el vástago sobre el espécimen a una velocidad conocida (prueba de deformación controlada). La deformación axial se mide utilizando extensómetros.

Actualmente existen otras muchas variantes en lo que se refiere a la manera de hacer fallar el espécimen; la que más se usa, además de la someramente descrita, es aquella en la que el esfuerzo vertical normal se mantiene constante y se aumenta la presión de confinamiento hasta que el espécimen falla deformándose hacia arriba; a esta variante se le denomina prueba triaxial de extensión y se utiliza para simular los esfuerzos de empuje lateral en una masa de suelo.

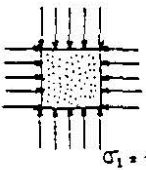

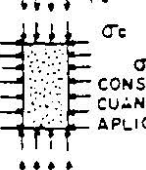
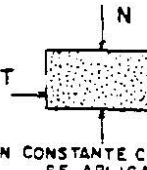
PRUEBA	COMPRESION ISOTROPA	COMPRESION CONFINADA (consolidómetro)	COMPRESION TRIAXIAL	PRUEBA DIRECTA
CONDICIONES BASICAS	 $\sigma_1 = \sigma_3$	 NO HAY MOVIMIENTO HORIZONTAL	 $P_c$ $\sigma_c$ CONSTANTE CUANDO SE APLICA $P_c$	 N T N CONSTANTE CUANDO SE APLICAT
TIPO DE DEFORMACION	VOLUMETRICA	PRINCIPALMENTE VOLUMETRICA, PERO CON ALGO DE DISTORSION	DISTORSION Y VOLUMETRICA	PRINCIPALMENTE DISTORSION Y ALGO DE VOLUMETRICA
USOS	PARA ESTUDIOS DE DEFORMACION VOLUMETRICA	PARA REPRODUCIR ALGUNAS CONDICIONES REALES DE CAMPO	PARA EL ESTUDIO DE RESISTENCIA DE LOS SUELOS ES LA PRUEBA MAS COMUN	PARA EL ESTUDIO DE RESISTENCIA DE LOS SUELOS

Figura I-16. Tipos comunes de pruebas esfuerzo-deformación. (Ref. 18.)

4. La prueba directa de esfuerzo cortante. En esta prueba, un espécimen de altura pequeña en comparación a su área transversal se coloca dentro de una caja con dos secciones, la inferior fija y la superior susceptible de ser movida horizontalmente. Se da al espécimen carga vertical sobre la cara superior del dispositivo, para producir un esfuerzo normal vertical conocido. La falla se produce aplicando una

fuerza rasante al marco superior móvil, de manera que se obliga la falla del espécimen en el plano que define la unión entre las partes fija y móvil del dispositivo.

En la Fig. I-16 se muestran esquemáticamente las diferentes condiciones de esfuerzos, deformaciones y utilización de las pruebas que se han mencionado. Esta figura está inspirada en la referencia 18.

En general, las curvas esfuerzo-deformación que se obtienen de las pruebas someramente descritas más arriba corresponden a alguno de los dos arquetipos esquemáticamente presentados en la Fig. I-17.

La curva llena de la parte a) de la figura es representativa de los materiales llamados de "falla frágil", cuyo comportamiento esfuerzo-deformación se caracteriza porque después de llegar el esfuerzo a un máximo bien definido, hasta el cual se llegó en forma aproximadamente lineal, descende rápidamente al aumentar la deformación. Los materiales con este tipo de falla resisten a los esfuerzos con pequeñas deformaciones, hasta llegar al esfuerzo máximo (resistencia máxima), a partir de cuyo límite su capacidad de resistencia descende rápidamente, en tanto la deformación aumenta hasta la ruptura eventual; estos materiales son confiables en tanto no se alcanza su resistencia máxima, pero en tal punto sufren lo que para fines prácticos es un verdadero colapso.

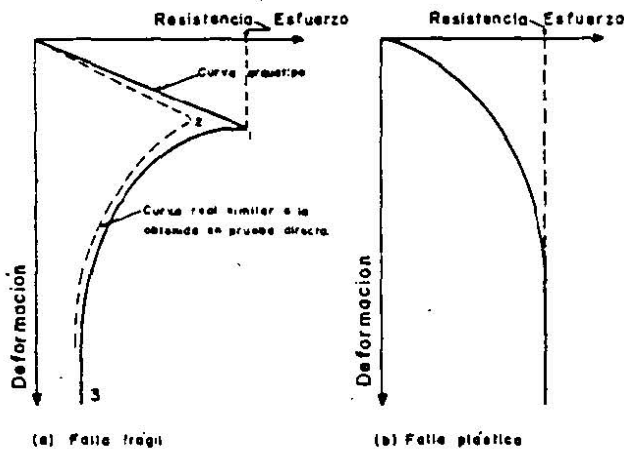


Figura I-17. Tipos de falla considerados en los suelos.

En la parte *b*) de la Fig. I-17 se muestra la curva esfuerzo-deformación típica de los materiales de "falla plástica", en los que al llegar a un esfuerzo límite se produce la fluencia plástica del material bajo esfuerzo constante e igual al límite; en estos materiales la falla no está bien definida, pero lo interesante desde el punto de vista práctico es que un material de "falla plástica" movilizará su resistencia a medida que aumente el esfuerzo que se le aplique, de manera que al llegar al esfuerzo máximo (resistencia máxima) el material ya no es capaz de movilizarse mayor resistencia y, de hecho comienza a deformarse bajo esfuerzo constante (a no ser que haya alguna restricción exterior que impida tal deformación, como podría ser el hecho de que la masa de suelo que hubiese alcanzado la resistencia límite esté rodeada por otras masas de suelo con menores esfuerzos actuantes, que al estar sometidas a menores deformaciones impiden la deformación de la masa en fluencia) hasta la eventual ruptura, generalmente precedida por una zona de "endurecimiento", en la cual el material suele movilizar resistencias mayores que la de fluencia, al someterse a deformaciones próximas a la ruptura. Lo importante es, desde el punto de vista práctico, que un material de "falla plástica" continuará movilizándose su resistencia máxima aunque se siga deformando bajo el esfuerzo límite, lo cual puede tener repercusiones muy importantes en el comportamiento estructural del material, que, por así decirlo, continuará resistiendo por completo tras lo que se podría considerar su falla; a diferencia de los materiales de "falla frágil", en los que sobreviene un verdadero colapso, acompañado de gran pérdida de resistencia, cuando sufre cualquier deformación adicional a la correspondiente al esfuerzo límite.

Es muy variable el intervalo de deformación que sea capaz de absorber un material de "falla plástica" en fluencia bajo esfuerzo límite antes de endurecerse y romperse. En las referencias 19 y 20 Lambe y Whitman presentan varias curvas esfuerzo-deformación reales, obtenidas en pruebas directas o triaxiales; en ellas puede observarse que existe una variedad amplia de formas, aun cuando en esencia todas ellas puedan identificarse con uno de los dos arquetipos mostrados en la Fig. I-17.

La relación esfuerzo-deformación de un material no es una característica constante, sino que varía con diversas circunstancias dentro del mismo material. En general, el comportamiento plástico corresponde a las arenas sueltas y a las arcillas blandas, con contenido de agua relativamente elevado, en tanto que el comportamiento frágil es propio de arenas compactas y arcillas duras. No existe un límite preciso de compactación a partir del cual todas las arenas pasen del comportamiento plástico al frágil, sino que hay diferencias en estos límites al analizar distintas arenas. Por ejemplo, Skempton y Bishop (Ref. 21) reportan el caso en que una arena con porosidad inicial de 37.5% exhibe un comportamiento frágil claro, el cual pasa a ser plástico, igualmente claro, cuando

la porosidad alcanza el valor de 45.6%. Por su parte, Lambe y Whitman (Ref. 19) presentan un caso en que una arena con relación de vacíos de 0.605 tenía comportamiento frágil, en tanto que con relación de vacíos de 0.834 su comportamiento era netamente plástico. Respecto a las arcillas pueden hacerse comentarios similares, si bien en este caso son más los factores que intervienen, según habrá ocasión de discutir más adelante.

## I-11 COMPRESIBILIDAD DE SUELOS GRANULARES

La compresibilidad de suelos granulares ha merecido relativamente menos atención que la que se ha otorgado a los suelos cohesivos, por lo menos hasta hace pocos años. De hecho, estaba en la mente de muchos ingenieros prácticos la idea de que los suelos granulares no presentaban problemas muy serios de deformación; éstas eran siempre muy pequeñas y ocurrían en forma casi instantánea, generalmente al aplicarse las primeras cargas durante el proceso de construcción.

Es posible que este panorama simplista sea aún hoy correcto si se aplican al suelo granular esfuerzos de nivel muy bajo. Un criterio como el anteriormente citado quizá pueda aún tenerlo un ingeniero que construya cimentaciones que transmitan al suelo granular cargas moderadas, sobre todo si, como es usual en estas técnicas, toma la decisión de mejorar la calidad del suelo cuando su compactación natural es baja.

Sin embargo, la ingeniería moderna ha impuesto otros usos a los suelos granulares. Como respaldos de las grandes presas que ahora se construyen o constituyendo los grandes terraplenes que las modernas carreteras exigen, es cada vez más frecuente y lo será aún más en el futuro, que los suelos granulares, formados a veces por partículas muy gruesas (pedraplenes y enrocamientos) trabajen sometidos a niveles de esfuerzos hasta ahora completamente inusuales. En efecto, los enrocamientos de más de 150 m en presas de tierra son ya bastante familiares, y en caminos y ferrocarriles es ya común construir pedraplenes de 50 a 60 m de altura. Tanto por razones de los materiales que se explotan normalmente en zonas de terreno quebrado, en las que lógicamente se dan estos grandes terraplenes, como por razones de natural preferencia por parte de los ingenieros, casi por lo general los terraplenes altos de las vías terrestres se construyen con suelos en que los fragmentos de roca, las gravas y las arenas forman la parte principal, la que define el comportamiento mecánico. El ingeniero de Vías Terrestres no es entonces ya ajeno a los problemas de comportamiento de materiales granulares bajo esfuerzos relativamente altos, en los que pueden presentarse problemas serios de compresibilidad. Las deformaciones experimentadas por un elemento de suelo granular son el resultado de las deformaciones propias de las partículas que lo com-

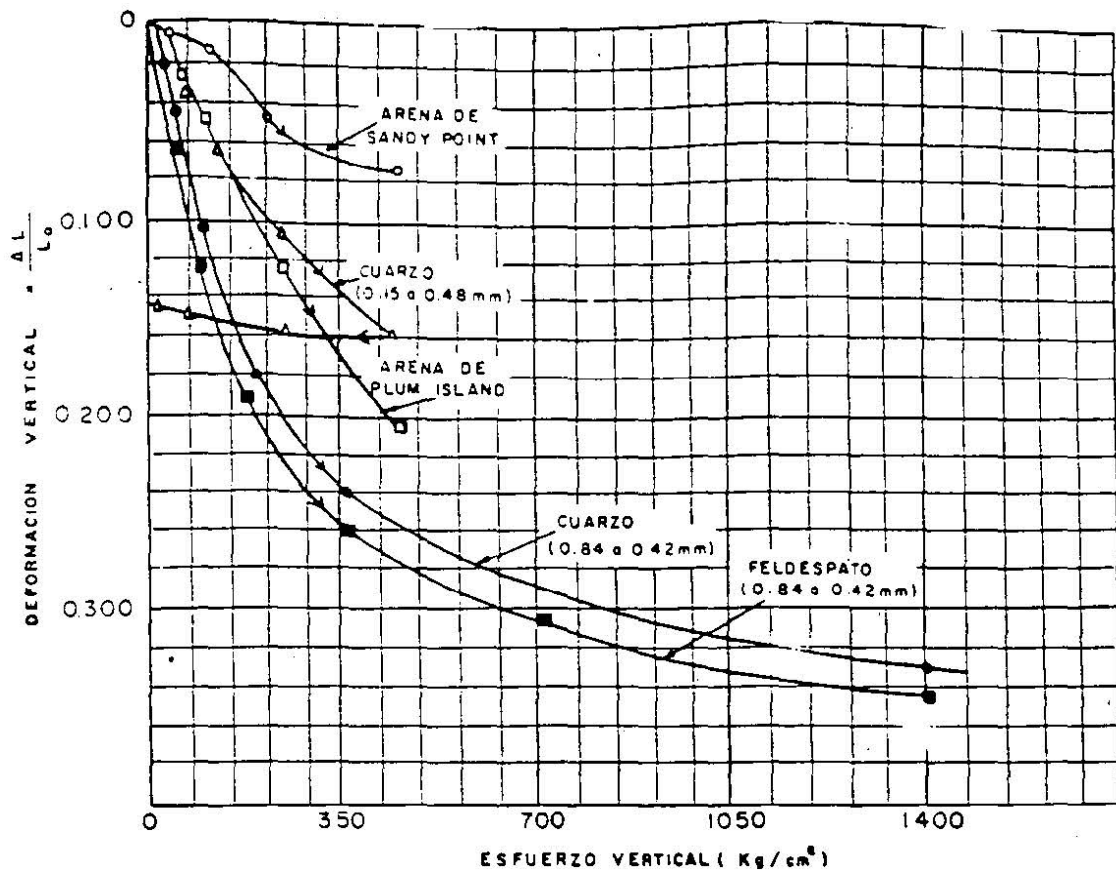


Figura I-18. Compresibilidad en pruebas de compresión confinada de varias arenas sujetas a muy altos niveles de esfuerzo (Ref. 19).

ponen, más el movimiento relativo entre ellas. Las deformaciones propias de las partículas pueden ser muy grandes, especialmente en sus contactos y consisten fundamentalmente en distorsiones y eventualmente en rupturas y desmenuzamientos; el movimiento relativo entre las partículas ocurre por deslizamiento o rodamiento. Con frecuencia los movimientos relativos son posibles por las distorsiones previas que sufren las partículas, y la importancia relativa de estas dos fuentes de deformación, respecto a la deformación total, puede cambiar a medida que ésta tiene lugar.

#### A Compresibilidad en compresión isotrópica

Cuando una muestra de arena se somete a compresión isotrópica (ver párrafo I-10) pueden ocurrirle grandes deformaciones volumétricas como consecuencia de colapsos estructurales locales; éstos producen rodamientos y deslizamientos de las partículas y como resultado se ejercen fuerzas tangenciales de consideración en los puntos de contacto entre ellas. Sin embargo, estas fuerzas se neutralizan prácticamente en cualquier plano que corte a un conjunto de puntos de contacto, de manera que el esfuerzo cortante en cualquier plano puede ser cero y, a pesar de ello, están actuando fuerzas de contacto muy grandes en los contactos individuales.

#### B Compresibilidad en compresión confinada

La compresibilidad de los suelos granulares y sus características esfuerzo-deformación en compresión confinada (ver sección I-10) tienen gran importancia, puesto que esta condición representa una situación que probablemente es común en la práctica, por ejemplo cuando se somete al suelo a cargas verticales transmitidas por áreas grandes. Para este caso, Lambe y Whitman (Ref. 19) presentan datos sobre el comportamiento de arenas de cuarzo (y el cuarzo es con mucho el elemento más común en casi todas las arenas reales) uniformes, medias y gruesas, inicialmente compactas. Probadas en consolidómetro mostraron un punto de fluencia a partir de esfuerzos del orden de  $140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ , más allá del cual el com-

portamiento fue plástico, debido al fracturamiento de las partículas individuales, que permitió grandes movimientos relativos. A partir de estos niveles de esfuerzo la deformación compactó a la arena.

En la figura I-18 (Ref. 19) se muestran resultados de pruebas de consolidación en varias arenas típicas, empleando altos niveles de esfuerzos. Se nota la gran compresibilidad que pueden exhibir los suelos granulares en estas condiciones, como consecuencia del deslizamiento de las partículas y del fracturamiento, que aunque puede comenzar a esfuerzo

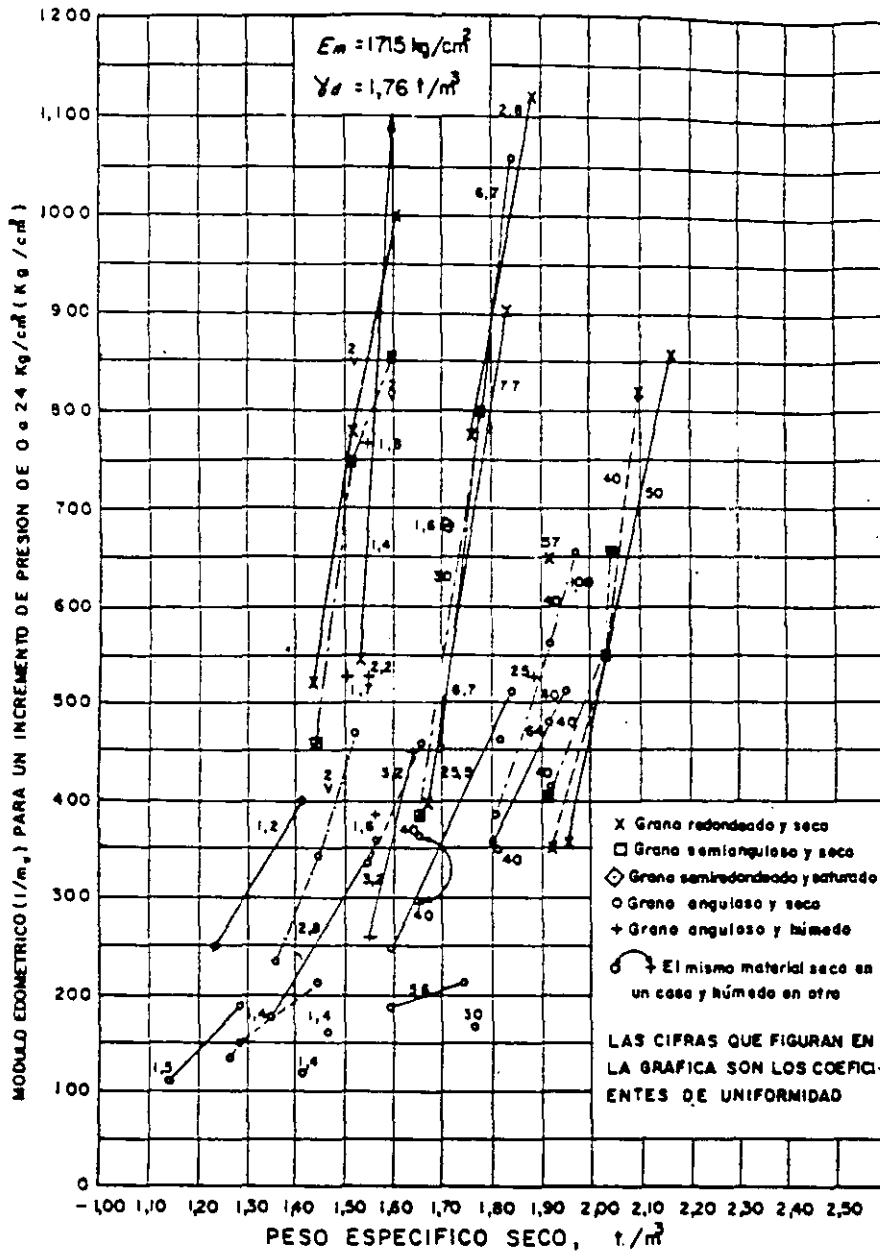


Figura I-19. Relación entre el módulo edométrico y el peso específico seco según diversos ensayos de laboratorio en materiales granulares (según Ref. 22).

bajo, aumenta grandemente en altos niveles. Los esfuerzos críticos para los que se produce el comportamiento plástico de las arenas y, por consecuencia, sus grandes deformaciones, serán menores cuanto mayor sea el tamaño de las partículas, y éstas sean más angulosas, cuanto más suelto y uniforme sea el suelo y cuanto menor sea la resistencia de las partículas individuales.

Desde luego es cierto que los niveles de esfuerzo a que se refieren las investigaciones citadas por Lambe y Whitman (por mencionar un solo ejemplo de toda la evidencia experimental que ya va habiendo) son inusualmente altos en relación a la práctica ingenieril. Estos datos se mencionan, más que nada, como norma de criterio.

Como ya se ha dicho, la deformación de suelos friccionantes en compresión confinada va acompañada

de la producción de finos a causa de la ruptura de las partículas; ésta es grande cuando la granulometría es uniforme y mucho más pequeña si la curva granulométrica es tendida. La producción de finos también crece con la angulosidad de las partículas y con la presión efectiva, e igualmente es mayor cuanto más suelto es el material.

La Fig. I-19 (Ref. 22) presenta una relación entre las características de compresibilidad de varios materiales granulares, representadas por lo que los autores definen como módulo edométrico ( $E_m = \frac{1}{m_v}$ , donde  $m_v$  es el módulo de variación volumétrica, tal como se define en la referencia 17, en la forma acostumbrada en la literatura estadounidense), correlacionándolo con el peso específico seco correspondiente a diversos grados de compactación.



Los puntos unidos en la figura corresponden al mismo material con distintos grados de compactación; puede observarse de inmediato cómo aumenta el módulo edométrico al compactar el material. También se ve como un mismo material es más compresible cuando está húmedo que en estado seco. Los materiales de grano anguloso resultan ser más compresibles que los de grano redondeado, lo cual resulta lógico a la luz de ideas expuestas más arriba. En general los suelos con coeficiente de uniformidad bajo se sitúan a la izquierda de la figura, en tanto que los que lo tienen alto lo hacen a la derecha. Cuanto más redondeadas son las partículas y mayor es la variedad de tamaños, mayor es el peso específico que se alcanza con una misma energía de compactación.

### C Compresibilidad en compresión triaxial

Las características de compresibilidad de materiales granulares han sido estudiadas con un poco más de minuciosidad y en mayor variedad de casos y materiales en aparatos triaxiales, ya mencionados en el párrafo I-10, pero los que se tratarán con mayor detalle en párrafos siguientes de este capítulo.

En la referencia 19, Lambe y Whitman hacen un estudio general del comportamiento de las arenas en pruebas triaxiales. En el desarrollo de la prueba distinguen dos etapas de comportamiento en cuanto a deformación. La primera etapa corresponde al principio del proceso de carga y en ella se producen deformaciones muy pequeñas, acompañadas generalmente de una disminución en el volumen del espécimen, causado por una tendencia de las partículas a adoptar formas estructurales más compactas. Después viene la etapa de falla, en la cual puede presentarse el máximo de resistencia, si la arena exhibe una falla frágil. Ahora las deformaciones verticales sólo se pueden producir si se desarrollan en la masa movimientos laterales de las partículas que las permitan, y la consecuencia definitiva parece ser un aumento en el volumen del espécimen. Este es el efecto de dilatación, que fue primeramente observado e investigado por O. Reynolds, en 1885. Como se dijo, en esta segunda etapa queda incluido el punto de resistencia máximo, a partir del cual la arena exhibe una disminución de resistencia, al continuar el proceso de deformación. Esta disminución, más notable cuanto más compacto sea el estado inicial de la arena (materiales de falla frágil marcada), puede explicarse como una consecuencia del acomodo individual de las partículas. Si se imagina una masa de partículas individuales de arena sobre una superficie horizontal, los planos de contacto entre los granos no serán horizontales sino inclinados, de manera que para producir la falla por cortante no sólo será necesario vencer la fricción grano contra grano, sino que, además, será preciso obligar a las partículas a moverse unas sobre otras, rodando y deslizándose sobre ellas.

La fricción produce la componente normal de resistencia que tradicionalmente se ha incluido en el ángulo de fricción interna, del que se hablará más adelante; pero el movimiento relativo entre las partículas, necesario para la falla, es una fuente adicional de resistencia y de deformación, que depende sobre todo del acomodo inicial de los granos. Si el acomodo inicial es compacto, será grande el monto de resistencia y de deformabilidad que representa la necesidad de mover los granos, pero a medida que éstos se mueven y van adquiriendo una posición relativa más favorable al deslizamiento (los planos a través de sus puntos de contacto irán siendo más horizontales en el ejemplo que se mencionó al principio de este análisis), irá siendo menor la componente de resistencia debida al movimiento relativo, de manera que adelante de la resistencia máxima el material irá mostrando menor resistencia de conjunto, según la deformación crece; naturalmente esta disminución de resistencia tiene un límite inferior, representado por aquel arreglo de los granos que permita el deslizamiento relativo de éstos sin movimiento de reacomodo estructural. Si el estado inicial de los granos es suelto, el material tendrá una curva esfuerzo-deformación correspondiente a falla plástica y será prácticamente insignificante la componente de resistencia por acomodo.

Si los conceptos anteriores son correctos, la relación de vacíos inicial de la arena tendrá una influencia decisiva en su comportamiento esfuerzo-deformación, lo cual parece ser lo que efectivamente sucede, si se toma en cuenta que la falla frágil o plástica de una arena depende sobre todo de su compacidad inicial.

Una de las investigaciones más significativas sobre compresibilidad y resistencia de materiales granulares, es la desarrollada por Marsal y sus colaboradores para el proyecto de grandes presas; esta investigación, patrocinada por la Comisión Federal de Electricidad de México y realizada, en parte, en el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M., se encuentra básicamente contenida en las referencias 23, 24, 25, 26 y 27.

Marsal y sus colaboradores disponen de varias piezas de equipo de laboratorio que por su tamaño y características permiten realizar investigaciones muy representativas para definir el comportamiento de suelos de partículas gruesas en altos niveles de esfuerzo. Este equipo incluye una cámara triaxial de alta presión (hasta 25 kg/cm<sup>2</sup>), capaz de probar especímenes de 113 cm de diámetro y 250 cm de altura (con tamaño máximo de partícula de 20 cm); un equipo de compactación a gran escala, y otro que puede probar especímenes con tamaño máximo de 15 cm en condiciones de deformación plana y hasta con 22 kg/cm<sup>2</sup> de presión de confinamiento. Algunas de las conclusiones de los estudios sobre resistencia se mencionarán más adelante y en este párrafo sólo se presentan algunas conclusiones relativas a compresibilidad.

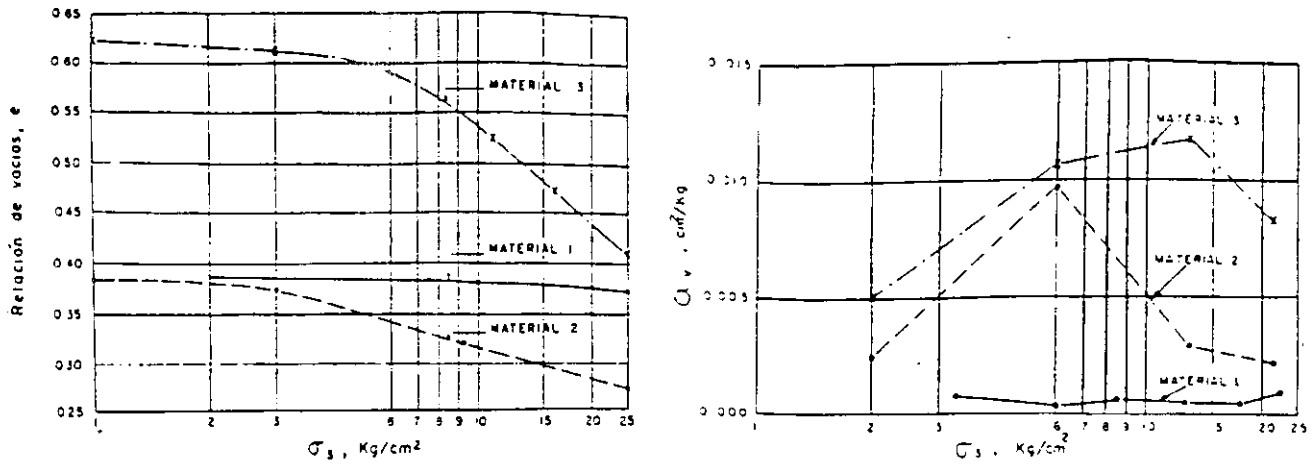


Figura I-20. Datos de compresibilidad para tres materiales de enrocamiento.

En la Fig. I-20 aparecen los resultados obtenidos al medir la compresibilidad de tres materiales nombrados 1, 2 y 3 (Ref. 24).

El material 1 está formado por fragmentos de basalto, producto de trituración. Los fragmentos eran sanos, con una resistencia a la compresión sin confinar superior a  $1.000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  y el peso volumétrico seco del espécimen fue de  $2.14 \frac{\text{T}}{\text{m}^3}$ . El material 2 fue un gneiss granítico, producto de explotación con explosivos; las partículas presentaban capas delgadas de esquistos; su resistencia a la compresión sin confinar fue de  $740 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  y tenía un peso volumétrico seco de

$1.98 \frac{\text{T}}{\text{m}^3}$ . El material 3 fue otro gneiss granítico con granulometría más uniforme que el 2 y con un peso volumétrico de  $1.62 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$ ; no se reporta su resistencia a la compresión sin confinar.

Puede verse en la Fig. I-20 que las curvas relación de vacíos-presión de cámara presentan las características de las de los suelos preconsolidados (ver sección I-12). En la misma figura se aprecian los valores del coeficiente de compresibilidad  $a_v$ , para los tres materiales (ver la misma sección I-12, adelante); es de notar que los valores del coeficiente de compresibilidad son suficientemente importantes como para justificar asentamientos grandes en terraplenes altos, dentro de la práctica actual de las vías terrestres.

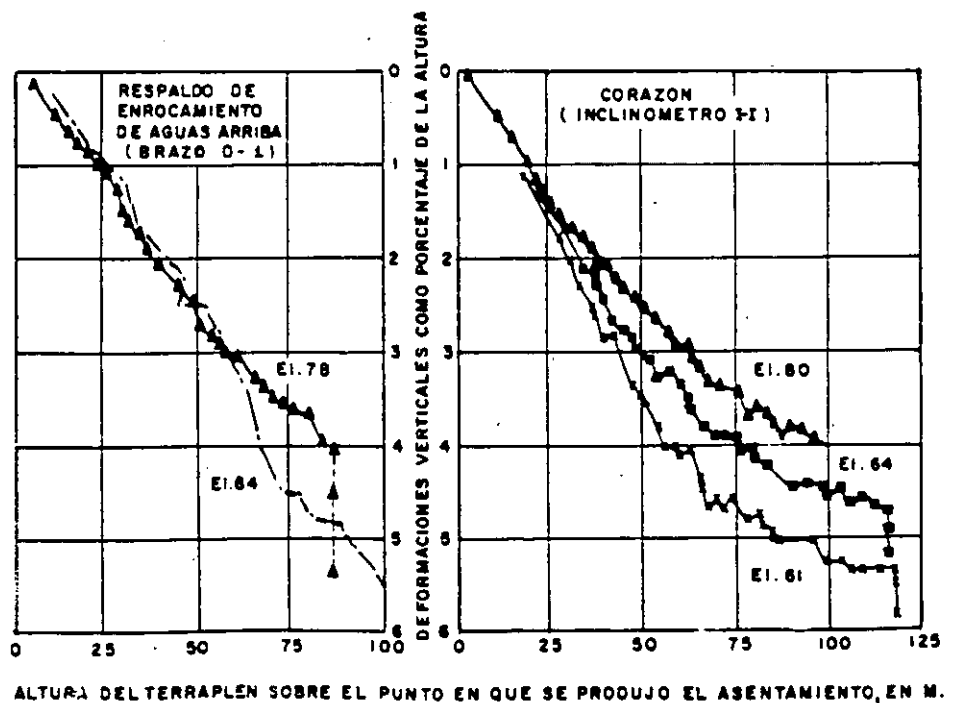
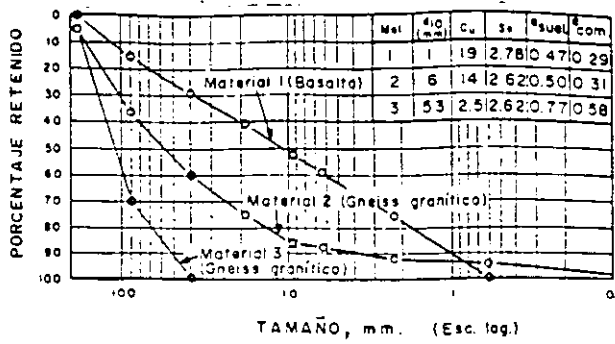
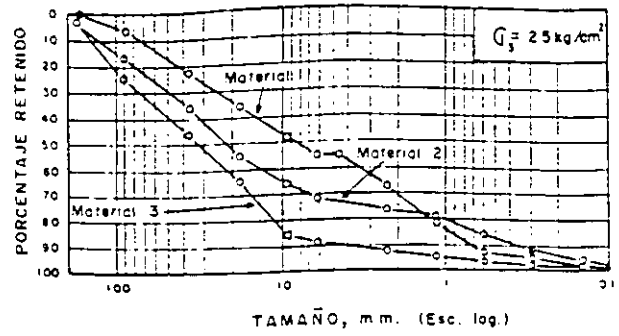


Figura I-21. Asentamiento en la presa de El Infiernillo (Ref. 26).

ALTURA DEL TERRAPLEN SOBRE EL PUNTO EN QUE SE PRODUJO EL ASENTAMIENTO, EN M.



a. Antes de la prueba.



b. Después de la prueba.

Figura I-22. Curvas granulométricas de tres materiales de enrocamiento.

Resultados como los anteriores están contra la actitud tradicional, aún más común en la tecnología de las vías terrestres de lo que fuera de desearse, de que los pedraplenes tienen un comportamiento "noble", independientemente de sus dimensiones y de como se construyan. De hecho, Marsal y sus colaboradores (Ref. 26) han encontrado para el caso de la Presa del Infiernillo de 148 m de altura (Fig. I-21) que los respaldos de enrocamiento han sufrido asentamientos del mismo orden que los del corazón impermeable arcilloso, construido con materiales de los que tradicionalmente se consideran compresibles.

Un problema fundamental y estrechamente relacionado con la compresibilidad de los suelos granulares de grano grueso bajo cargas importantes y que ha sido puesto de manifiesto por la investigación moderna, es el que se refiere a la ruptura de las partículas y su contribución a la deformación total (Refs. 24 y 25). El fenómeno produce cambios en la com-

posición granulométrica y en las propiedades mecánicas del material, muy especialmente en la compresibilidad. La Fig. I-22 muestra las curvas de composición granulométrica de los tres materiales de enrocamiento estudiados por Marsal y sus colaboradores, a los cuales ya se ha hecho referencia un poco más arriba (Ref. 24), antes y después de ser probados en la cámara triaxial gigante, llegando a presiones de confinamiento de 25 kg/cm<sup>2</sup>.

Es de notar muy especialmente la degradación sufrida por el material Nº 3 (de granulometría muy uniforme), aunque el fenómeno es claramente perceptible en los tres materiales. Parece claro que a mayor uniformidad de la granulometría original se tiene mayor rotura de granos.

Marsal propone como medida de la rotura de granos un número, representado por *B*, que se obtiene como sigue. Una vez que se dispone de la curva granulométrica del material antes y después de la prueba triaxial, es posible comparar los porcentajes retenidos en ambos casos y obtener sus diferencias; se consideran positivas las diferencias en que el porcentaje de la granulometría original es mayor y negativas en caso contrario. Pues bien, la suma de las diferencias positivas es precisamente el valor de *B* buscado. Es evidente que la diferencia en cada porcentaje retenido representa la fragmentación que ha tenido lugar en esa fracción del suelo. En la Fig. I-23 (Ref. 24) se relaciona el coeficiente *B* de rotura de granos con el valor de la presión de confinamiento utilizada en la cámara triaxial, en diferentes pruebas.

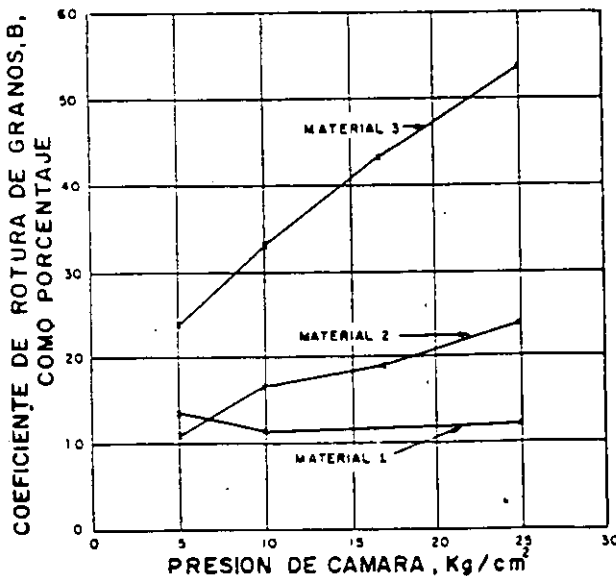


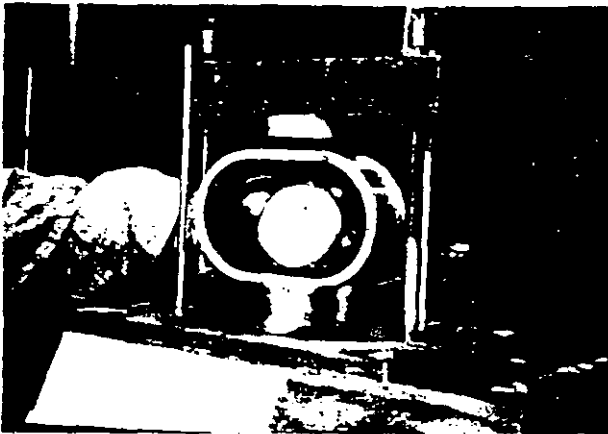
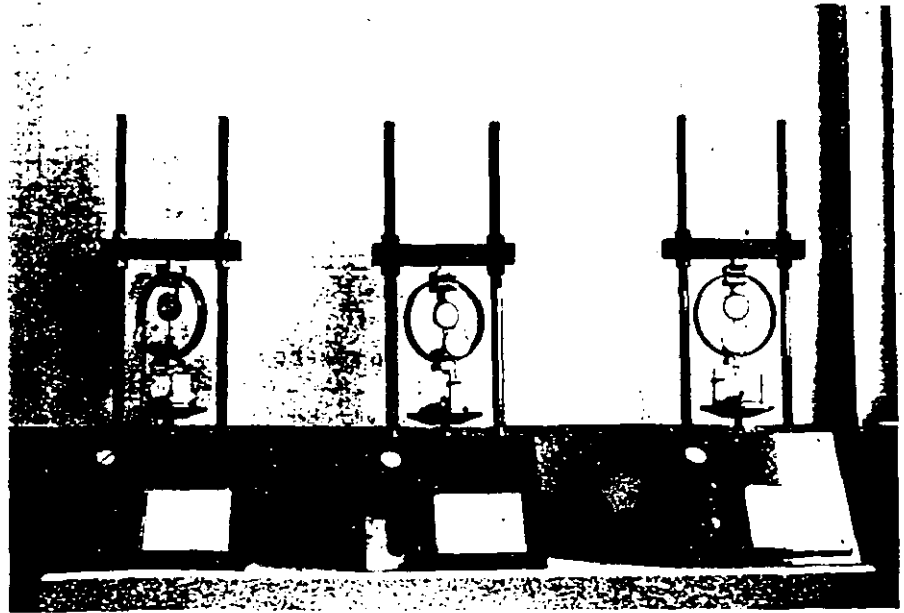
Figura I-23. Rotura de granos en pruebas triaxiales.

## I-12 COMPRESIBILIDAD DE SUELOS COHESIVOS

### A Consolidación

La deformación de los suelos cohesivos, aun bajo cargas relativamente pequeñas, ha sido tradicionalmente reconocida por los técnicos como un problema de fundamental interés, por ser causa de graves deficiencias de comportamiento, sobre todo en cimentaciones de estructuras sobre arcillas blandas o limos

Consolidómetros neumáticos tipo Geotec



Detalle del consolidómetro

plásticos. De hecho, los más tempranos triunfos de la Mecánica de Suelos y mucho de su fama inicial se deben al éxito que tuvo en aquellos momentos en el desarrollo de teorías y técnicas para la predicción y control de asentamientos.

El proceso de deformación de las arcillas bajo carga llama la atención no sólo por los grandes asentamientos que pueden llegar a producirse, sino también porque éstos tienen lugar casi completamente en un largo lapso posterior al momento de aplicación de la carga propiamente dicha; como resultado, es posible que una estructura sufra grandes deformaciones años después de su erección.

Los procesos de reducción de volumen de los suelos finos cohesivos (arcillas y limos plásticos), provocados por la actuación de sollicitaciones sobre su masa y que ocurren en el transcurso de un tiempo generalmente largo, se denominarán procesos de consolidación.

Frecuentemente ocurre que durante el proceso de consolidación permanece esencialmente igual la po-

sición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal; así, el movimiento de las partículas de suelo puede ocurrir sólo en la dirección vertical; esta es la consolidación unidimensional. Sucede en la realidad, por ejemplo, en estratos de gran extensión en comparación con su espesor, comprimidos bajo cargas que ocupan áreas importantes. También sucede cuando un estrato grueso de arcilla contiene tal cantidad de capas delgadas de arena que la deformación lateral queda restringida a límites despreciables.

En estos casos y en otros similares, las características de la consolidación de los estratos de arcilla pueden investigarse cuantitativamente con aproxi-

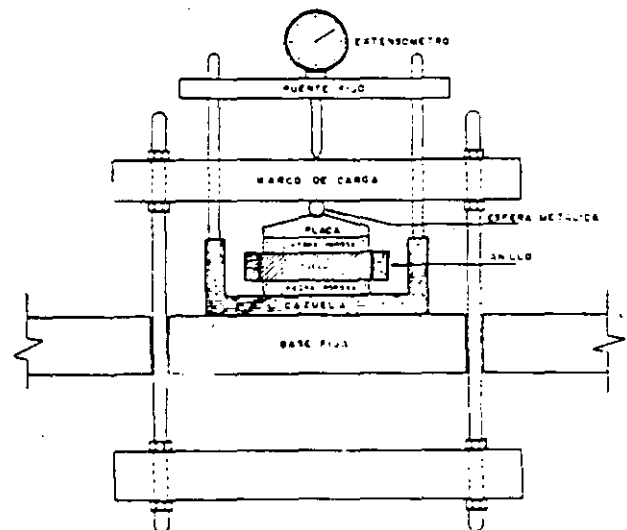
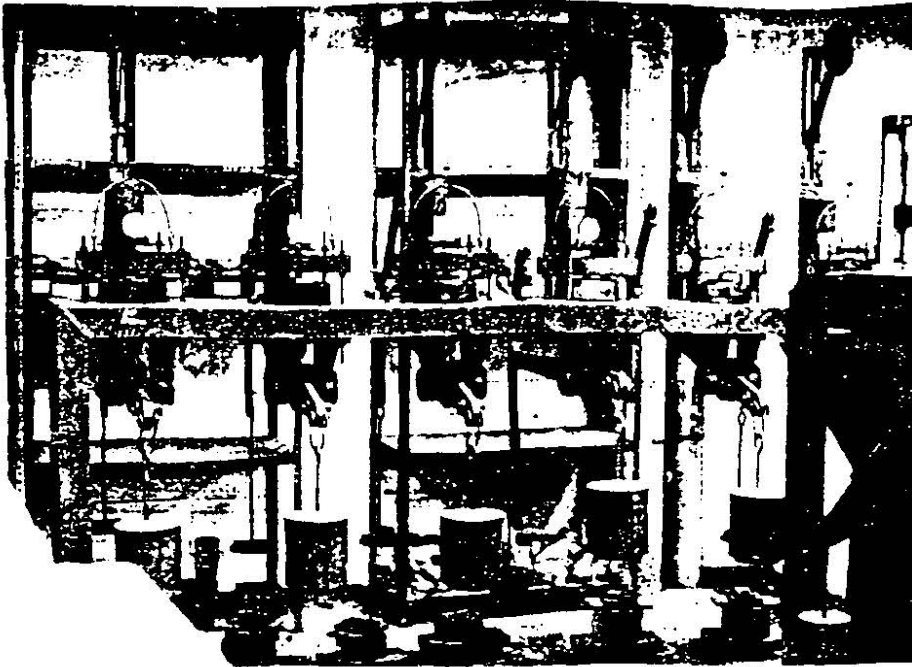


Figura 1-24. Detalle de la colocación de la muestra en el consolidómetro de anillo flotante.



Banco de consolidómetros

mación razonable, realizando la prueba de compresión confinada o de consolidación unidimensional (párrafo I-10) sobre especímenes representativos del suelo, extraídos en forma tan inalterada como sea posible. Se puede así calcular la magnitud y la velocidad de los asentamientos probables debidos a las cargas aplicadas.

Desde luego es cierto que en las pruebas de laboratorio hechas con muestras pequeñas se produce la consolidación en tiempos muy cortos, en comparación con el tiempo en que el estrato real de arcilla se consolidará bajo la carga de la estructura. De hecho, en la aplicación de las teorías a la práctica de la Mecánica de Suelos se supone que todas las constantes de consolidación son las mismas en el proceso rápido de laboratorio que en el mucho más lento que tiene lugar en la naturaleza. Si éste es el caso o no, no se sabe en la actualidad. Es posible que lo anterior sea uno de los factores que influyan en el hecho observado de que los asentamientos predichos sean mayores que los reales.

Una prueba de consolidación unidimensional estándar se realiza sobre una muestra labrada con forma de cilindro de pequeña altura en comparación al diámetro de la sección recta. La muestra se coloca en el interior de un anillo, generalmente de bronce, que le proporciona un completo confinamiento lateral. El anillo se pone entre dos piedras porosas, una en cada cara de la muestra; las piedras son de sección circular y de diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del anillo. El conjunto se coloca en la cazuela de un consolidómetro (Fig. I-24). El consolidómetro mostrado en dicha figura es del tipo "de anillo flotante", hoy principalmente usado y así llamado porque se puede desplazar durante la consolidación del suelo.

Por medio del marco de carga mostrado en la

Fig. I-24 se aplican cargas a la muestra, repartiéndolas uniformemente en toda su área con el dispositivo formado por la esfera metálica y la placa colocada sobre la piedra porosa superior. Un extensómetro apoyado en el marco de carga móvil y ligado a la cazuela fija, permite llevar un registro de las deformaciones en el suelo. Las cargas se aplican en incrementos, permitiendo que cada incremento obre por un espacio de tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero.

En cada incremento de carga se hacen lecturas en el extensómetro, para conocer la deformación correspondiente a diferentes tiempos. Los datos de estas lecturas se dibujan en una gráfica que tenga por abscisas los valores de los tiempos transcurridos, en escala logarítmica, y como ordenadas las correspondientes lecturas del extensómetro, en escala natural. Estas curvas se llaman de consolidación y se obtiene

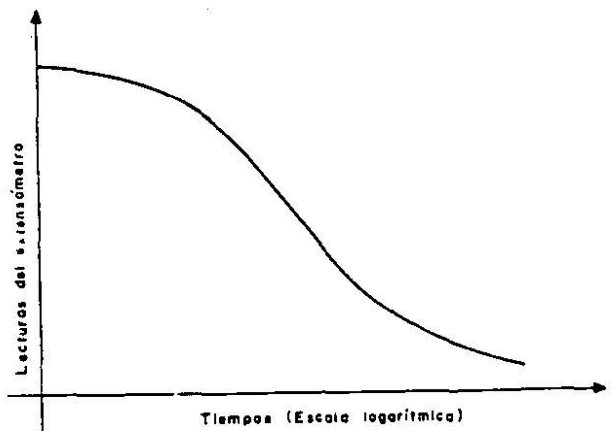


Figura I-25. Forma típica de la curva de consolidación en arcillas (fuera de escala).

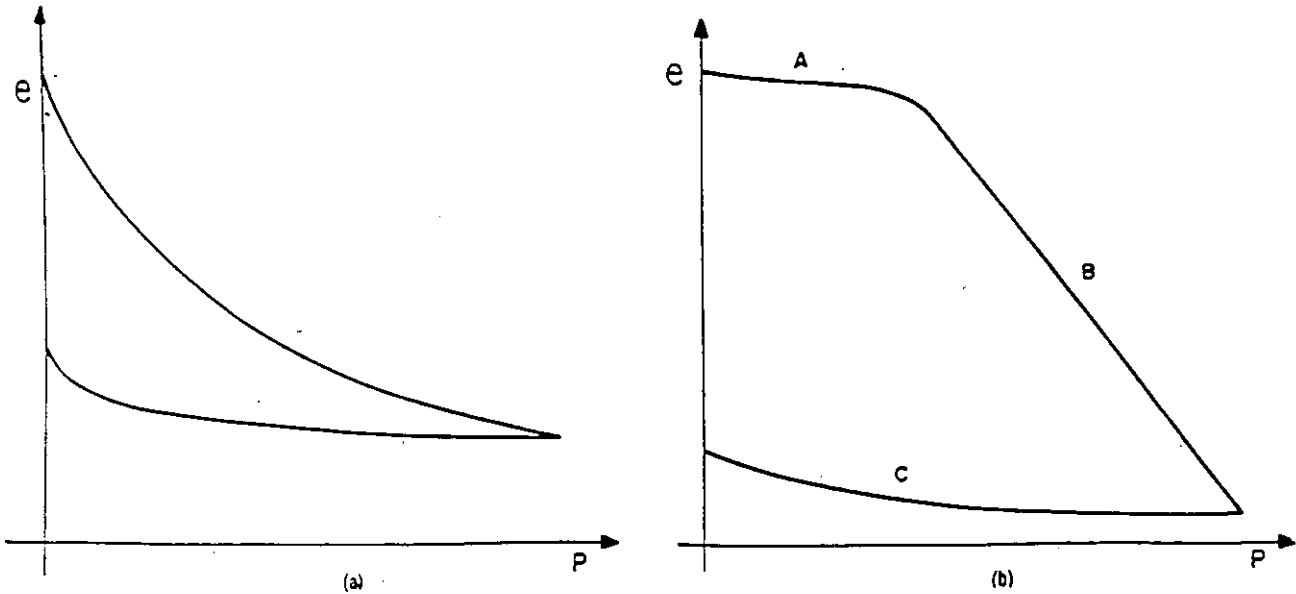


Figura I-26. Forma típica de compresibilidad en suelos compresibles. a) Representación aritmética. b) Representación semi-logarítmica.

una para cada incremento de carga aplicado. En la figura I-25 se muestra la forma típica (fuera de escala) de una de estas curvas.

Una vez que el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado, su relación de vacíos llega a un valor menor evidentemente que el inicial, y que puede determinarse a partir de los datos iniciales de la muestra y las lecturas del extensómetro. Así, para cada incremento de carga aplicado se tiene finalmente un valor de la relación de vacíos y otro de la presión correspondiente actuante sobre el espécimen. En suma, de toda la prueba, una vez aplicados todos los incrementos de carga, se tienen valores para constituir una gráfica en cuyas abscisas se ponen los valores de la presión actuante, en escala natural o logarítmica, y en cuyas ordenadas se anotan los correspondientes de  $e$  en escala natural. Estas curvas se llaman de compresibilidad y de ellas se obtiene una en cada prueba de consolidación completa. En la figura I-26 se muestran, fuera de escala, las formas típicas de estas curvas.

Generalmente en una curva de compresibilidad se definen tres tramos diferentes. El  $A$  (Fig. I-26.b) es un tramo curvo que comienza en forma casi horizontal y cuya curvatura es progresiva, alcanzando su máximo en la proximidad de su unión con el tramo  $B$ . El  $B$  es por lo general un tramo muy aproximadamente recto y con él se llega al final de la etapa de carga de la prueba, al aplicar el máximo incremento de carga, al cual corresponde la máxima presión sobre la muestra. A partir de este punto es común en la prueba de consolidación semeter al espécimen a una segunda etapa, ahora de descarga, en la que se le sujeta a cargas decrecientes, permaneciendo cada decremento el tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamen-

te a cero; en esta etapa se tiene una recuperación del espécimen, si bien éste nunca llega de nuevo a su relación de vacíos inicial; el tramo  $C$  de la figura I-26.b corresponde a esta segunda etapa, con el espécimen llevado a carga final nula, como es usual.

El tramo  $A$  de la curva de compresibilidad suele

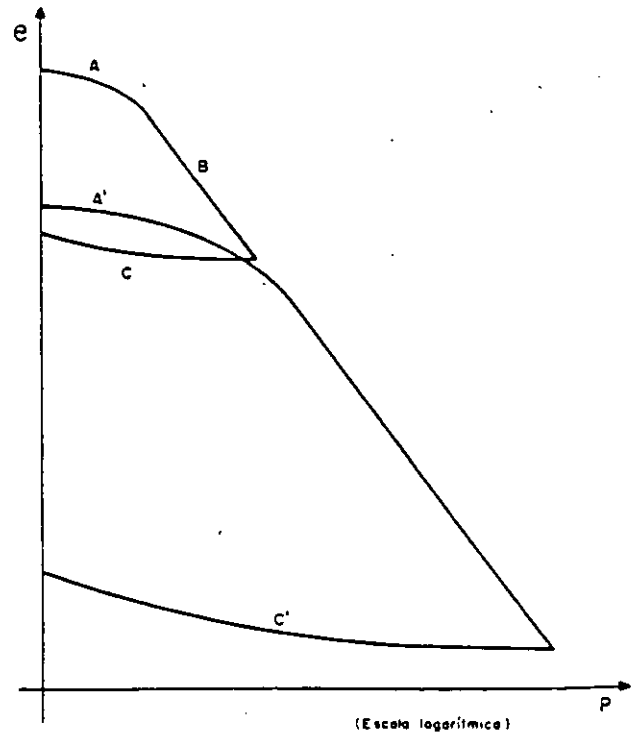


Figura I-27. Curvas de compresibilidad para dos procesos de carga y descarga consecutivos.

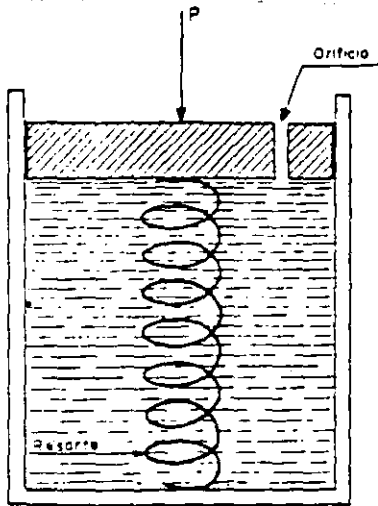


Figura 1-28. Esquema del modelo mecánico de Terzaghi para la compresión de la consolidación de suelos finos.

llamarse "tramo de recompresión"; el B, "tramo virgen", y el C "tramo de descarga". La razón de estos nombres se comprenderá con lo que sigue.

Considérese un experimento en el cual una muestra de arcilla se somete a un ciclo de carga y completa descarga, correspondiente a una prueba de consoli-

dación unidimensional y, de inmediato, una vez descargada, se vuelve a cargar, a una presión mayor que la máxima alcanzada en el primer ciclo; finalmente, la muestra vuelve a descargarse hasta retornar a la condición  $p = 0$ .

Haciendo caso omiso de algunos factores secundarios, la forma de las gráficas obtenidas en el laboratorio es la que aparece en la Fig. 1-27.

En la gráfica  $A' B' C'$ , correspondiente al segundo ciclo, son de notar los siguientes hechos. El tramo  $A'$ , de recompresión, se extiende ahora hasta la máxima presión a que se haya cargado al suelo en el ciclo anterior; mientras que el nuevo tramo virgen,  $B'$ , rápidamente se define como la prolongación del tramo virgen correspondiente al primer ciclo. El tramo de descarga,  $C'$  resulta similar al tramo C, primeramente obtenido.

De la posición relativa de los tramos  $A'$ ,  $B'$  y  $C'$ , del segundo ciclo de carga y descarga respecto a los A, B y C, del primer ciclo, puede concluirse que se produce un tramo de recompresión, tal como el  $A'$ , cuando se están aplicando a la muestra de suelo presiones que ésta ya ha soportado en una época anterior; mientras que un tramo virgen, tal como el  $B'$ , resulta al aplicar a la muestra presiones nunca antes soportadas. Resultan así lógicos los nombres adoptados para los diferentes tramos.

Cuando se someta una muestra de suelo natural

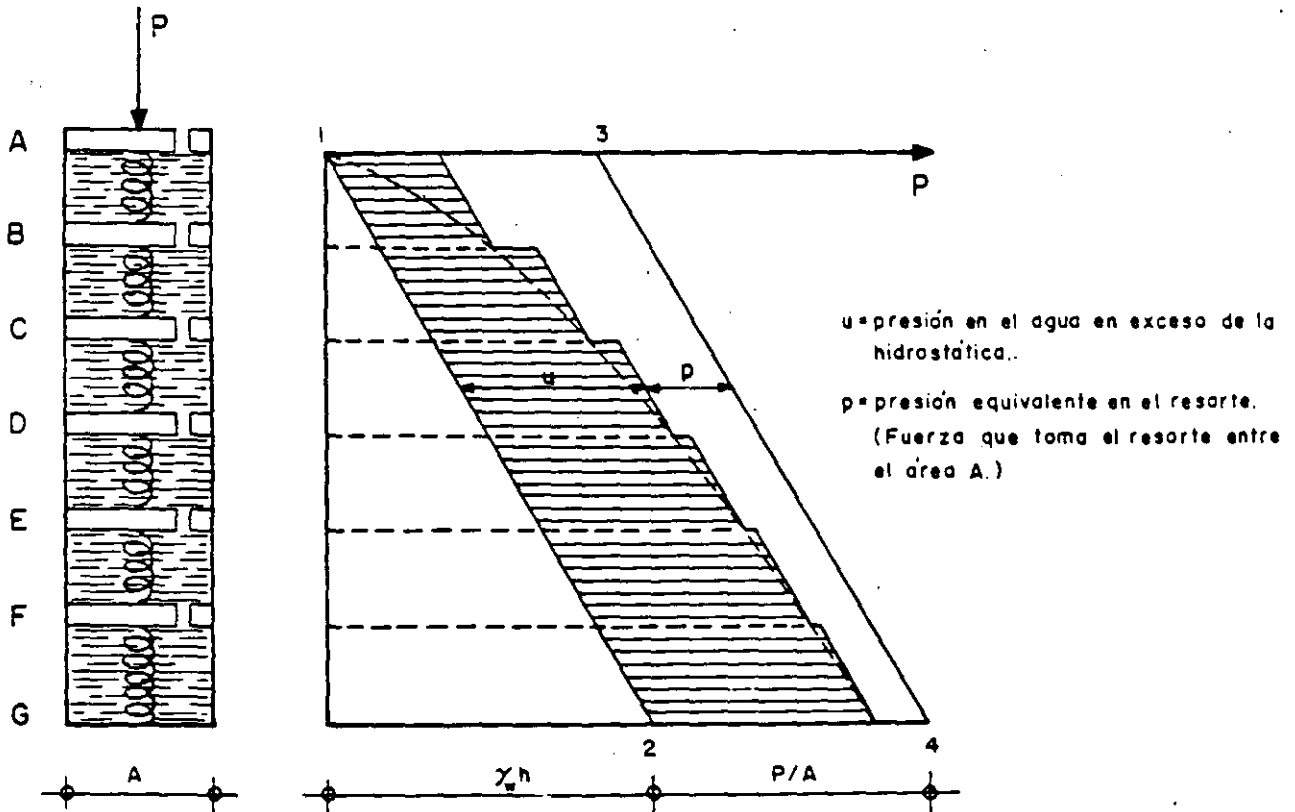


Figura 1-29. Esquema del modelo de Terzaghi, comprendiendo varias cámaras.

a un solo ciclo de carga y descarga, como es usual en una prueba normal de consolidación unidimensional y se obtenga una gráfica del tipo que aparece en la Fig. I-26.b, hay evidencia experimental suficiente para concluir que las presiones correspondientes al tramo A ya han sido aplicadas al suelo en otra época, mientras que las correspondientes al tramo B, son de magnitud mayor que las soportadas anteriormente.

A fin de obtener una concepción objetiva del proceso de consolidación unidimensional de suelos finos, se estudiará en primer lugar un modelo mecánico propuesto por Terzaghi, que es una modificación de un modelo originalmente sugerido con otros fines por Lord Kelvin.

Considérese un cilindro de área de sección recta  $A$ , provisto de un pistón sin fricción, con una pequeña perforación en él, tal como aparece en la Fig. I-28.

Al pistón lo soporta un resorte unido al fondo del cilindro y éste está totalmente lleno de un fluido incompresible. Si se coloca sobre el pistón una carga  $P$ , manteniendo el orificio cerrado, es evidente que el resorte no puede deformarse nada y, así, toda la carga  $P$  estará soportada por el fluido.

Pero si se permite que el fluido salga por el orificio, abriendo éste, también es evidente que habrá una transferencia gradual de carga del fluido al resorte; en efecto, entre el interior y el exterior del cilindro, en el orificio, habrá en un principio una diferencia de presión igual a  $P/A$ , que genera el gradiente necesario para que el fluido salga por el orificio, permitiendo la deformación del resorte, que tomará carga de acuerdo con la ley de Hooke. La velocidad de transferencia depende del tamaño del orificio y de la viscosidad del fluido. Es claro que si se permite al resorte una deformación suficientemente grande, se logrará que la totalidad de la carga  $P$  quede soportada por él, volviendo el fluido a sus condiciones anteriores a la aplicación de  $P$ .

Si en lugar de un cilindro con su resorte se considera ahora una serie de cilindros comunicados

como se muestra en la Fig. I-29, la distribución inicial de presiones en el agua será lineal (línea 1-2 de la Fig. I-29). No habrá en el fluido ninguna tendencia a moverse, si se desprecia el peso propio de los pistones y resortes o si se considera que el dispositivo llegó al equilibrio en el comienzo del experimento. Si se aplica bruscamente una carga  $P$  al primer pistón, en el primer momento el fluido deberá soportarla totalmente, generándose en él una presión en exceso de la hidrostática, que se transmite con igual valor a cualquier profundidad. El nuevo diagrama de presiones en el fluido será ahora la línea 3-4 de la Fig. I-29. No existe aún ningún gradiente hidráulico que tienda a producir un movimiento del fluido, si se exceptúa el orificio superior, que está en las condiciones antes analizadas para el caso de una sola cámara. La diferencia de presiones en dicho orificio ( $P/A$ ) crea un gradiente hidráulico que produce un flujo del fluido, hacia afuera de la primera cámara; tan pronto como se inicia ese flujo, la presión en el fluido de la primera cámara disminuye, transfiriéndose simultáneamente una parte de la carga al resorte. La reducción de la presión del fluido en la primera cámara causa, por diferencia con la segunda, un desnivel de presiones en el segundo orificio, por lo cual el fluido tenderá a pasar de la segunda a la primera cámara. Como consecuencia, disminuye también la presión del fluido en la segunda cámara, transmitiéndose así la tendencia al flujo a las cámaras inferiores. El fin del proceso será, obviamente, el momento en que la presión en el fluido vuelva a la condición hidrostática, estando la carga  $P$  totalmente soportada por los resortes.

En cualquier instante ( $t$ ) después de la aplicación de la carga ( $P$ ), la distribución de presiones del fluido y los resortes,  $u$  y  $p$  respectivamente, es la que se indica con la línea quebrada que aparece en la ya citada Fig. I-29. Nótese que en cada cámara la presión en el fluido sigue una ley lineal y que las discontinuidades en la presión, representadas por

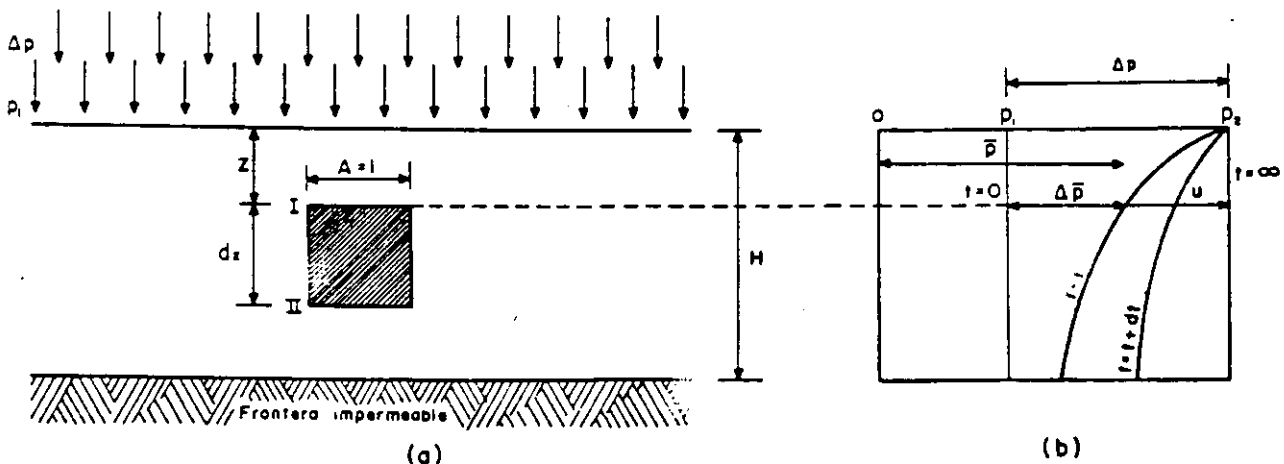


Figura I-30. Estrato de suelo de extensión infinita sometido a un proceso de consolidación unidimensional.



los tramos horizontales, se producen solamente en los orificios. Conforme el tiempo pasa, la línea quebrada se desplaza continuamente hacia la izquierda.

Si el volumen de las cámaras se considera muy pequeño y el número de ellas muy grande, el modelo se acercará a la condición que prevalece en los suelos. La línea quebrada que representa la distribución de presión en un número pequeño de cámaras tenderá a convertirse en una curva continua a medida que el número de cámaras aumente. (Curva de trazo discontinuo en la Fig. I-29.)

En el suelo, la estructuración de las partículas sólidas puede considerarse representada por los resortes del modelo, el agua intersticial libre por el fluido incomprensible de las cámaras y los capilículos capilares por los orificios de los émbolos.

Considérese ahora un estrato de suelo de extensión infinita según un plano horizontal y de un espesor,  $H$ , tal que pueda considerarse despreciable la presión debida al peso propio del suelo y del agua del mismo, en comparación a las presiones producidas por las cargas aplicadas. (Fig. I-30.)

Se supondrá que el agua sólo puede drenarse por la frontera superior del estrato, al cual se considera confinado inferiormente por una frontera impermeable. El estrato ha estado sometido a una presión  $p_1$  durante el tiempo suficiente para consolidarse totalmente bajo esa presión. Considérese que en las condiciones anteriores se aplica al estrato un incremento de presión  $\Delta p$ . La presión total sobre el estrato será  $p_2 = p_1 + \Delta p$ . Inmediatamente después de aplicar el incremento de carga, éste se soporta íntegramente por el agua intersticial, que adquirirá por lo tanto una presión en exceso de la hidrostática (a lo largo de todo el espesor  $H$ ), igual a  $\Delta p$ , como se muestra en la Fig. I-30. b.

Al cabo de un tiempo  $t$  habrá escapado cierta cantidad de agua por la superficie superior y, consecuentemente, parte del exceso de presión hidrostática se habrá transferido a la estructura sólida del suelo ( $\Delta \bar{p}$ ). La distribución de la presión entre la estructura del suelo y el agua intersticial ( $\bar{p} = p_1 + \Delta \bar{p}$  y  $u$ , respectivamente) queda representada por la curva  $t = t$  en la misma I-30. b.

Es evidente que

$$\Delta p = \Delta \bar{p} + u \quad (1-36)$$

y la ecuación anterior es válida en cualquier instante,  $t$  y a cualquier profundidad,  $z$ . En un instante posterior,  $t + dt$ , la nueva distribución de presiones aparece también en la Fig. I-30. b. En esta figura se puede ver que tanto la presión  $\Delta \bar{p}$ , en la estructura del suelo, como la  $u$ , en el agua intersticial, son funciones de la profundidad,  $z$ , y el tiempo  $t$ . Puede escribirse

$$u = f(z, t) \quad (1-37)$$

Por lo tanto,

$$\Delta \bar{p} = \Delta p - u = \Delta p - f(z, t) \quad (1-38)$$

Esta ecuación expresa el progreso del fenómeno de la consolidación unidimensional, con flujo vertical.

La ecuación (1-37) tiene solución matemática bajo la forma de la ecuación diferencial (Ref. 17):

$$\frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (1-39)$$

que se ha llamado ecuación diferencial del proceso de consolidación unidimensional con flujo de agua sólo vertical, pues se planteó y dedujo bajo tales hipótesis.

En ella:

$k$ , es el coeficiente de permeabilidad del suelo.

$e$ , es la relación de vacíos del suelo (antes de iniciarse el proceso de consolidación).

$a_v$ , es el coeficiente de compresibilidad del suelo.

$$a_v = \frac{de}{d\bar{p}} = \frac{\Delta e}{\Delta \bar{p}} \quad (1-40)$$

Este coeficiente expresa el cambio de la relación de vacíos para un incremento dado de la presión efectiva; es la pendiente de la curva de compresibilidad (Fig. I-26). A partir del coeficiente  $a_v$  se define:

$$m_v = \frac{a_v}{1+e} \quad (1-41)$$

llamado coeficiente de variación volumétrica, que expresa la compresibilidad del suelo, relacionándola con el volumen inicial (Ref. 17).

Finalmente, la expresión

$$\frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} = C_v \quad (1-42)$$

define el llamado coeficiente de consolidación del suelo.

Para llegar a una solución manejable, la ecuación (1-39) ha de resolverse para las condiciones iniciales y de frontera del problema particular de que se trate.

La solución que se menciona en lo que sigue considera que la presión  $\Delta \bar{p}$  que produce la consolidación de un estrato de espesor  $H$ , es constante en todo el espesor (la solución es también aplicable a una repartición triangular de la presión). Dicha solución es (Ref. 17):

$$u = \Delta \bar{p} \sum_{n=0}^{n=\infty} \left\{ \frac{4}{(2n+1)\pi} \text{sen} \left[ \frac{(2n+1)\pi}{2} \frac{z}{H} \right] e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2 C_v}{4H^2} t} \right\} \quad (1-43)$$

Donde:

$u$ : es la presión que tiene el agua por arriba de la hidrostática, en punto del estrato a la profundidad  $z$  y en el instante  $t$  del proceso de consolidación.

$z$ : es la profundidad del punto dentro del estrato en que se calcula  $u$ .

$h$ : es el espesor del estrato que se consolida.

$t$ : es el instante del proceso de consolidación en que se mide  $u$ .

$e$ : es el número base de los logaritmos neperianos.

Naturalmente, la ecuación (1-43) no es manejable para la solución de un problema práctico. Para transformarla en una expresión que sí se pueda utilizar en un cálculo sencillo, es preciso definir los siguientes dos conceptos importantes.

a) Grado de consolidación de un estrato sometido a un proceso de consolidación, en un instante in-

termedio del proceso,  $t$ , es la relación entre la consolidación que ha tenido lugar en ese tiempo y la total que haya de producirse. Se representa por  $U$ .

En la Ref. 17 se demuestra que el grado de consolidación así definido resulta ser

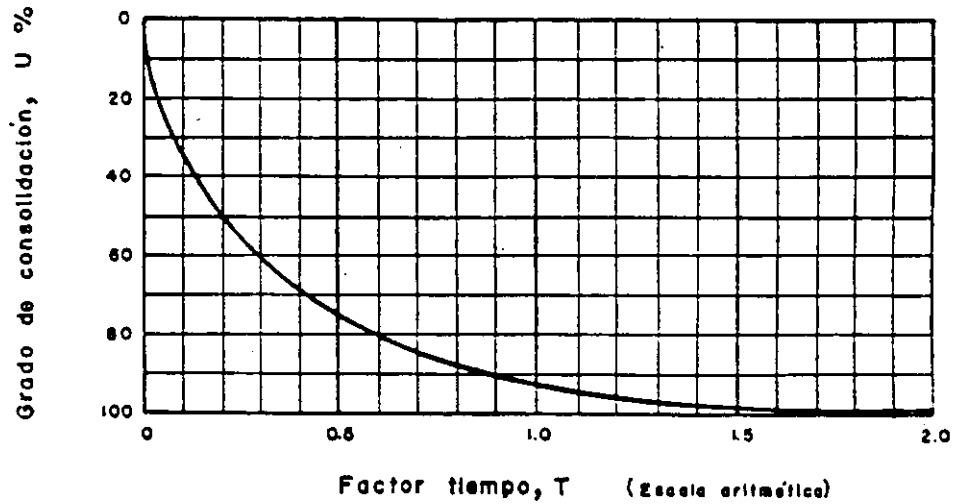
$$U(\%) = 100 \left[ 1 - \frac{\int_0^{zH} u dz}{\Delta p \cdot 2H} \right] \quad (1-44)$$

donde  $u$  está dado por la expresión (1-43).

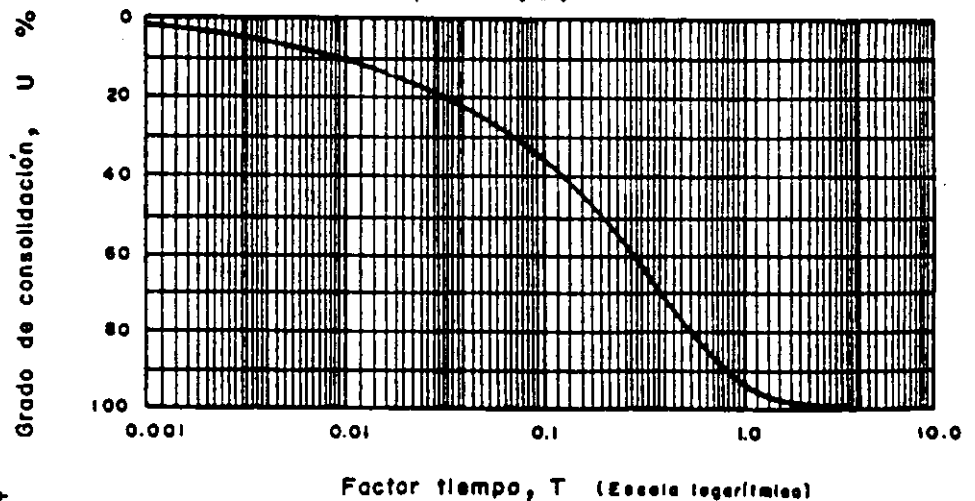
b) Factor tiempo,  $T$ , es la magnitud adimensional:

$$T = \frac{C_v}{H^2} t \quad (1-45)$$

Con estas definiciones, substituyendo la expresión



(a)



(b)

Figura 1-31. Curvas teóricas de consolidación. a) Trazado aritmético. b) Trazado semi-logarítmico.

(1-45) en la (1-43) y el resultado de tal operación en la (1-44), se tiene:

$$U (\%) = 100 \left[ 1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{8}{(2n+1)^2 \pi^2} e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2}{4} T} \right] \quad (1-46)$$

La expresión (1-46) establece la relación entre el grado de consolidación del estrato y el factor tiempo, y es la expresión conclusiva de la Teoría de la Consolidación Unidimensional de Terzaghi.

A partir de la expresión (1-46), dando valores a  $T$  y calculando la correspondiente de  $U$ , resulta la relación anotada en la tabla 1-1 y representada en la Fig. I-31.

La Teoría de la Consolidación Unidimensional, que desemboca en la relación expresada en la ecuación (1-46), en la tabla 1-1 o en la Fig. I-31, está obtenida bajo las siguientes hipótesis (Ref. 17):

a) El suelo se deforma en una sola dirección, por ejemplo la vertical.

b) El flujo del agua ocurre sólo en la dirección vertical.

c) Es válida la ley de Darcy.

d) El suelo está totalmente saturado.

e) El agua y las partículas minerales del suelo son incompresibles, al ser consideradas individualmente.

f) La variación en espesor del estrato es lo suficientemente pequeña como para que un valor dado de la variable  $z$  pueda suponerse constante durante todo el proceso de consolidación.

g)  $\Delta \bar{p}$  es constante en el estrato.

h) El coeficiente de consolidación,  $C_v$ , es constante durante todo el proceso de consolidación.

i) En el momento en que se hace una aplicación práctica de la Teoría de la Consolidación al cálculo de un asentamiento, obteniendo los parámetros de comportamiento del suelo (por ejemplo, el  $C_v$ ) de una prueba de compresión no confinada efectuada en el laboratorio, se acepta que estos parámetros tienen en el fenómeno real los mismos valores que en la prueba, lo que equivale a aceptar la plena representatividad de la prueba y a despreciar todos los efectos de escala entre prueba y realidad.

El conjunto de las hipótesis anteriores señala el campo de aplicabilidad de la Teoría de Terzaghi. Ya se comentó que las hipótesis (a) y (b) son razonables en estratos de gran extensión y mucho menor espesor, pero naturalmente no se puede hablar de flujo vertical únicamente, si la masa de suelo en consolidación bajo carga tiene dimensiones del mismo orden en las tres direcciones del espacio; incidentalmente, puede señalarse que en la Ref. 17 se estudia la extensión de la Teoría de la Consolidación a casos de flujo bi y tridimensional.

TABLA 1-1

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

La hipótesis (c) probablemente se ajusta bastante a lo que sucede en los suelos finos cohesivos.

Las hipótesis (d) y (e) seguramente no inducen errores muy graves en las aplicaciones de la teoría a suelos muy finos (arcillosos) situados bajo el nivel freático (como suele ser el caso de los suelos transportados y depositados en zonas lacustres, fluviales o marinas); sin embargo, hay dudas sobre lo que puedan deformarse y romperse los cristales de suelo, bajo las altas presiones que en realidad actúan entre sus puntos de contacto.

La importancia de las hipótesis sólo puede juzgarse comparando las predicciones de la teoría que las contiene, con las observaciones reales; de hecho, en este caso particular, los resultados de la Teoría de la Consolidación ha demostrado muchas veces su excelencia para predecir el comportamiento de la mayoría de las arcillas, dentro de la aproximación ingenieril.

En la Ref. 17 se presentan ligeras variantes de la teoría aquí expuesta para el caso de distribuciones de la presión exterior dentro del estrato diferente de la uniforme, que es la que se ha considerado.

Se vio que el factor tiempo se definía como

$$T = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \frac{t}{H^2} \quad (1-47)$$

Esta ecuación puede escribirse:

$$t = \frac{a_v \gamma_w H^2}{k(1+e)} T \quad (1-48)$$

De la expresión anterior pueden deducirse algunos hechos de significación:

a) Si todos los demás factores permanecen constantes, el tiempo necesario para alcanzar un cierto grado de consolidación, correspondiente a un factor tiempo dado, varía en forma directamente proporcional al cuadrado del espesor efectivo del estrato. En realidad, este punto merece una disgresión. El espesor del estrato que gobierna la evolución de un proceso de consolidación unidimensional con flujo de agua vertical, es la trayectoria física real que el agua tiene que recorrer para abandonar el estrato. Si el estrato tiene una frontera impermeable, dicha trayectoria, llamada espesor efectivo, coincide con el espesor real del estrato (Fig. 1-32.a). Si el estrato está drenado por ambas caras, superior e inferior, la máxima trayectoria del agua al drenarse es el semiespesor real del estrato de suelo, o sea que el espesor efectivo es la mitad del real (Fig. 1-32.b). En las fórmulas de la Teoría de Consolidación Unidimensional la  $H$  que figura es siempre el espesor efectivo en lo referente al tiempo de consolidación.

Si dos estratos del mismo material tienen diferentes espesores efectivos  $H_1$  y  $H_2$ , los periodos  $t_1$  y  $t_2$  necesarios para que cada estrato alcance un cierto grado de consolidación, están relacionados como sigue:

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{H_1^2}{H_2^2} \quad (1-49)$$

b) Si todos los demás factores permanecen constantes, el tiempo,  $t$ , necesario para que un suelo alcance un cierto grado de consolidación es inversamente proporcional al coeficiente de permeabilidad  $k$ . Por lo tanto, si dos estratos del mismo espesor efectivo tienen permeabilidades diferentes,  $k_1$  y  $k_2$ , respectivamente, los tiempos necesarios para que cada estrato alcance un cierto grado de consolidación, se relacionan:

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{k_2}{k_1} \quad (1-50)$$

c) Si todos los demás factores permanecen constantes, el tiempo necesario para que un suelo alcance un cierto grado de consolidación es directamente proporcional al coeficiente de compresibilidad  $a_v$ . Por lo tanto, si se consideran dos estratos del mismo espesor efectivo, pero de coeficientes de compresibilidad diferentes,  $a_{v1}$  y  $a_{v2}$ , los tiempos,  $t_1$  y  $t_2$ , necesarios para que cada estrato alcance el mismo grado de consolidación, están relacionados como sigue:

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{a_{v1}}{a_{v2}} \quad (1-51)$$

Al hacer a una muestra de suelo una prueba de consolidación se obtienen curvas de consolidación para cada uno de los incrementos de carga aplicados. Ya se vio que estas curvas relacionan las lecturas realizadas en un micrómetro con los correspondientes tiempos.

Por otra parte, como resultado de una aplicación estricta de la Teoría de Terzaghi, se ha obtenido una curva teórica  $U (\%) - T$ , en donde  $T$  es el factor tiempo, que involucra a todas las variables que afectan el progreso del proceso de consolidación.

Desde luego  $T$  y  $t$  son directamente proporcionales para una muestra dada, en una cierta condición de carga.

Si se imagina, además, que el suelo sigue rigurosamente los requerimientos de la teoría, el grado de consolidación y las lecturas micrométricas estarían también relacionadas por una ley lineal de proporcionalidad, puesto que, en tales condiciones, a un 50% de consolidación, por ejemplo, está asociada la mitad de la deformación del suelo. Así pues, si un suelo sigue la Teoría de Terzaghi, la curva teórica  $U (\%) - T$  y las curvas de consolidación de laboratorio deberán ser semejantes, difiriendo únicamente en el módulo de las escalas empleadas. Incidente-

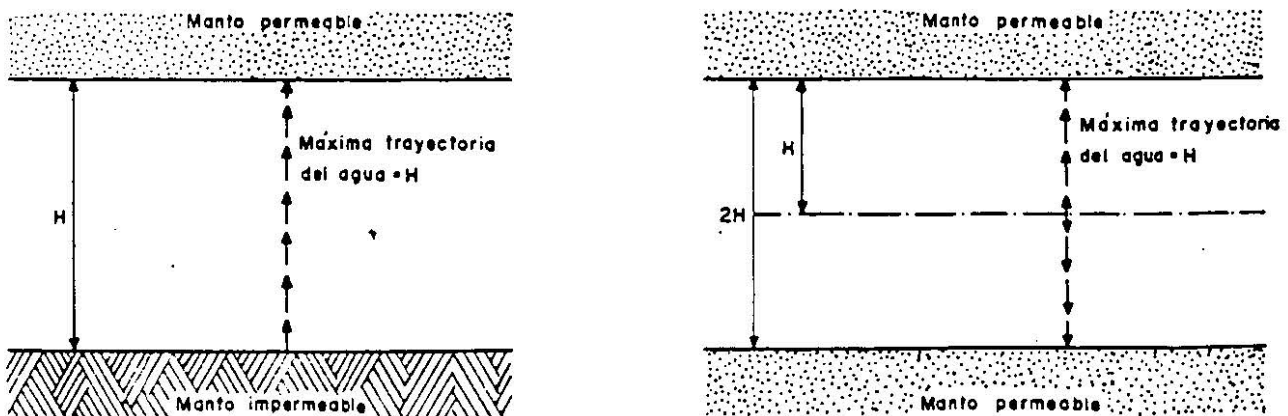


Figura 1-32. Esquemas que ilustran el concepto de espesor efectivo que gobierna el tiempo de consolidación.

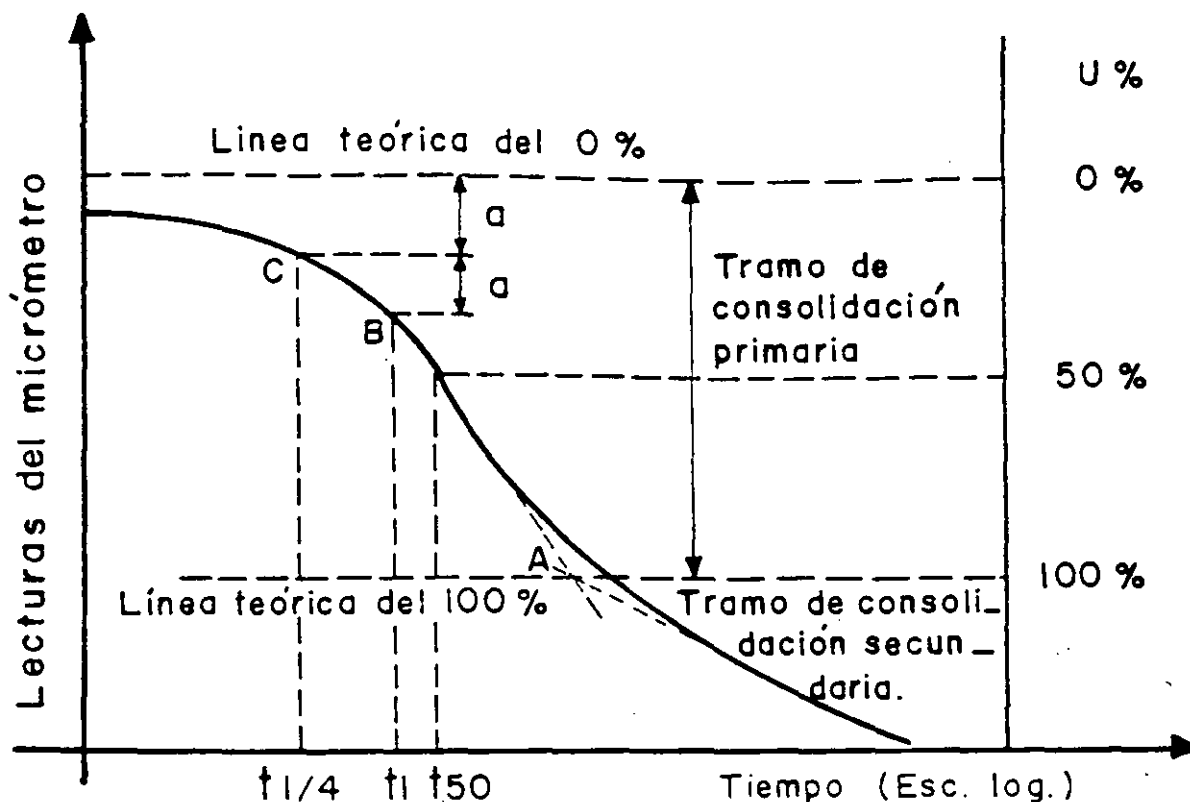


Figura I-33. Determinación de 0% y del 100% de consolidación primaria en una curva de consolidación.

talmente, lo que las curvas de consolidación se apartan de la forma teórica ofrece una medida simple para calificar lo que ese suelo se aparta de un comportamiento estrictamente apegado a la Teoría de Terzaghi.

Por lo tanto, si el suelo se apega a la teoría será posible lograr que las dos curvas coincidan totalmente, a condición de modificar la escala de las curvas prácticas en la proporción conveniente.

En realidad, ningún suelo sigue estrictamente la curva teórica, y para comparar una curva observada con la teórica, debe, en primer lugar, definirse en qué punto de la curva de consolidación se supondrá el 0% y el 100% de consolidación, para ajustar la escala  $U$  (%) con la de lecturas micrométricas.

Si el suelo contiene algo de aire o si la muestra no se ajusta perfectamente al anillo, existirá una deformación rápida inmediatamente después de la aplicación del incremento de carga. Observando las lecturas del micrómetro no puede definirse si las primeras deformaciones se deben a esos ajustes rápidos o representan ya el inicio del fenómeno de consolidación. Afortunadamente, la curva de consolidación para la primera mitad del proceso es prácticamente una parábola y puede determinarse un 0% "teórico" por la aplicación de una propiedad simple de tales curvas.

Más difícil es la determinación del punto teóricamente correspondiente al 100% de consolidación

primaria. De los varios métodos propuestos para ello, se menciona a continuación uno debido al doctor A. Casagrande que requiere el trazo de la curva de consolidación en forma semilogarítmica (Fig. I-33).

En trazado semilogarítmico, la curva de consolidación presenta la ventaja de que en ella se define por un tramo recto, generalmente muy preciso, la parte en donde la consolidación secundaria<sup>1</sup> ya se hace notable. Esto permite definir, por simple inspección, la zona en que la consolidación primaria se completa: prácticamente hablando, esta zona es la correspondiente a la transición entre la parte inclinada de amplia curvatura y el tramo recto final (véase la Fig. I-33). Empíricamente se ha observado (A. Casagrande) que un punto (A) obtenido como la intersección del tramo recto de compresión secundaria y de la tangente a la parte curva en su punto de inflexión, representa tolerablemente la línea práctica divisoria entre la consolidación primaria y la secundaria, es decir, el 100% de consolidación primaria.

Como el efecto secundario se presenta desde el principio de la prueba, realmente no es posible fijar un punto específico en el cual el efecto primario termine y aquél empiece. Por lo tanto, hasta cierto punto, la definición anterior del 100% de consolidación es arbitraria. En la primera parte del desarro-

<sup>1</sup> Esta consolidación se define más adelante en este mismo párrafo.

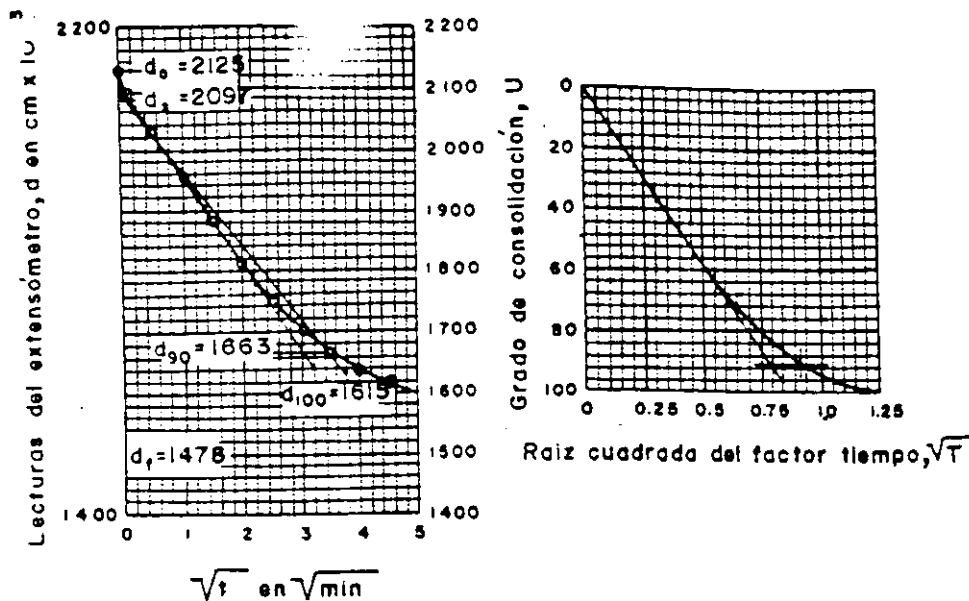


Figura I-34. Método de Taylor para el cálculo de los valores de  $C_v$ .

llo de la curva de consolidación, el efecto secundario no es aún muy notorio y por esta razón se encuentra que la relación parabólica, ya mencionada, es correcta dentro de una aproximación razonable. La línea del 0% de consolidación puede ahora encontrarse como sigue (Fig. I-33).

Escójase un tiempo arbitrario,  $t_1$ , tal que el punto correspondiente,  $B$ , en la curva observada esté situado, de un modo notorio, antes del 50% de consolidación. Obténgase el punto  $C$ , correspondiente a un tiempo  $t_1/4$  y determinese la diferencia de ordenadas,  $a$ , de los dos puntos.

Puesto que entre esos dos puntos hay una relación de abscisas de 4 y puesto que se advierte que son puntos de una parábola, se sigue que su relación de ordenadas ha de ser de  $\sqrt{4} = 2$ . Es decir, el origen de la parábola está a una distancia  $a$  arriba de  $C$ . Es aconsejable repetir esta construcción simple varias veces, partiendo de puntos diferentes y situar el 0% de consolidación a una elevación promedio de las obtenidas.

En la Fig. I-33 puede verse en la parte derecha la escala  $U$  (%) trazada a partir de los límites encontrados. Es así evidente el modo de encontrar el tiempo necesario para que la muestra de suelo alcance, por ejemplo, el 50% de consolidación. (Este valor del tiempo,  $t_{50}$ , juega un papel de interés en cálculos que se detallarán posteriormente.)

Nótese que toda la construcción anterior depende, en principio, de que puede situarse la escala  $U$  (%) en las diferentes curvas de consolidación, o sea de poder determinar en éstas el 0 y el 100% de consolidación primaria. Esto, a su vez, depende de

que la forma de la curva de consolidación se apege a la curva teórica, de modo que se definan los quiebres y las inflexiones necesarias. Desgraciadamente esto no siempre sucede en la práctica y muchas veces la forma de las curvas obtenidas en el labora-

torio es totalmente inapropiada para efectuar las debidas construcciones. D. W. Taylor ha desarrollado un método alternativo para el cálculo de los coeficientes de consolidación que da buen resultado en muchos casos en que falla el anteriormente descrito.

El método exige el trazado de la curva teórica en unos ejes en los que se usan como ordenadas los valores de  $U$  (%) y como abscisas los valores de  $\sqrt{T}$  (Fig. I-34.a).

La curva teórica resulta una recta hasta un punto cercano al 60% de consolidación, como debe suceder teniendo en cuenta que es aproximadamente parabólica en ese intervalo.

De la tabla de valores, ya obtenida,  $U$  (%) -  $T$ , puede determinarse que la abscisa de la curva es 1.15 veces la correspondiente a la prolongación del tramo recto, para una ordenada de 90% de consolidación. Esta característica se usa en la curva de consolidación obtenida en el laboratorio, para encontrar el 90% de consolidación. En la Fig. I-34.b se muestra una forma típica de curva real en representación de lecturas micrométricas -  $\sqrt{t}$ . Prolongando el tramo recto puede tenerse una línea trazada con suficiente precisión. A continuación trácese otra recta con sus abscisas 1.15 veces corridas hacia la derecha, respecto a la anterior. Esta segunda línea corta a la curva de consolidación de un punto al que corresponde el 90% de consolidación primaria. Nótese que la prolongación del tramo recto de la curva de laboratorio corta el origen de ordenadas en un punto que debe considerarse como el 0% de consolidación primaria y de este punto debe partir la segunda recta mencionada.

Usando esta construcción conviene calcular el  $C_v$  con la expresión

$$C_v = \frac{T_{90}}{t_{90}} H^2 = \frac{0.848 H^2}{t_{90}} \quad (1-52)$$

De las ideas expuestas y de la similitud de forma de las curvas obtenidas en los sucesivos ciclos de carga (Fig. I-27), se deduce que en una zona cercana al quiebre o transición de la curva de recompresión a la virgen, debe estar la máxima presión que el suelo ha soportado antes del desarrollo de ese ciclo de carga. Esta presión, que representa la máxima que el suelo ha soportado en su historia geológica, antes de la ejecución de la prueba a que se le esté sometiendo al obtener sus curvas de compresibilidad, se denomina su carga de preconsolidación y juega un papel muy importante en las aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Sin embargo, la transición del tramo de recompresión al virgen no es brusca sino gradual, y no se puede determinar a simple vista la presión con que comienza el segundo tramo mencionado. El doctor A. Casagrande ha desarrollado un procedimiento empírico para la determinación de la carga de preconsolidación ( $p_c$ ), que ha demostrado ser de eficiencia suficiente para los fines prácticos. El método se ilustra en la Fig. I-35.

Obtenida la curva de compresibilidad en una prueba de consolidación, determinese, en primer lugar, el punto de máxima curvatura ( $T$ ) en la zona de transición entre el tramo de recompresión (II) y el virgen (I). Por  $T$  trázese una horizontal ( $h$ ) y una tangente a la curva ( $t$ ). Determinese la bisectriz ( $c$ ) del ángulo formado por las rectas  $h$  y  $t$ . Prolónguese el tramo virgen hacia arriba, hasta interceptar a la bisectriz. Ese punto de intersección ( $C$ ) tiene como abscisa, aproximadamente, la carga de preconsolidación ( $p_c$ ) del suelo.

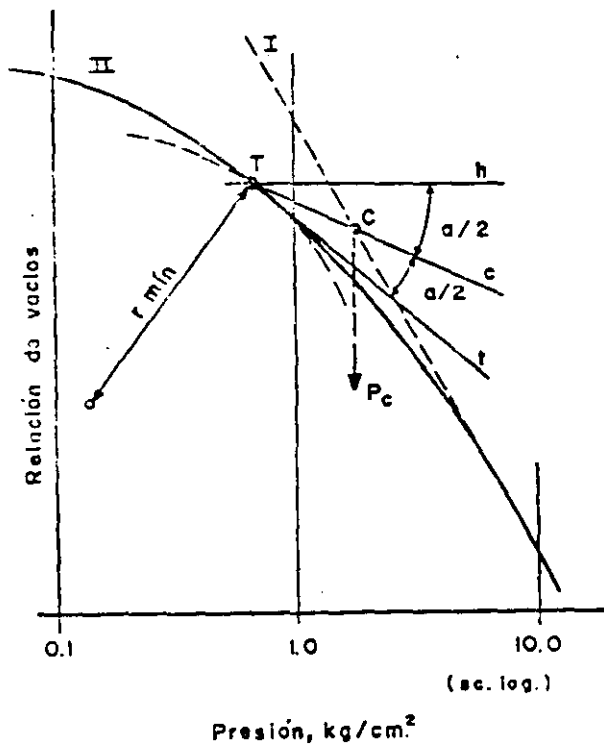


Figura I-35. Determinación de la carga de preconsolidación.

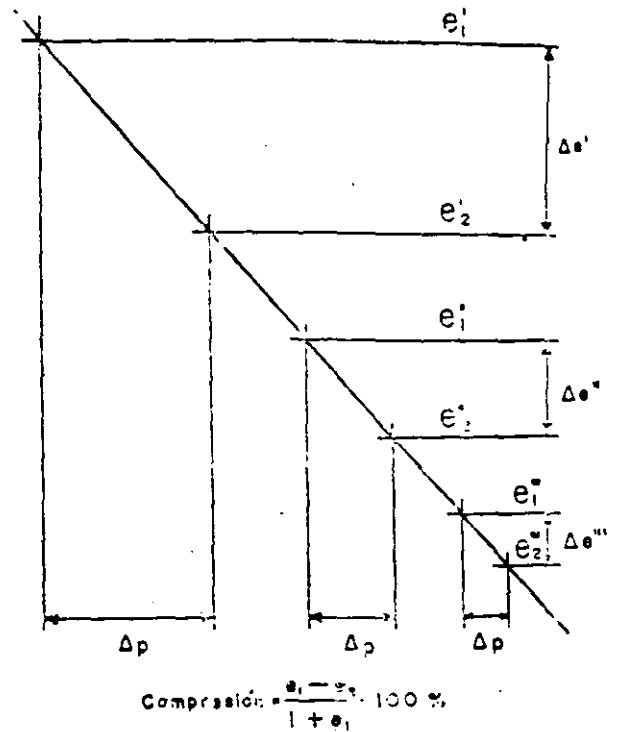


Figura I-36. Esquema que muestra la disminución del asentamiento a mayor  $p_1$  inicial.

La aplicación práctica más importante del concepto carga de preconsolidación radica en el análisis de asentamientos; el conocimiento de tal carga puede ser también de importancia en investigaciones geológicas.

Es un hecho afortunado el que en trazado semi-logarítmico la pendiente del tramo virgen de la curva de compresibilidad no se vea afectada de un modo

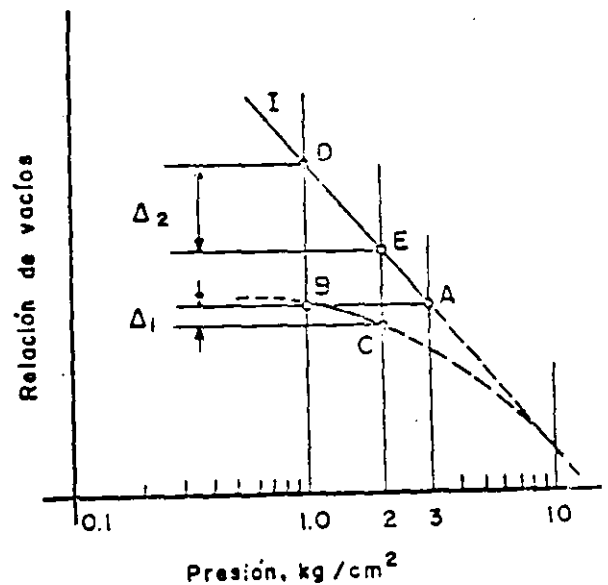


Figura I-37. Influencia de la carga de preconsolidación en el cálculo de asentamientos.

muy notable por las expansiones u otras deformaciones menores de la muestra. De ahí se sigue que si el suelo está totalmente consolidado bajo una presión actual ( $p_1$ , usualmente el peso propio del material sobreyacente), la consolidación adicional bajo un incremento de carga  $\Delta p$  cualquiera puede calcularse con la expresión sencilla

$$\Delta H = \frac{e_1 - e}{1 + e_1} H$$

en donde  $H$  es el espesor total del estrato de suelo. Puede verse en la Fig. I-36 que en el trazado semi-logarítmico el monto del asentamiento total bajo un incremento de presión  $\Delta p$ , es menor cuanto mayor es la presión efectiva inicial ( $p_1$ ).

Si el máximo espesor de tierra sobreyacente que el suelo haya soportado a lo largo de su historia geológica se hubiese erosionado parcialmente, el asentamiento debido al incremento de carga resultará mucho menor, independientemente del hecho de que la curva de compresión virgen permanezca inalterada. Por ejemplo (Fig. I-37), si un estrato de arcilla ha soportado alguna vez un colchón que le haya comunicado una presión de 3 kg/cm<sup>2</sup>, que después se haya reducido a 1 kg/cm<sup>2</sup> por erosión y posteriormente aumentado hasta 2 kg/cm<sup>2</sup> por la construcción de una estructura, la compresión bajo la estructura tendrá lugar siguiendo la ley entre  $B$  y  $C$ , de la curva de compresibilidad del suelo; esto produce  $\Delta_1$ . Por lo contrario, si el suelo sólo se hubiese consolidado bajo su carga actual 1 kg/cm<sup>2</sup>, la ley seguida hubiese sido la que ocurre entre  $D$  y  $E$ , que conduce a la compresión  $\Delta_2$ , mucho mayor. Este ejemplo debe ser suficiente para comprender la importancia del concepto carga de preconsolidación, en el análisis de asentamientos.

### B Asentamientos y expansiones

La aplicación más útil de la Teoría de Consolidación unidimensional y de las ideas expuestas sobre compresibilidad de suelos cohesivos es el cálculo del

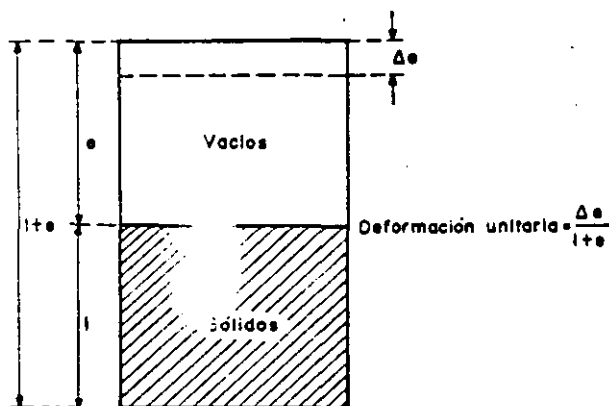


Figura I-38. Esquema que ilustra la obtención del asentamiento total de un estrato de suelo.

asentamiento total que un estrato arcilloso sufrirá al recibir una sollicitación exterior y el análisis de la evolución de ese asentamiento con el tiempo, ambas cosas igualmente importantes para el ingeniero de vías terrestres. La magnitud del asentamiento total es de importancia obvia; baste decir que su cálculo podrá indicar, por ejemplo, cuánto se hundirá un terraplén cimentado sobre arcilla blanda o cuánto se hundirá el puente al que tal terraplén sirve de acceso, según se elija para éste uno u otro tipo de cimentación, de todos los que puedan usarse.

La evolución del asentamiento con el tiempo es el otro dato imprescindible del ingeniero que ha de preocuparse por hundimientos; es radicalmente diferente el efecto de un asentamiento de 30 cm (por mencionar una cifra) sobre una estructura rígida, tal como un puente, si se produce en forma relativamente rápida, o si ocurre en un lapso de muchos años. En el ejemplo del puente y el terraplén de acceso antes mencionado, no bastaría al ingeniero conocer los asentamientos totales de ambas estructuras para comprender su interacción; necesitará, además, conocer cómo ocurre el movimiento de ambas estructuras a lo largo del tiempo; sólo así podrá llegarse a ideas claras en cuanto a elección del tipo de cimentación conveniente, previsión de renivelaciones o elevaciones de partes del puente, etc.; muchas veces el conocimiento de que una parte fundamental del asentamiento de un terraplén de acceso ocurrirá en un lapso breve, por ejemplo dentro del tiempo de construcción de un camino, permitirá llegar a soluciones muy simples y seguras para establecer una buena interacción entre estructura de acceso y puente, tal como podría ser decidir que el terraplén de acceso se construyese con suficiente anterioridad respecto al puente, eligiendo ya para éste un tipo de cimentación no susceptible de sufrir asentamientos.

El asentamiento total primario de un estrato de arcilla de espesor  $H$ , debido a un proceso de consolidación unidimensional con flujo vertical, inducido por una sobrecarga  $\Delta p$ , actuante en la superficie del mismo, puede determinarse a partir de los datos de una prueba de consolidación y del esquema de la Fig. I-38.

Si  $\Delta e$  representa la disminución de espesor de una muestra de suelo, cuyo espesor total era  $dz = 1 + e_0$ , siendo  $e_0$  la relación de vacíos inicial, puede expresarse el cambio de altura del elemento por la expresión

$$\Delta dz = \frac{\Delta e}{1 + e_0} dz \quad (1-53)$$

Integrando la ecuación (1-53) a todo el espesor real del estrato compresible  $H$ , se obtiene

$$\Delta H = \int_0^H \frac{\Delta e}{1 + e_0} dz \quad (1-54)$$

considerando a la frontera superior del estrato compresible como origen de las  $z$ . La 1-54 es la ecuación



general para el cálculo del asentamiento total por consolidación primaria, supuesto un proceso unidimensional de consolidación.

La ecuación (1-54) sugiere un método simple de trabajo para valuar los asentamientos en un caso práctico dado (Fig. 1-39).

Si se tienen pruebas de consolidación efectuadas sobre muestras inalteradas representativas de un estrato comprensible a diferentes profundidades, se contará con una curva de compresibilidad para cada prueba, representativa del comportamiento del suelo a esa profundidad (parte a de la Fig. 1-39). Sobre esas gráficas podrá llevarse al valor de  $\bar{p}_n$ , presión actual efectiva del suelo a esa profundidad; con tal valor podrá obtenerse el correspondiente  $e_0$ ; a continuación, podrá llevarse, a partir de  $\bar{p}_n$ , el valor  $\Delta\bar{p}$ , que representa el nuevo esfuerzo efectivo que deberá aceptar la fase sólida del suelo cuando éste se haya consolidado totalmente bajo la nueva condición de cargas exteriores, representada por la estructura cuyo asentamiento se calcula. La ordenada del valor  $\bar{p} = \bar{p}_n + \Delta\bar{p}$  proporcionará la  $e$  final que teóricamente alcanzará el suelo a la profundidad de que se trate. Puede así determinarse  $\Delta e = e - e_0$  y, por lo tanto,  $\Delta e / (1 + e_0)$ .

En la parte b de la Fig. 1-39 se muestra la gráfica  $\Delta e / (1 + e_0) - z$ , que deberá trazarse una vez determinados sus puntos por el procedimiento anterior aplicado a las distintas profundidades.

Basta ver la fórmula 1-54 para notar que el área entre 0 y  $H$  bajo la gráfica anterior, llamada curva de influencia de los asentamientos, proporciona directamente el valor de  $\Delta H$ .

En algunos casos especiales los asentamientos pueden calcularse con métodos que son simplificación del anterior. Por ejemplo, en el caso de un estrato comprensible, homogéneo, de pequeño espesor, en que el coeficiente  $m_v$  pueda considerarse constante para el intervalo de presiones en que se trabaja, puede escribirse:

$$\Delta H = \int_0^H \frac{\Delta e}{1 + e_0} dz = \int_0^H m_v \cdot \Delta\bar{p} \cdot dz = m_v \int_0^H \Delta\bar{p} \cdot dz \quad (1-55)$$

La integral representa el área de incremento de presiones entre las profundidades 0 y  $H$  y puede calcularse gráficamente.

Si además  $\Delta\bar{p}$  puede considerarse constante en el espesor tratado, la fórmula 1-55 se reduce simplemente a:

$$\Delta H = m_v \cdot \Delta\bar{p} \cdot H \quad (1-56)$$

La ecuación 1-56 goza de una popularidad seguramente inmerecida, dadas sus limitaciones, no siempre tenidas en cuenta por los que la usan.

El cálculo de la evolución de  $\Delta H$  con el tiempo, fundamental en muchos problemas de la ingeniería

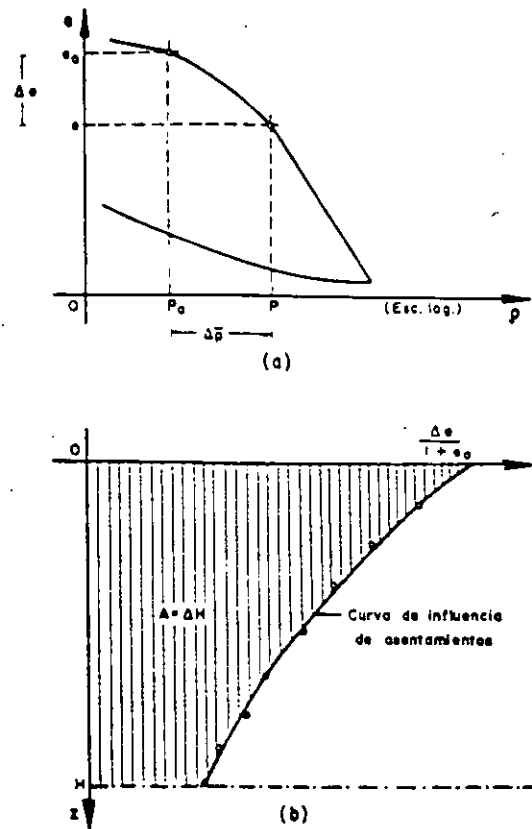


Figura 1-39. Métodos para la obtención de la curva de influencia de los asentamientos.

práctica, requiere la determinación previa del Coeficiente de Consolidación del suelo ( $C_v$ ), que interviene en la ecuación:

$$T = C_v \frac{t}{H^2} \quad (1-45)$$

Esta ecuación puede aplicarse a la muestra de la prueba de consolidación, considerando los datos correspondientes al 50% de consolidación de dicha muestra. En efecto,  $T_{50} = 0.197$ , según se deduce de la curva de consolidación teórica;  $t_{50}$  puede encontrarse una vez establecida la escala  $U(\%)$  en la curva de consolidación (ver Fig. 1-33), y  $H$  es el espesor efectivo del espécimen usado en el momento en que alcanzó el 50% de consolidación bajo el incremento de carga; si, como es usual, la muestra está drenada por ambas caras, deberá usarse el semiespesor del espécimen, calculado como un promedio de los semiespesores inicial y final de la muestra en ese incremento de carga.

Entonces,

$$C_v = \frac{T_{50}}{t_{50}} \cdot H^2 = \frac{H^2}{5t_{50}} \quad (1-57)$$

Nótese, sin embargo, que para cada incremento de carga aplicado en la prueba de consolidación se puede usar la ecuación (1-57). Así pues, se tiene un

valor de  $C_v$  para cada incremento de carga. Es así posible dibujar una gráfica de  $C_v$  contra la presión media aplicada en ese incremento, obtenida como media aritmética de las presiones inicial y final. Para un estrato real, sujeto a una sobrecarga  $\Delta p$ , se tomará como  $C_v$  el valor medio de los correspondientes a la zona de la curva cubierta por ese  $\Delta p$ .

Obtenido el  $C_v$  del suelo, la ecuación (1-45) puede aplicarse en la forma

$$t = \frac{H^2}{C_v} \cdot T \quad (1-58)$$

Ahora,  $H$  es el espesor efectivo del estrato de suelo, calculado según las condiciones de drenaje en la forma ya expuesta;  $C_v$  es el coeficiente de consolidación del suelo también calculado dentro del intervalo de presiones que representa la sobrecarga aplicada al estrato. Asignando valores a  $T$ , por ejemplo los que figuran en la tabla (1-1), pueden tenerse y tabularse los valores del tiempo en que el estrato alcanza los grados de consolidación correspondientes a esos factores tiempo. Como el asentamiento va siendo proporcional al grado de consolidación, pueden en definitiva tabularse los valores del asentamiento que corresponden a distintos tiempos, según evoluciona el fenómeno de consolidación.

Esta última tabla obtenida puede dibujarse en escala aritmética o en trazo semilogarítmico, con el tiempo en escala logarítmica, como abscisa. Se tiene así una curva de asentamiento previsto y su evolución con el tiempo.

En muchos problemas prácticos, principalmente en lo que toca a aquellos casos en que el suelo es descargado, como por ejemplo en una excavación, es de interés poder determinar las expansiones que tienen lugar por la descarga efectuada. El problema es esencialmente parecido al del cálculo de asentamientos y, hasta cierto punto, con las ideas antes expuestas se podría desarrollar un procedimiento similar para llegar a la meta propuesta. Sin embargo, la expansión presenta algunas peculiaridades dignas de

serse y es conveniente discutir, con base en ideas nuevas, algunos conceptos que no son evidentes, que pueden servir de base para analizar con buen criterio un caso real.

Considérese, primeramente, un suelo de superficie horizontal, arcilloso y homogéneo, antes de ser descargado. Para facilidad de exposición se supone que el nivel freático coincide con la superficie del terreno. El estado de esfuerzos neutrales, efectivos y totales será el que se muestra con las líneas punteadas de la Fig. I-40. Supónganse ahora que se efectúa una excavación instantánea de profundidad  $h$  y de extensión infinita. La presión total removida será  $\gamma_m h$  y, consecuentemente, el diagrama de presiones totales se reducirá en esa cantidad; como el estado de esfuerzos efectivos en la masa del suelo no puede cambiar instantáneamente, el agua que satura al suelo tomará la descarga, disminuyendo el diagrama de esfuerzos neutrales también en la magnitud  $\gamma_m h$ . Como quiera que la presión original del agua a la profundidad  $h$  era  $\gamma_w h$ , la nueva presión a esa profundidad, después de la excavación instantánea, será:

$$\gamma_w h - \gamma_m h = \gamma'_m h$$

o sea que aparece en el agua una tensión igual a la presión efectiva a la profundidad  $h$ , que en este caso es el peso específico sumergido del suelo por dicha profundidad.

Debe notarse que, por ser la excavación de extensión infinita y por ser la nueva ley de presiones en el agua lineal y paralela a la original, esta nueva distribución de presión es hidrostática y, por lo tanto, de equilibrio, por lo que el agua no fluirá en ninguna dirección; por ello el anterior estado de presiones neutrales, efectivos y totales se mantendrá en el tiempo y corresponderá al momento inicial de la excavación, como a cualquier tiempo subsecuente. Las presiones efectivas, que se mantienen en el suelo, no permitirán, en este caso, ninguna expansión.

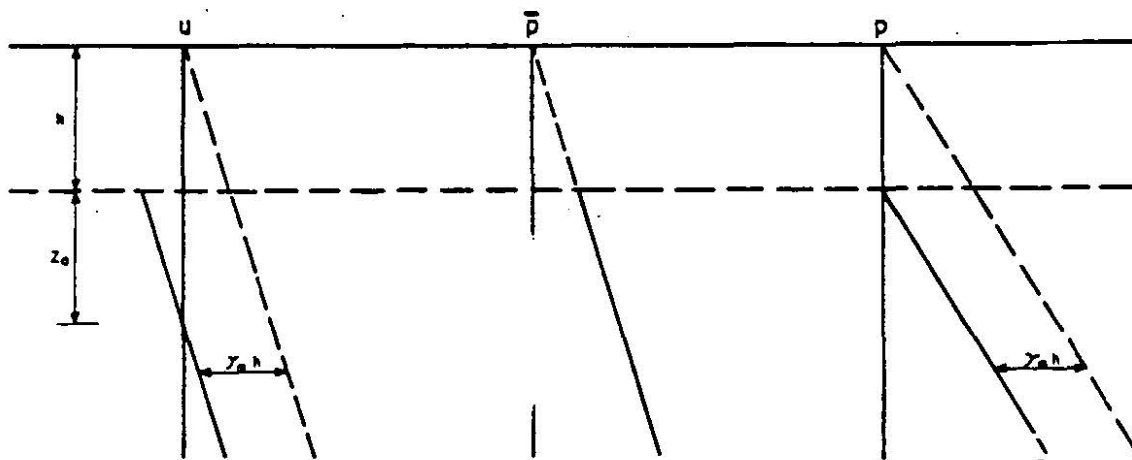


Figura I-40. Distribución de esfuerzos verticales bajo el fondo de una excavación de extensión infinita.

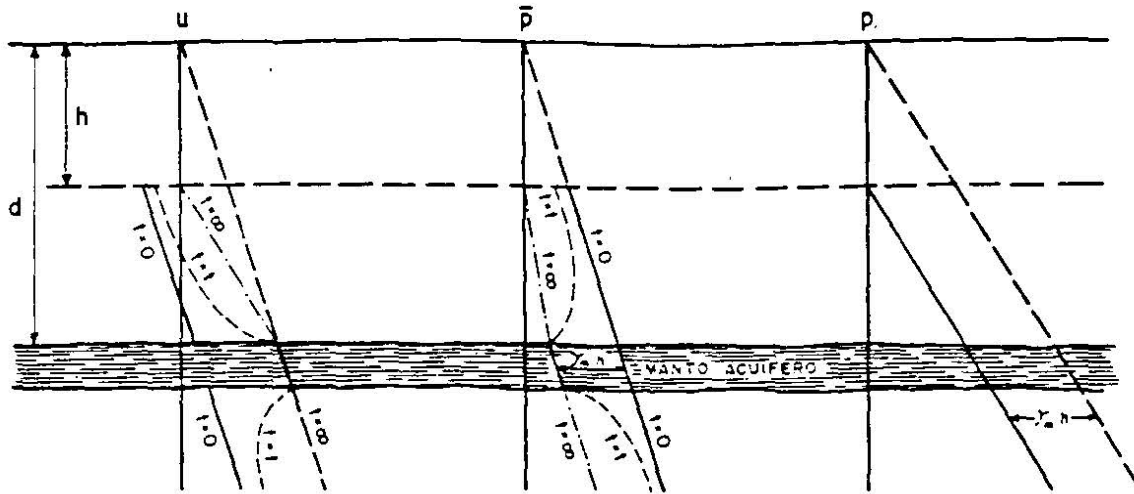


Figura I-41. Distribución de esfuerzos verticales bajo el fondo de una excavación de extensión infinita, con un manto acuífero.

Al observar el diagrama de presiones en el agua después de la excavación (líneas llenas de la Fig. I-40) se nota que el nivel al cual la presión neutral es nula (nivel freático) corresponde a la profundidad.

$$z_0 = \frac{\nu'}{\gamma_w} h \quad (1-59)$$

Este abatimiento del nivel freático es, teóricamente, inmediato a la remoción del material excavado. Así, basta con excavar el suelo a la profundidad  $h$  (en extensión infinita) para lograr que el nivel freático se abata al valor  $h + z_0$ , es decir la profundidad  $z_0$  bajo el fondo de la excavación.

Supóngase ahora (Fig. I-41) que en el subsuelo del caso anterior existe un manto arenoso acuífero, en el que se mantenga la presión del agua. Si se realiza una excavación instantánea y de extensión infinita a la profundidad  $h$ , los diagramas de presiones inmediatamente después de efectuada la excavación serán idénticos a los del análisis anterior, excepto en la zona del acuífero, en donde la presión neutral no cambia, pero la presión efectiva se verá disminuida en la magnitud  $\gamma_m h$ . Si  $d$  es la profundidad a que se localiza el acuífero, la nueva presión efectiva en la frontera superior de éste, inmediatamente después de efectuada la excavación ( $t = 0$ ), será:

$$\bar{p} = \gamma'_m d - \gamma_m h$$

El valor mínimo a que puede llegar la presión efectiva en la arena es, evidentemente, cero. En este caso límite se tendrá la máxima profundidad ( $h$ ) a que puede llevarse la excavación, sin que la presión neutral en el acuífero (subpresión) levante el fondo, provocando una falla. Esta profundidad será:

$$h_{crit} = \frac{\gamma'_m}{\gamma_m} d \quad (1-60)$$

En la Fig. I-41 se ha supuesto  $h < h_{crit}$  y en este caso, a partir del instante de la excavación ( $t = 0$ ) se inicia un proceso de expansión tanto en el estrato arcilloso sobre el acuífero, como en la masa de arcilla subyacente; este proceso es producido por el flujo del agua que entra en la arcilla procedente del acuífero. Este proceso de expansión aumenta las presiones neutrales en los estratos arcillosos, disminuyendo, correspondientemente, las presiones efectivas. En la Fig. I-41 se han dibujado isocronas correspondientes a  $t = t$ , un instante intermedio del proceso; el estado final de las presiones en el estrato superior de arcilla dependerá de las condiciones de frontera en el fondo de la excavación; si se supone que toda el agua que aflora en el fondo de la excavación se drena conforme brota, el estado final estará dado por las líneas  $t = \infty$ . En el estrato inferior, por ser semi-infinito, el proceso de expansión continuará indefinidamente, si bien a velocidad de creciente y el estado final de presiones es el de las líneas  $t = \infty$ , tal como se muestra en aquella zona en la misma Fig. I-41. El proceso de expansión analizado es sólo unidimensional y el flujo del agua es vertical. Por lo tanto, son aplicables, en principio, los datos obtenidos del tramo de descarga de una prueba de consolidación. En un caso como el analizado antes, el bufamiento del fondo de la excavación en un tiempo  $t$  tiene dos componentes: el bufamiento ocurrido en el estrato de arcilla de espesor finito que subyace al acuífero y el que corresponde a la masa semiinfinita situada debajo. En primer lugar se discutirá el proceso de expansión del estrato finito.

Antes de efectuar la descarga, un elemento de suelo a la profundidad  $z$  está sometido a una presión efectiva  $\bar{p}_1 = \gamma'_m z$  y pasará, al final de la expansión, a una presión  $\bar{p}_2$ , que puede determinarse como antes se discutió. Si a una muestra representativa del suelo a esa profundidad  $z$  se le hace una prueba de consolidación, llegando a una carga máxima de  $\bar{p}_1$  y

descargándola después a partir de ese valor hasta  $p_2$  como mínimo, en el tramo de descarga de la curva de compresibilidad así obtenida podrá determinarse la variación  $\Delta e$  correspondiente al suelo en la descarga efectuada. Procediendo en forma análoga para otras profundidades se podrá dibujar la curva  $[\Delta e / (1 + e_0)] - z$ , de influencia de los bufamientos, la cual cubre un área que, a la escala correspondiente, mide el bufamiento total del estrato finito. El bufamiento en el tiempo  $t$  podrá determinarse estudiando la evolución de la expansión con el tiempo, en la misma forma en que previamente se estudió la del asentamiento primario.

Los conceptos  $a_v$ ,  $m_v$  y  $C_v$  de la Teoría Unidimensional de la Consolidación tienen sus correspondientes conceptos análogos  $a_{v'}$ ,  $m_{v'}$  y  $C_{v'}$  para la descarga, que pueden usarse en los mismos casos y en forma análoga a la discutida.

En cuanto a la masa semiinfinita colocada bajo el acuífero, su bufamiento total será, teóricamente, infinito, por lo que sólo tiene sentido práctico calcular el bufamiento para un tiempo finito  $t$ .

Nótese que el punto clave para que la expansión pueda tener lugar está en el hecho de que el acuífero mantenga su presión neutral; si por algún método artificial, esta presión se abate al valor  $\gamma_m h$ , (Fig. I-41) el proceso de expansión no podrá tener lugar. Esto se puede realizar en la práctica por medio de pozos en que se bombee la cantidad adecuada de agua del acuífero; así se logrará convertir este caso en otro, análogo al primeramente tratado en esta sección, en que no existía ningún acuífero.

Si en el caso ahora analizado el acuífero fuese un sistema hidráulicamente cerrado, es decir, que careciese de una fuente de agua (por ejemplo, el caso de una lente arenosa de extensión finita), la presión neutral en el estrato arenoso bajaría instantáneamente al salir el agua y el proceso de expansión no se verificaría (en realidad por ser el agua incompresible teóricamente, bastará que salga cualquier cantidad de agua, por poca que sea, para aliviar la presión neutral en el estrato de arena); este caso se vuelve así similar al primero tratado en esta sección,

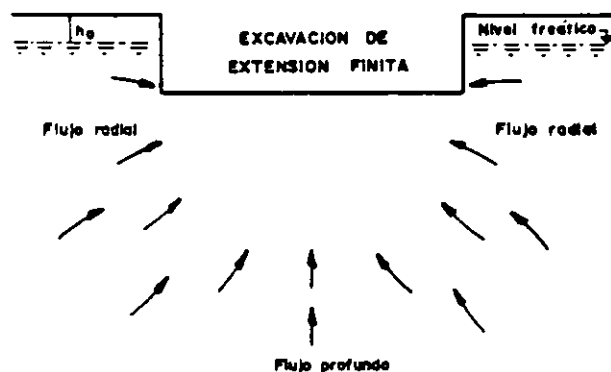


Figura I-42. Esquema del flujo de agua hacia una excavación de extensión finita.

en el que se tenía una masa de suelo arcilloso homogéneo.

En las obras reales no se tienen, naturalmente, excavaciones de extensión infinita. Las ideas anteriores, sin embargo constituyen la base del criterio para discutir las excavaciones finitas, más o menos idealizadas. En la Fig. I-42 se muestra el caso de una excavación finita realizada en un medio arcilloso homogéneo; el nivel freático se considera a una profundidad  $h_0$  a partir de la superficie. En este caso, el efecto de la excavación no será uniforme en todo el manto en lo que a disminución de presiones totales se refiere, sino que esta disminución habrá de ser estimada en los diferentes puntos usando la Teoría de Boussinesq, por ejemplo. En una primera aproximación podrá afirmarse que lo que disminuye la presión neutral en cada punto de la masa será lo que disminuya la presión total (recuérdese el primero de los dos casos de excavación infinita arriba tratados); por ello, la presión neutral disminuirá más en las zonas centrales de la excavación y en los niveles próximos al fondo, y estas disminuciones serán cada vez menores según se alcancen los bordes de la excavación (o fuera de ella) y según se profundice en la masa de arcilla homogénea. Esto da origen a un flujo de agua del exterior hacia el centro y de las zonas profundas hacia el fondo de la excavación (Fig. I-42).

Por lo tanto, la masa de suelo bajo la excavación se expandirá más en el centro del fondo de ésta; la expansión irá disminuyendo hacia la periferia. Según ya se dijo, en depósitos naturales de arcilla por lo general la permeabilidad es mayor en la dirección horizontal que en la vertical, por lo que el flujo radial hacia la excavación influye más en la expansión que el vertical, proveniente de zonas profundas. Ha de hacerse notar en forma muy predominante que el simple hecho de efectuar la excavación en la masa arcillosa disminuyó las presiones neutras bajo ella y si se llama nivel freático al lugar geométrico de los puntos en que la presión neutral es nula (con origen de presión en la atmosférica), este nivel se habrá abatido por sí mismo aún más abajo que el fondo de la excavación al efectuar ésta.

Si bajo el fondo de la excavación hay estratos permeables de gran extensión que funcionen como abastecimientos de agua, éstos harán que el proceso de expansión sea mucho más rápido (revisense las ideas correspondientes al segundo caso de excavación infinita discutido). Para reducir a un mínimo la velocidad de expansión en el fondo de una excavación se ha recurrido en la práctica a lo que resulta obvio tras haber discutido los casos de excavación de extensión infinita; en primer lugar se han usado tablestacados más o menos profundos en los bordes de la excavación, lo cual impide el flujo radial y permite sólo el vertical, mucho más lento; en segundo lugar se ha recurrido al uso de pozos de bombeo y otros métodos (electrósmosis, por ejemplo) para abatir las presiones neutras en puntos específicos y en las zonas próximas a ellos, a fin de constituir una verda-

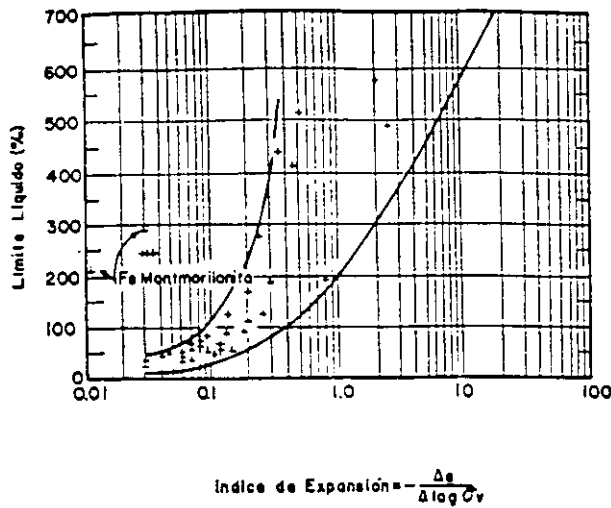


Figura 1-43. Correlación entre el índice de expansión y el límite líquido en suelos finos (Ref. 28).

dera pantalla de depresión en torno a la excavación que intercepte el flujo horizontal. Como quiera que estas excavaciones normalmente son provisionales y se construyen para existir durante un tiempo relativamente breve, se logra así que en ese tiempo la expansión no alcance valores de consideración.

El hecho de que en suelos permeables, como las arenas y las gravas, se tenga que recurrir literalmente a abatir el nivel freático para poder efectuar una excavación en seco, ha hecho pensar frecuentemente que esto debe lograrse también en arcillas, sin tomar en cuenta que, en estos materiales, el nivel freático baja por sí mismo cuando se excava.

Las excavaciones reales no son instantáneas, sino que se efectúan en un espacio de tiempo. Esto no invalida los razonamientos anteriores; lo que sucede es que los abatimientos de presión neutral ocurrirán según la descarga se efectúa.

Una idea de la expansión de los suelos puede obtenerse calculando su índice de expansión, definido por la expresión

$$C_e = -\frac{\Delta e}{\Delta (\log p)} \quad (1-61)$$

y relacionado con la prueba de consolidación hecha en edómetro (consolidómetro). Así definido, el índice de expansión es una medida de la pendiente que resulta la curva de compresibilidad en el intervalo de descarga, durante el cual el suelo se expande. Pueden obtenerse series de curvas de expansión en el consolidómetro si se carga una serie de especímenes a diferentes presiones verticales efectivas y se descargan después de consolidados bajo tales presiones. Esas curvas tienden a ser paralelas en la representación usual de la curva de compresibilidad, de manera que el coeficiente de expansión resulta variar muy poco con la presión efectiva bajo la cual el suelo se haya consolidado antes de expanderse. En la figura 1-43

(Ref. 28) se muestra la variación del índice de expansión con el límite líquido de la arcilla; se ve que  $C_e$  aumenta al aumentar el límite líquido, si bien la dispersión de la relación es lo suficientemente grande como para que a ésta no se le pueda dar más que un carácter cualitativo.

Los índices de expansión pueden tener valores tan altos como 2.5 para la montmorillonita sódica, con límite líquido de 500%; pero en suelos naturales sus valores son mucho más bajos (por ejemplo 0.09 para la arcilla azul de Boston, en el periodo de descarga de 1 a 0.1 kg/cm<sup>2</sup>).

### C Consolidación secundaria

La consolidación consta en realidad de dos fenómenos superpuestos y mezclados. El primero es el que se ha descrito con algún detalle en páginas anteriores de este apartado y consiste en la transmisión de la carga exterior, originalmente tomada por el agua de los poros, a la estructura sólida del suelo; esta transmisión va acompañada de una disminución de volumen y de la correspondiente pérdida de agua intersticial que se drena a través de las fronteras permeables del estrato. Esta es la consolidación primaria. Pero es evidente que el proceso de disminución volumétrica, al ir acompañado de un aumento de presión efectiva, exige la aparición de otra fuente de deformación, debida ahora a efectos discretos de acomodado de partículas minerales, para adaptarse a la nueva estructura más cerrada. Este proceso recibe el nombre de consolidación secundaria y no es tomado en cuenta para nada en la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi.

En las etapas iniciales de la consolidación primaria, casi toda la carga exterior es tomada por el agua intersticial y ha ocurrido poca deformación volumétrica en la estructura sólida; es entonces natural que se noten poco los efectos de deformación por acomodado, consistentes quizá en pequeños deslizamientos relativos, giros y vuelcos de unas partículas respecto a otras; por ello la consolidación secundaria será poco perceptible en las etapas tempranas de la consolidación primaria. Por el contrario, en las etapas finales del proceso primario de consolidación, mucha de la presión exterior ha sido ya transmitida a las partículas minerales en forma de presión efectiva y ha tenido ya lugar gran parte de la deformación volumétrica que ha de producirse; por esta razón, será mucho más relevante la componente de deformación por acomodado relativo de las partículas minerales al adaptarse a la nueva estructura más cerrada. La consolidación secundaria se hará más y más importante, relativamente hablando, a medida que el proceso primario avance; de hecho, en las últimas etapas del proceso primario la consolidación secundaria puede ser de capital importancia y también puede darse el caso de que el suelo continúe sometido al proceso secundario mucho tiempo después de que el proceso primario haya terminado, por lo menos para todo fin práctico.

No existe hasta este momento una teoría que permita calcular la deformación que un suelo pueda sufrir por consolidación secundaria, en el sentido y con la confiabilidad con que la teoría de Terzaghi puede permitir la valuación del asentamiento primario. Se han hecho muy importantes investigaciones de laboratorio y algunos intentos para llegar a un modelo matemático de comportamiento; las referencias 29 y 30 pueden mencionarse entre las muchas disponibles.

Existe evidencia experimental que permite concluir que el proceso de consolidación secundaria queda representado por una recta en una gráfica de deformación de una muestra en el consolidómetro, contra tiempo de prueba, en escala logarítmica (curva de consolidación). Este hecho explica la diferencia de forma entre la curva de consolidación teórica (Fig. I-31) y la obtenida típicamente en el laboratorio (Fig. I-25), que adopta la forma recta en las etapas finales del proceso primario, cuando la consolidación secundaria se hace predominante.

La consolidación secundaria es más importante dondequiera que la primaria sea más corta, tal como sucede en los especímenes de laboratorio, en los suelos orgánicos, en los estratos delgados o en estratos con gran abundancia de lentes de arena que proporcionen drenaje. Muy especialmente, la consolidación secundaria es importante en depósitos de turba, en que la consolidación primaria puede ocurrir en forma casi simultánea con la aplicación de la carga. Por lo tanto, en el caso de un terraplén construido sobre un depósito de turba, en el que interese conocer el progreso del asentamiento ocurrido una vez terminada la estructura, se necesitará prestar atención especial a la consolidación secundaria, pues a ella se deberá la casi totalidad del asentamiento que se produzca a lo largo del tiempo.

### I-13 INTRODUCCION AL PROBLEMA DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS

#### A Generalidades y teoría de falla

En Mecánica de Suelos, la resistencia al esfuerzo cortante constituye la característica fundamental a la que se liga la capacidad de los suelos para adaptarse a las cargas que actúen sobre ellos, sin fallar.

Esto es debido a varias razones. En primer lugar, la resistencia de los suelos a ciertos tipos de esfuerzos diferentes del cortante, como los de tensión, por ejemplo, es tan baja que generalmente no tiene gran importancia para el ingeniero. Por lo común las estructuras en que el ingeniero hace intervenir al suelo son de tal naturaleza que en ellas el esfuerzo cortante es el esfuerzo actuante básico y de la resistencia a él depende primordialmente el que la estructura no falle. Naturalmente que en estas estructuras ocurre con frecuencia que esos otros esfuerzos diferentes del cortante intervienen a veces más de lo que

el ingeniero desearía; por ejemplo, los esfuerzos de tensión, por mencionar el mismo esfuerzo ya citado, juegan a veces papel no despreciable en el agrietamiento de obras de tierra y, de hecho, hoy se siente en ocasiones que se ha ido demasiado lejos en el olvido de la tensión como un esfuerzo digno de ser investigado en relación con los suelos. Pero el hecho esencial permanece: el ingeniero hace trabajar al suelo sobre todo al esfuerzo cortante, por lo que es lógico que sea la resistencia a este esfuerzo la que interese también de preferencia.

En segundo lugar, ocurre que la resistencia de los suelos a otros tipos de esfuerzos, como los de compresión (pura, naturalmente), es tan alta, que tampoco la resistencia es de interés práctico, pues los suelos sometidos a compresión en cualquier caso real, fallarían por esfuerzo cortante antes de agotar su resistencia a la compresión propiamente dicha.

En tercer lugar, es posible que el interés casi exclusivo de los ingenieros de suelos por la resistencia al esfuerzo cortante esté muy fomentado por el hecho de que la Teoría de Falla más universalmente usada en la Mecánica de Suelos sea una teoría de esfuerzo cortante. Para comprender esta afirmación es preciso definir lo que se entiende por una Teoría de Falla y todavía, yendo más al origen de los conceptos, reflexionar sobre lo que ha de entenderse por falla, una de las palabras de uso más común por los ingenieros, pero en rigor de las de más confuso significado.

En términos generales, no existe aún una definición universalmente aceptada del concepto de falla; puede esta palabra significar el principio del comportamiento inelástico de un material o el momento de la ruptura del mismo, por sólo citar dos interpretaciones muy comunes. Muchas veces el concepto falla está incluso ligado a factores económicos y aun estéticos o de preferencia personal, a un grado tal que es común que varíe radicalmente de unos especialistas a otros, de unos campos de la ingeniería a otros o de un país a su vecino, de acuerdo con sus respectivos recursos o nivel de riqueza; piénsese, por ejemplo, en tratar de definir lo que haya de entenderse por falla de un pavimento.

Es cierto que, a despecho de estas complejidades, no suele ser muy difícil en cada caso particular y dentro de las condiciones socioeconómicas del mismo, que un grupo de especialistas involucrados llegue a una definición razonable de falla para ese caso, y es cierto también que esto es particularmente posible cuando se trata de definir el comportamiento de un material en una prueba concreta de laboratorio o en una estructura concreta que haya de erigirse. Por ello no es utópico pensar que en un caso dado pueda existir entre los especialistas responsables un criterio unificado sobre lo que ha de entenderse por falla en ese caso.

Pero aun en tan favorables circunstancias surge la pregunta de si el conjunto de normas de proyecto o protección adoptadas garantiza el que una cierta

estructura no fallará. Y esta pregunta lleva a la necesidad de responder a otra: ¿cuál es la causa de la falla de un material?, pues es claro que si no se define por qué fallan los materiales, no podrá decirse si un material concreto fallará o no, en una situación determinada.

La respuesta a esta fundamental pregunta es una teoría de falla (Refs. 31 y 32).

En la Mecánica de Suelos actual, la teoría de falla más utilizada es lo que podría considerarse una combinación de dos teorías clásicas algo diferentes. La primera, establecida en 1773 por Coulomb (Ref. 33), dice que un material falla cuando el esfuerzo cortante actuante en un elemento plano a través de un suelo alcanza el valor

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad (1-62)$$

donde

- $\tau_f$  = esfuerzo cortante actuante, final o de falla.
- $c$  = cohesión del suelo supuesta constante por Coulomb. Resulta ser la resistencia del suelo bajo presión normal exterior nula.
- $\sigma$  = esfuerzo normal actuante en el plano de falla.
- $\phi$  = ángulo de fricción interna del suelo, también supuesto constante por Coulomb.

La otra teoría de falla es debida a Mohr (Ref. 34) y establece que, en general, la falla por deslizamiento ocurrirá a lo largo de la superficie particular en la que la relación del esfuerzo tangencial o cortante al normal (oblicuidad) alcance un cierto valor máximo. Dicho valor máximo fue postulado por Mohr como una función tanto del acomodo y forma de las partículas del suelo, como del coeficiente de fricción entre ellas. Matemáticamente la condición de falla puede establecerse

$$\tau_f = \sigma \tan \phi \quad (1-63)$$

Originalmente Mohr estableció su teoría pensando sobre todo en suelos granulares, en tanto que Coulomb propuso la ecuación 1-62 como criterio de falla para suelos cohesivos que comprenden a los suelos granulares como un caso particular, en el que la resistencia al esfuerzo cortante es cero para un esfuerzo normal actuante nulo; esto equivale a particularizar la ecuación 1-62 del caso  $c = 0$ . En rigor la diferencia esencial entre la teoría de Mohr y la de Coulomb estriba en que para el primero el valor de  $\phi$  no debe ser necesariamente constante. En tanto que en una representación con esfuerzos normales en el eje de abscisas y tangenciales en el eje de ordenadas, la ecuación 1-62 quedará representada por una línea recta, la 1-63 quedará representada por una línea curva, que sólo como caso particular podrá ser recta.

La Mecánica de Suelos actual suele utilizar como criterio de falla lo que se acostumbra llamar el cri-

terio de Mohr-Coulomb, en el cual se emplea la ecuación 1-62 como representación matemática, pero abandonado la idea original de Coulomb de que  $c$  y  $\phi$  sean constantes del suelo, y considerándolas variables en el sentido que se verá posteriormente. Se advierte pues que la teoría de falla más usada aun en la actual Mecánica de Suelos atribuye la falla de éstos al esfuerzo cortante actuante; resulta entonces lógico que, en tal marco de ideas, la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos resulte el parámetro fundamental a definir en conexión con los problemas de resistencia y falla.

La teoría de falla de Mohr-Coulomb permite, en general, llegar a resultados bastante satisfactorios en las aplicaciones de la Mecánica de Suelos a los problemas prácticos, pero indudablemente no es una teoría perfecta en el sentido de que no permite predecir todas las fallas observadas ni explica toda la evidencia experimental disponible. Quizá la explicación de estas deficiencias estriba en que esta teoría posee una deficiencia básica, si se acepta que la falla de un material se produce como consecuencia del estado de esfuerzos que actúe en su interior. En efecto, es sabido que dicho estado de esfuerzos puede describirse a final de cuentas por tres parámetros independientes, por ejemplo los tres esfuerzos principales  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$ ; en general, un estado de esfuerzos no puede describirse por completo con menos de tres parámetros independientes. Pues bien, la teoría de Mohr-Coulomb relaciona la falla con el esfuerzo cortante actuante, el cual se relaciona con la diferencia de los esfuerzos principales máximo y mínimo [ $\tau_f = f(\sigma_1 - \sigma_3)$ ], pero no toma en cuenta el esfuerzo principal intermedio,  $\sigma_2$ . De esta manera la teoría de falla no puede aspirar a cubrir en forma completa todos los casos de falla reales, por no tomar en cuenta en su totalidad las causas de la falla.

La experimentación actual parece indicar que el valor del esfuerzo  $\sigma_2$  en la falla influye en cierta medida en los parámetros de resistencia  $c$  y  $\phi$  que puedan obtenerse en el laboratorio, si bien probablemente esta influencia es moderada. También se acepta que la falla de los materiales reales está influida por cómo varíe  $\sigma_2$  a lo largo del proceso de carga que conduce a la falla. Se considera fuera del alcance de este libro una discusión más a fondo de estos temas, la cual puede encontrarse en obras más especializadas, como por ejemplo las Refs. 32, 35 y 36.

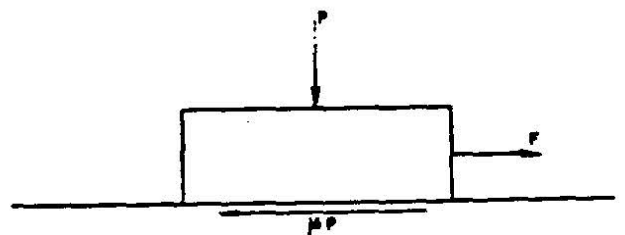


Figura 1-44. Concepto mecánico de la fricción.

## B Naturaleza de la resistencia al esfuerzo cortante en suelos granulares y cohesivos

Conviene ahora analizar someramente los factores de que depende la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos friccionantes y de los cohesivos.

En general se acepta que la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos se debe, por lo menos en parte, a la fricción que se desarrolla entre sus granos, cuando hay tendencia al deslizamiento relativo a unos respecto a otros. Se utiliza el concepto de fricción en el sentido familiar en mecánica (Fig. 1-44).

La fuerza necesaria para iniciar el deslizamiento del cuerpo de la figura es:  $F = \mu P$ , donde  $\mu$  recibe el nombre de coeficiente de fricción entre las superficies en contacto.

Análogamente, entre las partículas del suelo se desarrollan resistencias friccionales, de manera que si se considera una superficie potencial de deslizamiento y  $\bar{\sigma}$  es la presión normal que actúa en dicha superficie, el esfuerzo cortante necesario para producir el deslizamiento,  $\tau_f$  puede relacionarse con  $\bar{\sigma}$  por una expresión del tipo

$$s = \tau_f = \bar{\sigma} \tan \phi \quad (1-64)$$

Resulta obvio que la resistencia friccionante ( $s$ ) debe estar regida por el esfuerzo normal efectivo. En la expresión anterior  $\tan \phi$  juega el papel del coeficiente de fricción y sirve, a la vez, para definir el denominado ángulo de fricción interna del suelo.

La expresión 1-64 fue primeramente propuesta por Coulomb en un sentido un tanto más estricto que el que es posible otorgarle hoy, pues para Coulomb  $\phi$  era una constante absoluta propia del suelo de que se tratara, en tanto que en épocas posteriores fue preciso considerar ciertas posibilidades de variación en el ángulo de fricción interna. Análogamente, como ya se dijo, Coulomb estableció históricamente el concepto de cohesión, al observar que algunos materiales (las arcillas) presentaban resistencia bajo presión normal exterior nula. De esta manera postuló como ley de resistencia posible para tales materiales la expresión

$$s = \tau_f = c \quad (1-65)$$

en que  $c$  es la cohesión del suelo (que por cierto Coulomb también consideró constante, en tanto que hoy se trata como variable). Estos materiales fueron llamados "puramente cohesivos" y en ellos se consideraba  $\phi = 0$ .

Al considerar el caso más general, Coulomb atribuyó la resistencia de los suelos a ambas causas, según una expresión que resume a las dos anteriores, para un suelo que tenga "cohesión y fricción".

$$s = \tau_f = c + \bar{\sigma} \tan \phi \quad (1-66)$$

Actualmente se considera que la fricción es la fuente fundamental de resistencia en los suelos gra-

nulares, si bien no la única, como ya se dijo (sección 1-11). Según esto, la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares depende fundamentalmente de la presión normal entre sus granos y del valor del ángulo de fricción interna  $\phi$ . Este, a su vez, depende de la compacidad del material y de la forma de los granos, que desarrollarán mayor fricción cuanto más vivas o menos redondeadas sean sus aristas.

En la Ref. 37 se menciona un estudio acerca de la influencia del agua sobre el ángulo de fricción desarrollado entre partículas de cuarzo de forma equidimensional. Según tal estudio, el que haya o no agua entre las partículas carece de importancia y no ejerce mayor efecto en el ángulo de fricción entre ellas. Por el contrario, la presencia de otros contaminantes, tales como delgadas películas de materia orgánica o partículas muy finas laminares, si reduce substancialmente el coeficiente de fricción entre los granos.

Si los suelos granulares tuvieran un comportamiento puramente friccionante, tal como fue postulado por Coulomb (ecuación 1-64), una representación de su ley de resistencia en unos ejes  $\tau - \sigma$  (tal como se obtiene de una prueba triaxial, según se verá) sería una línea recta pasando por el origen, y el ángulo  $\phi$  sería constante, como precisamente estableció Coulomb. Sin embargo, esto no sucede y lo normal es que la representación  $\tau - \sigma$  de la ley de resistencia muestre una línea curva (si bien generalmente no muy alejada de la recta); esto es debido al efecto sobre la resistencia del acomodo de los granos del suelo, que han de deformarse y rodar unos sobre otros para que la falla llegue a producirse (sección 1-11). El efecto del acomodo disminuye cuando aumenta el esfuerzo de confinamiento, puesto que las partículas se alisan en sus puntos de contacto y salientes, por aplastamiento y ruptura; esto hace que la muestra de suelo granular se compacte, pero aún así fallará más fácilmente, por efecto de acomodo. Por ello, en una representación  $\tau - \sigma$ , según  $\bar{\sigma}$  va siendo mayor, se va teniendo menor  $\phi$ , y la ley de resistencia se va haciendo más horizontal.

La curvatura parece ser más marcada cuanto mayor sea el tamaño de las partículas (ver Ref. 23, en la que se menciona el caso de enrocamientos). Este hecho parece estar relacionado con la ruptura de granos, especialmente al considerar que algunas arenas de tamaño relativamente pequeño, pero de grano débil y quebradizo (por ejemplo arenas conchíferas) también muestran envolventes de resistencia muy curvas. La curvatura también parece ser mayor en deformación plana que en compresión triaxial.

En resumen, los suelos granulares se consideran materiales friccionantes, pero con desviaciones del comportamiento puramente friccional por efectos de acomodo entre sus granos. Esto se traduce en resistencia a la distorsión de los granos, a la ruptura en sus contactos y al rodamiento y deslizamiento de



unos sobre otros. Si el esfuerzo cortante es lo suficientemente alto, el efecto estadístico de superación de la fricción, más los efectos del acomodo, es un movimiento continuo o distorsión de la masa, que es la falla por esfuerzo cortante. El fenómeno no es básicamente afectado por el agua contenida en los vacíos del suelo granular. En rigor, el concepto de ángulo de fricción interna involucra tanto al coeficiente de fricción grano-grano, como a todos los efectos de acomodo. Es notable lo poco que influye el coeficiente de fricción grano-grano, que es bastante variable en la naturaleza, en el ángulo de fricción interna (Ref. 38), hecho explicable si se piensa que las partículas siempre se mueven de la manera que les resulta más fácil. Si el coeficiente de fricción es bajo, se deslizan, y si es alto, ruedan.

Los mecanismos de la resistencia al esfuerzo cortante son algo diferentes en los suelos finos de forma laminar, a los que, por costumbre, se denominan suelos cohesivos. Se analizará primeramente el caso de suelos cohesivos saturados, por ser quizá el más sencillo y mejor estudiado.

Como los suelos granulares, los cohesivos son acumulaciones discretas de partículas que deben deslizarse unas sobre otras o rodar para que llegue a producirse una falla por esfuerzo cortante. Sin embargo, hay ahora algunas diferencias de significación. Primero, cuando se aplica la carga exterior a una arcilla saturada, se acepta que es tomada primero por el agua, en forma de presión neutral,  $u$ . Esto es una consecuencia de la compresibilidad que ahora tiene la estructura sólida del suelo, en comparación con el agua. Segundo, la permeabilidad del suelo es ahora tan baja, que la presión neutral producida necesita tiempo para disiparse, en el supuesto de que existan las apropiadas condiciones de drenaje para hacer posible tal disipación. Tercero, existen ahora fuerzas muy significativas entre las partículas del suelo, debido a efectos eléctricos de atracción y repulsión.

Hay evidencia abundante en el sentido de que el mecanismo de la resistencia de los suelos finos cohesivos es fundamentalmente también un efecto de fricción, pero ahora los simples hechos de la fricción mecánica pueden estar disfrazados por muchos efectos secundarios, que complican extraordinariamente el cuadro general. Por ejemplo, con seguridad las láminas de arcilla, aunque estén muy próximas en casi toda su área, no están en ningún punto en contacto real; se cree que los contaminantes que pueda haber entre las superficies enfrentadas, incluyendo el agua adsorbida, no son removidos por presiones normales que tiendan a juntar las superficies que sean menores de 5,000 kg/cm<sup>2</sup> o aún más; así, es lógico pensar que esos contaminantes participarán en la transmisión de los esfuerzos normales y cortantes. Quizá el efecto friccionante cristal con cristal sea más similar al caso de los suelos friccionantes, en el caso de contacto borde-cara plana entre dos láminas, el cual, por cierto, se considera debe ocurrir muy frecuentemente.

Es un hecho experimental universalmente aceptado que el agua intersticial influye en la resistencia

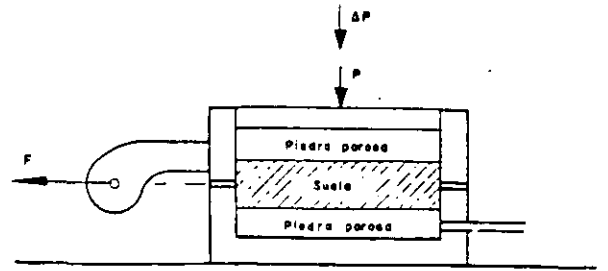


Figura I-45. Esquema para ilustrar la influencia de diversos factores sobre la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo "cohesivo".

al esfuerzo cortante de las arcillas, de manera que ésta disminuye si aquella aumenta. Una explicación posible (Ref. 37) estriba en que, en una arcilla muy seca, los iones de superficie de sus cristales no están completamente hidratados, lo que permite acomodos más próximos y fuertes nexos entre los cristales; cuando llega el agua, los iones se hidratan y los nexos entre los cristales se debilitan substancialmente.

Pasando a un punto de vista ingenieril, los factores que influyen principalmente en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos "cohesivos" saturados y cuya influencia debe sopesarse cuidadosamente en cada caso particular, son los siguientes: historia previa de consolidación del suelo, condiciones de drenaje del mismo, velocidad de aplicación de las cargas a que se le someta y sensibilidad de su estructura.

Para visualizar en forma sencilla el mecanismo a través del cual cada uno de los factores ejerce su influencia, se considera a continuación el caso de una arcilla totalmente saturada, a la que se somete a una prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante.

Supóngase que la muestra ha sido previamente consolidada bajo una presión normal  $\bar{\sigma}_1$ , proporcionada por una carga,  $P$ , cualquiera. Supóngase también que la muestra nunca soportó a través de su historia geológica un esfuerzo mayor que dicho  $\bar{\sigma}_1$ ; en otras palabras, la muestra está normalmente consolidada. En estas condiciones, debe tenerse en el agua  $u = 0$ .

Si ahora se incrementa rápidamente la presión normal en un valor  $\Delta\sigma_1$ , aplicando un incremento de carga  $\Delta P$ , actuará sobre la muestra una presión total  $\sigma_2 = \sigma_1 + \Delta\sigma_1$ . Este incremento de carga puede producir muy diversos efectos sobre la resistencia al esfuerzo cortante de la muestra, dependiendo del tiempo que se deje actuar antes de aplicar la fuerza  $F$  que la hará fallar, del drenaje de la muestra y de la velocidad con que  $F$  sea aplicada. En efecto, supóngase que la muestra tiene muy buen drenaje, estando expedita la salida de agua de las piedras porosas hacia el exterior; en el primer instante  $\Delta\sigma_1$  será tomado por el agua de la muestra, pero si transcurre el tiempo suficiente se producirá la consolidación de la arcilla bajo la nueva condición de esfuerzos y  $\Delta\sigma_1$  llegará a ser también esfuerzo efectivo. Si ahora la muestra se lleva a la falla, aplicando  $F$  en incremen-

tos pequeños y permitiendo que entre cada uno transcurra el tiempo suficiente para que se disipe cualquier presión neutral que se origine en la zona cuna a la superficie de falla, la resistencia de la arcilla quedará dada por la expresión

$$s = (\sigma_1 + \Delta\sigma_1) \tan \phi = \sigma_2 \tan \phi$$

Pues, en todo momento,  $\sigma_1$  y  $\Delta\sigma_1$  son efectivas y no existen presiones neutrales en el agua.

Por otra parte, si  $F$  se aplicase rápidamente, en las zonas vecinas a la superficie de falla aparecerían presiones neutrales causadas por la tendencia al cambio de volumen bajo la deformación tangencial. En arcillas normalmente consolidadas esta tendencia es siempre hacia una disminución, por lo que los esfuerzos que aparecen en el agua son presiones, que disminuyen los esfuerzos efectivos. Si  $u$  representa a estas presiones neutrales en el momento de la falla, la resistencia de la arcilla quedará dada por:

$$s = (\sigma_1 + \Delta\sigma_1 - u) \tan \phi = (\sigma_2 - u) \tan \phi$$

La resistencia al esfuerzo cortante ha variado simplemente porque cambió la velocidad de aplicación de  $F$ .

El valor de  $u$  depende grandemente de la sensibilidad de la estructura del suelo: bajo la deformación que está teniendo lugar en la prueba, una estructura sensible se degrada, tendiendo a disminuir más su volumen, por lo que  $u$  se hace mayor que en el caso de una arcilla muy poco sensible a la deformación.

Si, por el contrario, la prueba se efectúa estando impedida la salida del agua de las piedras porosas hacia el exterior, el esfuerzo  $\Delta\sigma_1$  nunca podrá llegar a ser efectivo, pues la arcilla no puede materialmente consolidarse; por lo tanto, el esfuerzo  $\Delta\sigma_1$  no dejará de ser neutral ( $\Delta\sigma_1 = u_1$ ). Al aplicar  $F$  tampoco se disiparán las presiones neutrales que pueda generar la deformación tangencial y ello aunque  $F$  se aplique lentamente (se supone que la salida del agua está idealmente impedida, cosa muy difícil, por no decir imposible de lograr en un aparato de corte directo). Suponiendo que la presión neutral originada por la deformación tangencial sea también  $u$  (en realidad es un poco menor), la resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla será ahora, teniendo presente que  $\Delta\sigma_1 = u_1$ :

$$s = (\sigma_1 + \Delta\sigma_1 - u_1 - u) \tan \phi = (\sigma_1 - u) \tan \phi$$

de nuevo diferente a las dos anteriores, nada más que a causa de un cambio en la condición de drenaje de la muestra.

Esta misma resistencia se podría haber obtenido si  $\Delta\sigma_1$  y  $F$  fuesen aplicadas rápidamente, una tras otra, aun con drenaje libre, pues en tal caso no se daría tiempo a que se disipase ninguna presión neutral en los poros del suelo.

Todos los razonamientos anteriores pueden considerarse aplicables a un suelo normalmente consoli-

dado en la naturaleza; si el suelo es preconsolidado pueden desarrollarse razonamientos análogos. En efecto, considérese la misma muestra anterior, pero fuertemente consolidada por una presión  $\sigma_1$ , de gran magnitud. Si ahora se descarga rápidamente la muestra, quitando la fuerza  $P$  que producía la  $\sigma_1$ , la arcilla tenderá a expandirse; como la muestra no puede tomar instantáneamente el agua necesaria para ello, aun en el supuesto de que existiese en el exterior disponible, el agua intersticial quedará sometida a un estado de tensión tal que proporcione a las partículas minerales una presión suficiente para mantener el mismo volumen; obviamente, esta presión debe ser la misma que actuaba antes sobre la arcilla desde el exterior, es decir:

$$u_2 = -\sigma_1$$

Si inmediatamente después de retirar la carga  $P$ , la muestra se lleva a la falla, aplicando  $F$  rápidamente, la deformación tangencial en el plano de falla ocasionará, según se dijo, una perturbación de la estructura sólida y la presión del agua intersticial,  $u$ , consecuencia de ello, disminuye la tensión  $u_2$  existente, de acuerdo con lo dicho en el párrafo anterior. En este caso la resistencia al esfuerzo cortante podrá escribirse, teniendo en cuenta que la presión total es nula, por haber retirado  $P$  y que  $u_2 = -\sigma_1$  como:

$$s = (0 - u_2 - u) \tan \phi = (\sigma_1 - u) \tan \phi$$

Esta es la resistencia que se interpreta históricamente como "cohesión" de las arcillas, por ocurrir a esfuerzo exterior nulo y que, según se ve, en realidad es también fricción consecuencia de la preconsolidación (historia previa de consolidación) adquirida por la arcilla a causa de la acción de  $\sigma_1$ . Si no existe ninguna fuente de agua exterior de donde absorber, no importa el tiempo que se deje transcurrir desde la remoción de la carga  $P$  hasta la falla de la muestra por aplicación rápida de  $F$ . La resistencia permanecerá la misma. Debe observarse que si las facilidades de drenaje son nulas; es decir, si no existiera posibilidad para la muestra de ganar o perder agua, cualquiera que sea el decremento o incremento de presión exterior, toda esa presión adicional la tomará el agua, y al aplicar la fuerza  $F$  rápidamente, el material tendría exactamente la misma resistencia debida a la preconsolidación bajo  $\sigma_1$ ; es decir, el material se comportaría como puramente cohesivo. Por otra parte, si el suelo tiene facilidad para absorber agua y se deja transcurrir el tiempo para que esto suceda, después de haber removido  $P$ , la muestra se expandirá y gradualmente irá disipándose la tensión en el agua y por lo tanto el esfuerzo efectivo, hasta que, finalmente, el esfuerzo efectivo será prácticamente nulo y, por ende, la resistencia del material se habrá reducido prácticamente a cero.

Claro es que todos los razonamientos anteriores pueden aplicarse a estratos de arcilla depositados en

la naturaleza, cuya resistencia aumentará o disminuirá conforme se disipen con el tiempo las compresiones o tensiones originadas en el agua por las cargas.

De lo anterior se desprende la idea de que es en definitiva la fricción el único concepto de que hay que echar mano, en última instancia, para explicar la resistencia al esfuerzo cortante de todo tipo de suelos. Sin embargo, esta imagen peca quizá de simplista, pues en el caso de partículas de arcilla de forma laminar, en los contactos arista contra cara plana quizá se desarrollen nexos de unión suficientemente fuertes como para que haya de hablarse de una "verdadera cohesión". Empero, se considera que estos análisis quedan fuera del objetivo de este libro y que la fricción puede proporcionar un mecanismo de resistencia suficientemente claro para las aplicaciones de la Mecánica de Suelos a las vías terrestres, a condición de tomar cuidadosamente en cuenta las consideraciones que se han comentado en los anteriores párrafos. En la referencia 39 podrán ampliarse considerablemente las ideas ahora apenas insinuadas.

Para terminar estas ideas sobre los mecanismos de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos es preciso establecer el concepto de resistencia residual, que ocupa un lugar importante en los problemas de estabilidad de suelos ligados a las vías terrestres. Si se observa la Fig. I-17.a se verá que en los materiales de falla frágil la curva esfuerzo-deformación llega a una condición en que el suelo presenta grandes deformaciones para esfuerzo prácticamente constante; este efecto, en mayor o menor medida, se observa en todos los suelos (arenas o arcillas) que presenten una resistencia máxima, siendo más acusado en tanto la arcilla esté más preconsolidada o la arena más compacta, a pesar de ser perceptible en arcillas normalmente consolidadas y en arenas relativamente sueltas. Esta resistencia, denominada última o residual, fue estudiada para arcillas por Skempton (Ref. 40). En el caso de las arenas esta resistencia ocurre con una relación de vacíos independiente de la inicial, que se tenía antes del proceso de deformación por cortante, y la deformación tiene lugar a volumen constante. La influencia del acomodo de las partículas es mínima, aunque hay evidencia de que aun juega un cierto papel, a pesar de las grandes deformaciones que han tenido lugar. En las arcillas, la resistencia residual es independiente de la historia previa de esfuerzos, como lo demuestra el hecho de que tiene igual valor para suelos naturales y remoldeados. La caída de resistencia tras la máxima, se debe tanto a una ruptura progresiva de los nexos entre las partículas, como a su reorientación en arreglos en que las partículas se disponen con sus caras paralelas.

Los mecanismos de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos cohesivos parcialmente saturados (tan importantes para el ingeniero de las vías terrestres por el amplio uso que hace de los suelos compactados, que generalmente caen dentro de la anterior condición), envuelven los mismos conceptos que

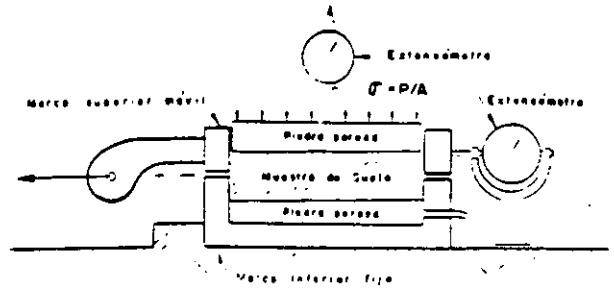


Figura I-46. Esquema del aparato de resistencia al esfuerzo cortante directo.

los de los suelos saturados. Sin embargo, al haber aire y agua en los vacíos del suelo, los mecanismos de generación de las presiones neutras son mucho más complicados e involucran fenómenos de tensión capilar y presión de gases, que a su vez dependen del grado de saturación y del tamaño de los vacíos. Al nivel del conocimiento actual es prácticamente imposible determinar los esfuerzos efectivos que realmente actúan entre los granos del suelo.

### C Pruebas para la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos

En la sección I-10 de este capítulo ya se presentaron someramente las principales pruebas de laboratorio hoy utilizadas para medir la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. Se trata ahora de extender ligeramente este tema, complementándolo con una descripción general de los aparatos que se emplean, pues no se cree posible llegar a una comprensión justa de las conclusiones que se establecerán en los dos párrafos siguientes sin cumplir tal prerrequisito.

El aparato de corte directo responde a la idea más intuitiva para medir la resistencia de los suelos. En la Fig. I-46 aparece un esquema del dispositivo.

El aparato consta de dos marcos, uno fijo y otro móvil, que contienen a la muestra de suelo.

Dos piedras porosas, una superior y otra inferior, proporcionan drenaje libre a muestras saturadas, cuando se desee, y se substituyen simplemente por placas de confinamiento, al probar muestras secas.

La parte móvil tiene un aditamento al cual es posible aplicar una fuerza rasante, que provoca la falla del espécimen a lo largo de un plano que, por la construcción del aparato, resulta bien definido. Sobre la cara superior del conjunto se aplican cargas que proporcionan una presión normal en el plano de falla,  $\sigma$ , graduable a voluntad. La deformación se mide con extensómetro, tanto en dirección horizontal como vertical.

De acuerdo a como se fijen las condiciones de drenaje de la muestra, se tienen tres tipos de pruebas

- Sin drenaje, en que no se permite el drenaje de la muestra ni en la etapa de aplicación del

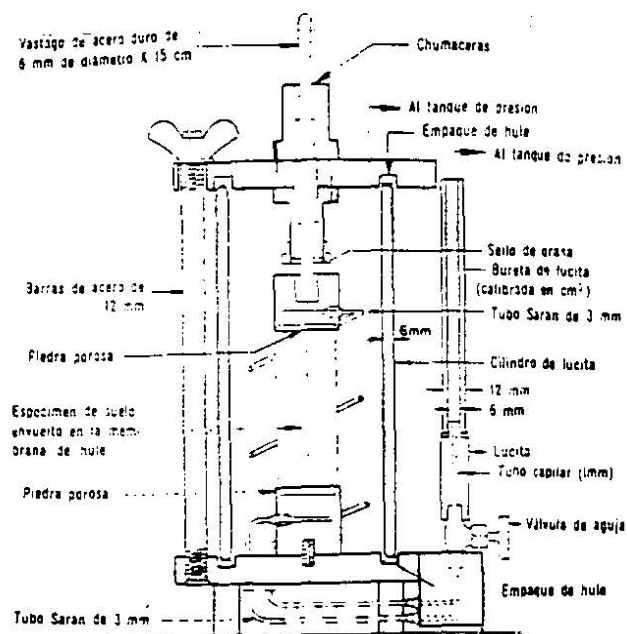


Figura I-47. Cámara de compresión triaxial.

esfuerzo normal, ni en la aplicación del esfuerzo cortante.

- Con consolidación sin drenaje, en la que se permite a la muestra consolidarse durante la etapa de aplicación del esfuerzo normal vertical, hasta disipar toda presión intersticial, pero no se permite drenaje adicional durante la etapa de aplicación del esfuerzo cortante.
- Con drenaje, en la que se permite consolidación de la muestra en las dos etapas de la prueba, de manera que se disipan las presiones neutrales tanto al aplicar el esfuerzo normal, como durante la aplicación del esfuerzo cortante.

Las pruebas más comunes para determinar la resistencia de los suelos son, como ya se dijo, las triaxiales.

Las pruebas de compresión triaxial son más refinadas que las de corte directo y en la actualidad son, con mucho, las más usadas en cualquier laboratorio para determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos. Teóricamente son pruebas en que se podrían variar a voluntad las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre sus características mecánicas en forma completa. En realidad y buscando sencillez en su realización, en las pruebas que hoy se efectúan, los esfuerzos en dos direcciones son iguales. Los especímenes son usualmente cilíndricos y están sometidos a presiones laterales de un líquido, por lo general agua, del cual se protegen con una membrana impermeable. Para lograr el debido confinamiento, la muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica y hermética, de lucita, con bases metálicas (Fig. I-47). En las bases de la muestra se colocan

piedras porosas, cuya comunicación con una bureta exterior puede establecerse a voluntad con segmentos de tubo plástico (tubo sarán). El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara o con cables jalados a través de la base inferior.

La presión lateral que se ejerce con el agua que llena la cámara es sólo normal, por ser hidrostática, y produce, por lo tanto, esfuerzos principales sobre el espécimen ( $\sigma_3$ ). En las bases de éste obra naturalmente también esta misma presión  $\sigma_3$ , pero además en esas secciones actúa el efecto de la carga transmitida por el vástago desde el exterior, que ejerce una presión  $p$  sobre el espécimen; esta presión suele llamarse en Mecánica de Suelos "esfuerzo desviador"; en total, en dirección axial actúa una presión  $\sigma_1$ , que también es principal y que vale

$$\sigma_1 = \sigma_3 + p$$

En un instante dado el estado de esfuerzos se considera uniforme en toda la muestra y puede analizarse recurriendo a las soluciones gráficas de Mohr, con  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  como esfuerzos principales mayor y menor, respectivamente. Debe observarse que en una cámara triaxial el suelo está sometido a un estado de esfuerzos tridimensional, que aparentemente debería tratarse con la solución general de Mohr, que envuelve el manejo de tres círculos diferentes; pero como en la prueba dos de los esfuerzos principales son iguales, el menor y el intermedio, en realidad los tres círculos devienen a uno solo y el tratamiento resulta simplificado, pudiéndose emplear las construcciones correspondientes al estado de esfuerzos planos.

Ya se vio que la resistencia al esfuerzo cortante, sobre todo en suelos "cohesivos", es variable y depende de diversos factores circunstanciales. Al tratar de reproducir en el laboratorio las condiciones a que el suelo estará sometido en la obra de que se trate, será necesario tomar en cuenta cada uno de los factores, tratando de reproducir las condiciones reales de este caso particular. En tal virtud, no es posible pensar en una prueba única que refleje todas las posibilidades de la naturaleza. Podría parecer que, en cada caso, debería montarse una prueba especial que lo representara fielmente; sin embargo, es obvio que esto no es práctico, dado el funcionamiento de un laboratorio común. Lo que se ha hecho es reproducir aquellas circunstancias más típicas e influyentes en algunas pruebas estandarizadas. Estas pruebas se refieren a comportamientos y circunstancias extremas; sus resultados han de adaptarse al caso real, generalmente intermedio, interpretándolos con un criterio sano y teniendo siempre presente las normas de la experiencia.

Los tipos de prueba de compresión triaxial que más comúnmente se realizan hoy en los laboratorios de Mecánica de Suelos son los que se describen brevemente a continuación:

Prueba lenta (símbolo  $L$ ). Con drenaje.

La característica fundamental de la prueba es que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos. Primeramente se somete al suelo a una presión hidrostática ( $\sigma_3$ ), teniendo abierta la válvula de comunicación con la bureta y dejando transcurrir el tiempo necesario para que haya completa consolidación bajo la presión actuante. Cuando el equilibrio estático interno se haya reestablecido, todas las fuerzas exteriores estarán actuando sobre la fase sólida del suelo; es decir, producen esfuerzos efectivos, en tanto que los esfuerzos neutrales en el agua corresponden a la presión hidrostática. A continuación la muestra es llevada a la falla aplicando la carga axial en pequeños incrementos, cada uno de los cuales se mantiene el tiempo necesario para que la presión en el agua, en exceso de la hidrostática, se reduzca a cero.

Prueba rápida-consolidada (símbolo  $R_c$ ). Con consolidación. Sin drenaje.

En este tipo de prueba, el espécimen se consolida primeramente bajo la presión hidrostática  $\sigma_3$ , como en la primera etapa de la prueba lenta; así el esfuerzo  $\sigma_3$  llega a ser efectivo ( $\bar{\sigma}_3$ ), actuando sobre la fase sólida del suelo. En seguida, la muestra es llevada a la falla por un rápido incremento de la carga axial, de manera que no se permita cambio de volumen. El hecho esencial de este tipo de prueba es el no permitir ninguna consolidación adicional de aplicación de la carga axial durante el periodo de falla. Esto se logra fácilmente en una cámara de compresión triaxial cerrando la válvula de salida de las piedras porosas a la bureta; una vez hecho esto, el requisito es cumplido independientemente de la velocidad de aplicación de la carga axial; sin embargo, parece no existir duda de que esa velocidad influye en la resistencia del suelo, aun con drenaje totalmente restringido.

En la segunda etapa de una prueba rápida-consolidada podría pensarse que todo el esfuerzo desviador fuera tomado por el agua de los vacíos del suelo en forma de presión neutral; ello no ocurre así y se sabe que parte de esa presión axial es tomada por la fase sólida del suelo, sin que, hasta la fecha, se hayan dilucidado por completo ni la distribución de esfuerzos, ni las razones que la gobiernan. De hecho no hay en principio ninguna razón para que el esfuerzo desviador sea íntegramente tomado por el agua en forma de presión neutral; si la muestra estuviese lateralmente confinada, como en el caso de una prueba de consolidación, sí ocurriría esa distribución simple del esfuerzo desviador; pero en una prueba triaxial la muestra puede deformarse lateralmente y, por lo tanto, su estructura puede tomar esfuerzos cortantes desde un principio.

Prueba rápida (símbolo  $R$ ). Sin drenaje.



Labrado de una muestra para pruebas.

En este tipo de prueba no se permite consolidación de la muestra en ninguna etapa. La válvula de comunicación entre el espécimen y la bureta permanece siempre cerrada, impidiendo el drenaje. En primer lugar se aplica al espécimen una presión hidrostática y, de inmediato, se hace fallar al suelo con la aplicación rápida de la carga axial. Los esfuerzos efectivos en esta prueba no se conocen bien, ni tampoco su distribución, en ningún momento, sea anterior o durante la aplicación de la carga axial.

Prueba de compresión simple (símbolo  $C_u$ ).

Esta prueba no es realmente triaxial y no se clasifica como tal, pero en muchos aspectos se parece a una prueba rápida. Al principio de la prueba los esfuerzos exteriores son nulos, pero existen en la estructura del suelo esfuerzos efectivos no muy bien definidos, debidos a tensiones capilares en el agua intersticial.

Las pruebas triaxiales a que se ha hecho referencia, en las que el esfuerzo desviador se aplica por compresión del vástago, deben verse como las tradicionales históricamente hablando y como las de realización todavía más frecuente, pero en épocas más recientes se han desarrollado otras modalidades de prueba triaxial. En una de ellas, ya bastante usada,



Veleta de laboratorio.

el esfuerzo transmitido por el vástago es de tensión, disminuyendo así la presión axial actuante sobre la muestra durante la prueba; en otra, se varía la presión lateral, modificando la presión de cámara dada con el agua, pero manteniendo la presión axial constante, para lo cual será preciso realizar los ajustes correspondientes en la transmisión producida por el vástago. Finalmente, sobre todo en trabajos de investigación, se están efectuando pruebas en las que se hace variar tanto el esfuerzo axial como el lateral.

Actualmente las pruebas triaxiales se clasifican en dos grandes grupos, de acuerdo con lo anterior: de compresión y de extensión. En las primeras, la dimensión axial disminuye y en las segundas, aumenta.

Tanto las pruebas de compresión como de extensión pueden tener diversas modalidades de laboratorio. En efecto, la dimensión axial del espécimen se puede hacer, por ejemplo, disminuir, aumentando el esfuerzo axial, por aumento en la carga transmitida por el vástago o manteniendo constante el esfuerzo axial, pero haciendo disminuir el lateral dado por el agua o, finalmente, aumentando la presión axial

disminuyendo simultáneamente la lateral. La más común de las pruebas de este último tipo es aquella en que cada incremento de presión axial sobre la muestra es el doble del decremento de presión late-

ral, de modo que el promedio aritmético de los esfuerzos normales principales se mantiene constante.

Análogamente existen las variantes correspondientes para las pruebas de extensión.

En una prueba de compresión, la presión axial siempre es el esfuerzo principal mayor,  $\sigma_1$ ; en una prueba de extensión, por el contrario, la presión axial siempre será el esfuerzo principal menor,  $\sigma_3$ .

Se han desarrollado asimismo equipos triaxiales para aplicación de tres esfuerzos principales diferentes (Ref. 41). Existen además aparatos de deformación plana (Ref. 42 y 43) en los cuales se hacen variar las deformaciones axialmente y en un sentido lateral, permaneciendo fija la dimensión del espécimen en el otro sentido lateral.

Para la medición de las propiedades dinámicas de los suelos se ha desarrollado la prueba triaxial pulsante, en la cual se aplica  $\sigma_3$  como en la prueba estándar, pero la  $\sigma_1$  de manera cíclica.

La prueba de corte anular (Ref. 44) se realiza utilizando un aparato prácticamente idéntico al de la prueba directa con la diferencia de que el esfuerzo cortante se produce aplicando una torsión alrededor de un eje vertical y normal a la muestra; al no cambiar el área de la muestra, la prueba es muy apropiada para la determinación de la resistencia residual de los suelos.

En los aparatos de corte simple el espécimen se deforma también de un modo análogo a como se hace en un aparato de corte directo, pero de tal manera que en la deformación todas las secciones horizontales de la muestra permanecen invariables; existen principalmente dos, que se describen detalladamente en las referencias 45 y 46. Se admite que los aparatos de corte simple son más apropiados que los de corte directo para el estudio de las deformaciones de los suelos, por abarcar la zona deformada prácticamente a todo el espécimen, en lugar de una estrecha franja del mismo, lo que produce incertidumbres en el análisis de las deformaciones (Ref. 47). Los aparatos de corte simple a que se ha hecho referencia, producen estados de deformación plana, condición que se ha querido ver como representativa de la situación prevaleciente en muchos problemas reales.

La prueba de la veleta es una contribución relativamente moderna al estudio de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. La prueba presenta, en principio, una ventaja considerable: la de realizarse directamente sobre los suelos *in situ*, es decir, no sobre muestras extraídas con mayor o menor grado de alterabilidad, sino sobre los materiales en el lugar en que se depositaron en la naturaleza. Sin embargo, la alteración de los suelos sometidos a la prueba dista de ser nula, pues la veleta ha de hincarse en el estrato en el cual van a realizarse las determinaciones y esta operación ejerce siempre influencia negativa. La prueba guarda cierta similitud, desde un punto de vista interpretativo de sus resultados, con la prueba directa de resistencia ya mencionada tantas veces y está afectada por algunas de sus limitaciones.

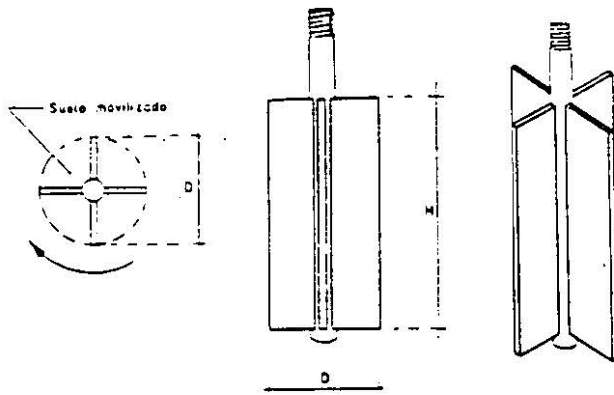


Figura 1-48. Aparato de veleta para determinaciones de resistencia al esfuerzo cortante.

El aparato consta de un vástago, desmontable en piezas, a cuyo extremo inferior está ligada la veleta propiamente dicha, por lo general de cuatro aspas fijamente ligadas a un eje, que es prolongación del vástago (Fig. 1-48). Para efectuar la prueba, una vez hincada la veleta a la profundidad deseada, se aplica gradualmente al vástago un momento en su extremo superior, en donde existe un mecanismo apropiado, que permite medirlo. Por lo general la operación de hincado se facilita perforando un pozo hasta una profundidad ligeramente menor al nivel en que la prueba haya de realizarse; la parte superior de la veleta ha de quedar suficientemente abajo del fondo del pozo. Al ir aplicando el momento, la veleta tiende a girar tratando de rebanar un cilindro de suelo.

Llamando  $s$  a la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, el momento máximo soportado por éste será medido por los momentos resistentes generados, tanto en las bases del cilindro, como en su área lateral. El momento resistente que se desarrolla en el área lateral será:

$$M_{R_L} = \pi D H \cdot s \frac{D}{2} = \frac{1}{2} \pi D^2 H s$$

y despreciando el efecto del vástago, el momento generado en cada base valdrá:

$$M_{R_B} = \frac{\pi D^2}{4} s \frac{2}{3} \frac{D}{2} = \frac{1}{12} \pi D^3 s$$

Nótese que, en la base, se toma el brazo de palanca de la fuerza resistente como  $2/3 \cdot D/2$ , lo que equivale a considerar elementos resistentes en forma de sector circular.

El momento resistente total, en el instante de falla incipiente, será igual al momento aplicado ( $M_{\text{máx}}$ ):

$$M_{\text{máx}} = M_{R_L} + 2M_{R_B} = \frac{1}{2} \pi D^2 H s + \frac{1}{6} \pi D^3 s$$

y:

$$M_{\text{máx}} = \pi D^2 \left( \frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right) s \quad (1-67)$$

De donde

$$s = \frac{M_{\text{máx}}}{\pi D^2 \left( \frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right)} = \frac{M_{\text{máx}}}{C} \quad (1-68)$$

Obsérvese que el valor de  $C$  es una constante del aparato, calculable de una vez por todas.

Es frecuente que  $H = 2D$ , con lo que

$$C = \frac{7}{6} \pi D^3 \quad (1-69)$$

Fácilmente se nota que el tipo de falla que produce la veleta es progresiva, con deformaciones máximas en el extremo de las aspas, y mínimas en los planos bisectores de dichas aspas, por lo que concluirse que la veleta sólo es aplicable a materiales de falla plástica, del tipo de arcillas blandas.

En las arenas, aun en las sueltas, la veleta introducida modifica la compacidad de los mantos y, sobre todo, el estado de esfuerzos general de la masa, por todo lo cual los resultados que pudieran obtenerse son de interpretación difícil.

En las arcillas finamente estratificadas, en que capas delgadas de arcilla alternan con otras de arena fina que proporcionan fácil drenaje, los esfuerzos debidos a la rotación inducen consolidación en la arcilla, efecto que se hace notorio durante la prueba por el pequeño espesor de la estratificación; ello se obtienen resistencias más altas que las reales.

Una veleta apropiada para medir resistencias altas ha sido operada por Marsal (Ref. 48). En la misma referencia 48 se mencionan algunos equipos de prueba actualmente en desarrollo y uso para medida de la resistencia de los suelos en el lugar.

#### I-14 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS GRANULARES

Según ya se vio en el párrafo anterior, los factores que afectan a la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares pueden considerarse dentro de dos clases. La primera agrupa a los que afectan la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo dado, de los cuales los más importantes son la compacidad (a menudo referida a la relación de vacíos inicial o a la compacidad relativa inicial) y el esfuerzo de confinamiento (en la naturaleza o en la cámara triaxial), pero entre los que la velocidad de aplicación de la carga juega también un papel. La segunda clase de factores agrupa a aquéllos que hacen que la resistencia de un suelo granular sea diferente de la de otro suelo granular que tenga el mismo esfuerzo confinante y la misma compacidad.

Entre estos factores destacan el tamaño, la forma, la textura y la distribución granulométrica de las partículas, y su grado de sanidad y dureza, definiendo estas últimas condiciones el fenómeno de ruptura de granos, que afecta la resistencia de manera fundamental.

A continuación se analizarán algunas conclusiones que pueden considerarse de interés y que se desprenden de los resultados de pruebas de laboratorio y experiencias de campo en relación a la resistencia al esfuerzo cortante que pueden desarrollar los suelos granulares.

En primer lugar existe considerable acuerdo en que, en lo que a las aplicaciones prácticas se refiere, resulta lícito expresar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares por medio de una ecuación análoga a la 1-64, según la cual

$$s = \bar{\sigma} \tan \phi \quad (1-64)$$

en la que  $s$  representa la resistencia del suelo o, lo que es lo mismo, el máximo esfuerzo cortante que éste soporta sin falla ( $\tau_{\max}$ ).

En la figura 1-49 se muestran las envolventes de falla, obtenidas en pruebas triaxiales convencionales, realizadas a niveles de esfuerzos relativamente bajos para tres arenas, una suelta, otra compacta y una tercera, cementada. Se marcan los puntos correspondientes a cada prueba, que indican la combinación particular de esfuerzo normal y esfuerzo cortante máximo con que se produjo la falla en el punto. En el caso de la arena suelta, se observa que se define una envolvente de falla que es prácticamente una línea recta que pasa por el origen; lo que es lo mismo, el material satisface una ley del tipo de la ecuación 1-64 y el ángulo de fricción interna de la arena ( $\phi_c$ ) puede obtenerse precisamente del conjunto de pruebas.

En el caso de la arena compacta, los puntos resultantes definen en realidad una línea curva, no muy diferente de una recta que pase por el origen, con el ángulo de inclinación  $\phi_c$ . Para fines prácticos es razonable asimilar la curva a una recta que cumpla con las condiciones de la ley (1-64) y en tal caso podrá calcularse de las pruebas el ángulo  $\phi_c$  (estado compacto), necesario para poder aplicar la ecuación (1-64) a los problemas de campo.

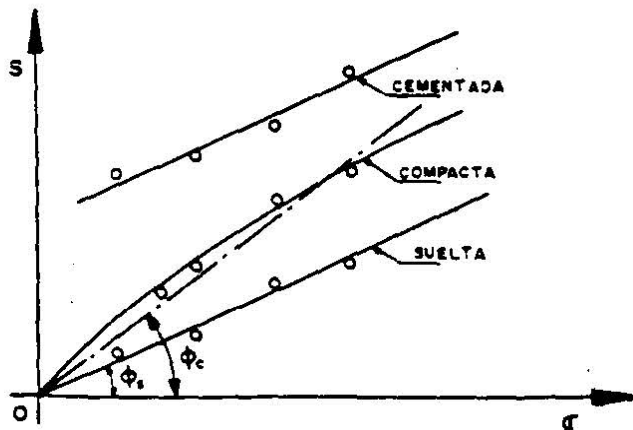


Figura 1-49. Líneas de resistencia para una arena en estado suelto, compacto y cementado.

En el caso de las arenas cementadas podrá tenerse una ley como las anteriores, según sean sueltas o compactas; la diferencia estriba en la resistencia que exhibirá la arena bajo presión normal exterior nula, por efecto de la cementación (ordenada en el origen), lo que hace que la resistencia en estas pruebas quede mejor expresada por una ley del tipo (1-66), pudiéndose calcular  $c$  y  $\phi$  de las pruebas triaxiales efectuadas y teniendo en cuenta que  $c$  representa un efecto de cementación antes que cualquier clase de cohesión.

Las ideas anteriores permiten obtener expresiones manejables para la resistencia al esfuerzo cortante de las arenas, en forma aproximada y apropiada para niveles de esfuerzos relativamente bajos. Cuando éstos aumentan, el anterior panorama simplista se complica, según se discutirá más adelante.

Es evidente que es el efectivo el esfuerzo que debe tomarse en cuenta en la aplicación de las anteriores leyes de resistencia en arenas. Si la arena está saturada, podrán aparecer por carga exterior o por flujo presiones en el agua,  $u$ . En tal caso, si, como es frecuente en la práctica, la presión normal con que haya de entrarse en la fórmula 1-64 se calcula como esfuerzo total, es decir a partir del peso específico del suelo saturado,  $\gamma_m$ , que involucra el peso del suelo y del agua contenida, deberá escribirse la ecuación 1-64 en cualquiera de las dos formas.

$$s = \bar{\sigma} \tan \phi = (\sigma - u) \tan \phi \quad (1-70)$$

donde  $\bar{\sigma}$  representa el esfuerzo efectivo y  $\sigma$  al total, según se han definido anteriormente. La experiencia de laboratorio ha demostrado que el valor de  $\phi$  cambia relativamente poco entre la arena seca y la arena saturada; el verdadero cambio en la resistencia de la arena estriba en la aparición de la presión neutral intersticial  $u$ , que si es importante puede reducir la resistencia en forma substancial. Si la arena estuviera "seca", a la profundidad  $z$  dentro de la masa se tendría, para fines de resistencia, una presión normal.

$$\bar{\sigma} = \sigma = \gamma z$$

Si el nivel freático sube hasta la superficie de la arena, el valor  $\gamma$ , aumenta al valor  $\gamma_m$ , que es mayor; pero si se desarrollan en el agua presiones neutrales de valor  $u$ , el esfuerzo disponible para la resistencia será:

$$\bar{\sigma} = (\sigma - u) = \gamma_m z - u$$

Si  $u$  es suficientemente grande, la resistencia puede reducirse a un valor despreciable. Puede verse entonces claramente la influencia del agua y de las presiones que pueda desarrollar en los problemas de estabilidad de tierras. Las fluctuaciones en el nivel freático o el flujo de agua a través de los suelos son causas comunes del desarrollo de presión neutral.

Si la presión neutral aumenta lo suficiente, la diferencia  $\sigma - u$  puede llegar a ser cero, y la arena ha-



brá perdido toda su resistencia, pasando a comportarse como un fluido pesado. Esta condición está ligada no sólo a la causa que provoque  $u$ , como podría ser el flujo de agua, sino a características de la propia arena; en arenas finas y uniformes o en limos sin cohesión, la permeabilidad es relativamente baja y cualquier presión neutral que se desarrolle tendrá dificultades para disiparse, siendo estos suelos los que presentan más riesgo de disminuir o anular su resistencia por este concepto. Las arenas gruesas y las gravas pueden llegar a la condición de resistencia nula sólo si el flujo es suficientemente grande.

Cuando las arenas se deforman bajo esfuerzo cortante, su volumen cambia; si la arena está saturada, tal cambio debe ir acompañado de una nueva distribución del agua en los vacíos. Si la permeabilidad del suelo es alta o los cambios anteriores ocurren muy lentamente, sólo aparecerán presiones neutrales muy pequeñas sin mayor influencia en la resistencia; pero si los cambios son muy rápidos o la permeabilidad es relativamente baja se podrá llegar por efecto acumulativo a grandes presiones neutrales, quedando la resistencia muy afectada.

Los suelos compactos se expanden al deformarse, según ya se dijo, lo cual tiende a producir tensiones intersticiales, con valor límite igual a la máxima tensión capilar del suelo; este efecto produce un aumento temporal en la resistencia del suelo.

En las arenas sueltas, la deformación bajo cortante produce disminución de volumen y el agua genera presión neutral. El valor límite de  $u$  es ahora la presión de confinamiento del suelo ( $\sigma_3$ ) y el mínimo esfuerzo efectivo a que puede llegarse es:

$$\bar{\sigma} = \sigma - u$$

Cuando la arena se deforma por cortante, las presiones neutrales se desarrollan al principio sólo en la zona de deformación; depende de la permeabilidad y de las condiciones de movimiento interno del agua el que la presión neutral se mantenga o se propague por la masa de arena. Este debilitamiento del suelo más allá de la zona inicialmente deformada transmite las condiciones de falla y contribuye a generar más presiones neutrales en el agua, de manera que puede tender a producirse un verdadero mecanismo de falla progresiva. A estos fenómenos están ligados muchos deslizamientos de tierra importantes.

Cargas relativamente pequeñas pueden generar condiciones de falla por desarrollo de presión neutral, en condiciones apropiadas, cuando la carga actúa repetidamente en forma más o menos cíclica. Cada aplicación de carga produce un incremento en la presión neutral; si las condiciones de granulometría y permeabilidad no permiten que ésta se disipe antes de la siguiente aplicación, se tendrán las condiciones propicias para el desarrollo de una falla. Este es el caso que puede llegar a presentarse bajo una cimentación de una máquina que transmita vibraciones; también es el caso de explosiones y temblores de tierra durante o después de los cuales pue-

de presentarse el efecto de resistencia nula con desastrosas consecuencias (licuación).

La tensión capilar puede introducir diferencias en la resistencia al esfuerzo cortante de la arena, respecto al estado seco. En las arenas húmedas pueden desarrollarse meniscos entre los granos y generarse altos esfuerzos de tensión capilar en el agua, a los que corresponderán fuertes compresiones entre los granos, lo que equivale a un aumento de la presión efectiva y, por lo tanto, de la resistencia. Este es el efecto de cohesión aparente debida a la capilaridad, responsable de que muchos frentes de arena parcialmente saturada se mantengan prácticamente con talud vertical. Naturalmente este no es un efecto permanente, y si el ingeniero confía en él, se enfrentará a una falla casi segura cuando la arena pierda el agua por evaporación o cuando se sature por cualquier razón.

Como ya se dijo, la ley de resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares puede aproximarse a una línea recta (ecuación 1-64) de un modo bastante razonable en la práctica, siempre y cuando los esfuerzos normales actuantes en el plano de falla y en el instante de la falla se mantengan a bajo nivel. No hay una frontera específica para definir alto o bajo nivel de esfuerzo; en la Ref. 49 Lambe y Whitman mencionan experimentos en que ese límite se definió entre valores que quizá puedan situarse entre 5 y 10 kg/cm<sup>2</sup>, dependiendo mucho, como quedó establecido, de la compacidad del suelo granular. Cuando el nivel de esfuerzo normal en la superficie de falla se combina con la compacidad de manera que se tienen envolventes de resistencia más curvas (a un grado que la aproximación a la recta se haga con una falta de precisión que se considere indeseable), puede procederse de alguna de las tres maneras siguientes. En primer lugar puede trabajarse con la envolvente curva obtenida en las pruebas, lo que seguramente complica cualquier cálculo que haya de hacerse con base en tal envolvente. En segundo lugar, puede aproximarse a una línea recta solamente la parte de la envolvente curva comprendida entre los valores extremos de la presión normal en el plano de falla que se considere actuarán en el problema específico que se está analizando; esto llevará seguramente a la obtención de una ley de resistencia del tipo de la ecuación 1-66, pues la prolongación de la aproximación recta puede cortar al eje  $\tau$  por arriba del origen; naturalmente que el valor de  $c$  así obtenido tiene poco que ver con el concepto de cohesión ya discutido y no debe verse más que como un parámetro de cálculo. En tercer lugar puede trabajarse con la ecuación 1-64, pero considerando en ella a  $\phi$  variable y dependiente de la presión de confinamiento en la falla [ $\phi = f(\sigma_3)$ ], si bien este método se considera poco cómodo para los cálculos prácticos.

Abandonando el examen del panorama general que hasta ahora se ha tratado, se concluirá este breve análisis sobre la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos fraccionantes, tal como se considera que puede encontrarse por experimentación de laborato-

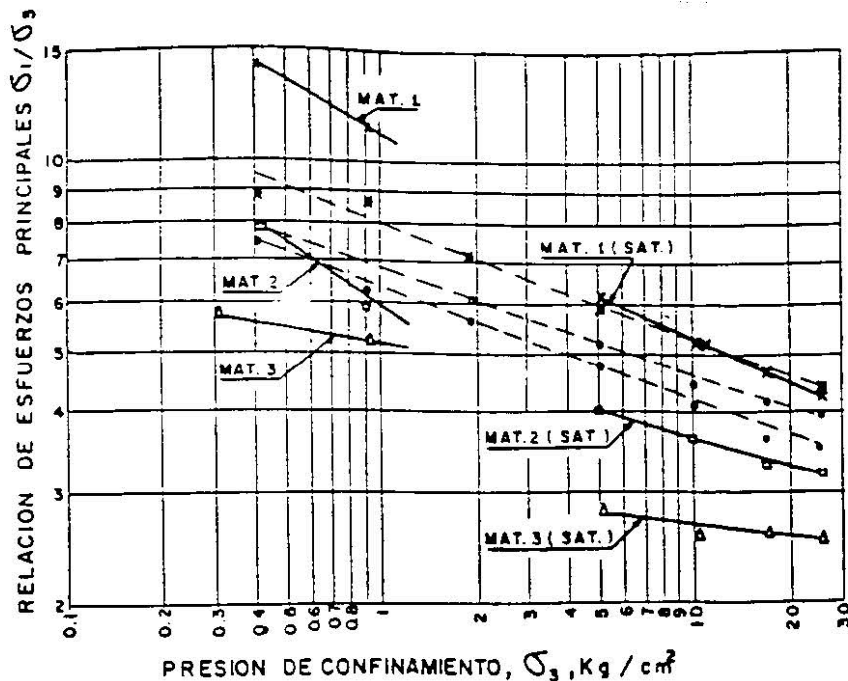


Figura I-50. Relación entre el cociente  $\sigma_1/\sigma_3$  en la falla y  $\sigma_3$  para tres materiales granulares (según Ref. 24).

rio, haciendo algunas consideraciones sobre la influencia en los resultados de las pruebas de algunos de los factores que influyen en dicha resistencia, los cuales han sido mencionados al principio de éste y en párrafos precedentes.

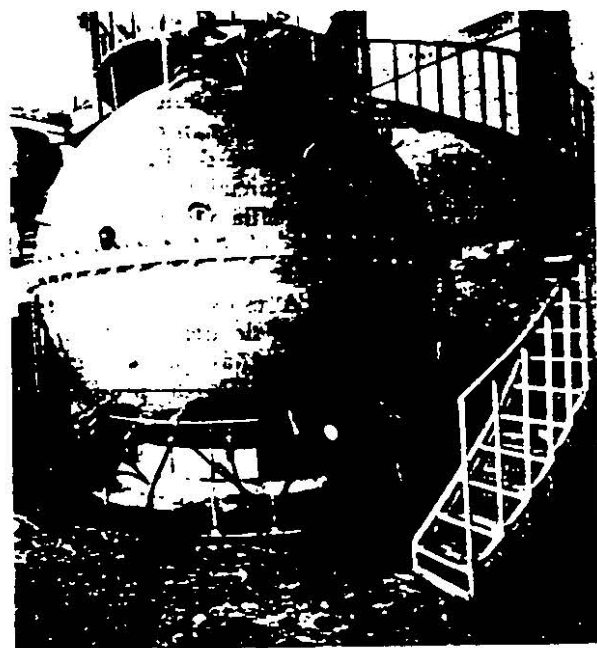
Se considerará en primer lugar el efecto del esfuerzo confinante  $\sigma_3$  utilizado en la prueba. Ya se ha dicho que dicho esfuerzo es fundamental para definir la resistencia adicional que muestra el suelo granular por efecto de acomodo; cuando el esfuerzo confinante aumenta, la componente de resistencia por efecto de acomodo disminuye, a causa de que las partículas se alisan en los puntos de contacto e incluso se rompen. Esta tendencia se muestra claramente en la Fig. I-50, presentada por Marsal en la Ref. 24.

La figura presenta resultados para los tres materiales de enrocamiento ya mencionados en el párrafo I-11. Aparecen dos series de pruebas; a la izquierda, con presiones de confinamiento relativamente bajas (hasta  $1 \text{ kg/cm}^2$ ), las hechas en el aparato triaxial con muestras de  $113 \text{ cm}$  de diámetro y  $250 \text{ cm}$  de altura, y a la derecha, las realizadas en el aparato triaxial gigante, con presiones de confinamiento hasta de  $25 \text{ kg/cm}^2$ . En ambos casos es notable la tendencia señalada de disminución del efecto de acomodo con el aumento de  $\sigma_3$ .

Las pruebas de la izquierda se hicieron sobre especímenes secos, en tanto que las de la derecha sobre especímenes saturados; el cambio de inclinación y tendencia de las líneas obtenidas indica el efecto de la saturación sobre la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares (para ver esto, téngase en cuenta que la escala en que se ha dibujado  $\sigma_3$  es logarítmica). La relación de vacíos inicial o la compacidad inicial influye decisivamente en la resistencia al esfuerzo cortante, siendo ésta ma-

yor a menor relación de vacíos o mayor compacidad relativa iniciales. La Fig. I-51 (Ref. 49) ilustra esta tendencia para una arena particular. En la figura se muestra también el valor de  $\phi_{\mu}$  ángulo de fricción del material partícula-partícula en el sentido mecánico del término, el cual es naturalmente independiente de la compacidad inicial.

La relación de vacíos inicial de un suelo dado parece, en cambio, no tener influencia en el valor



Cámara triaxial empleada para estudiar suelos granulares, gruesos y gravas.

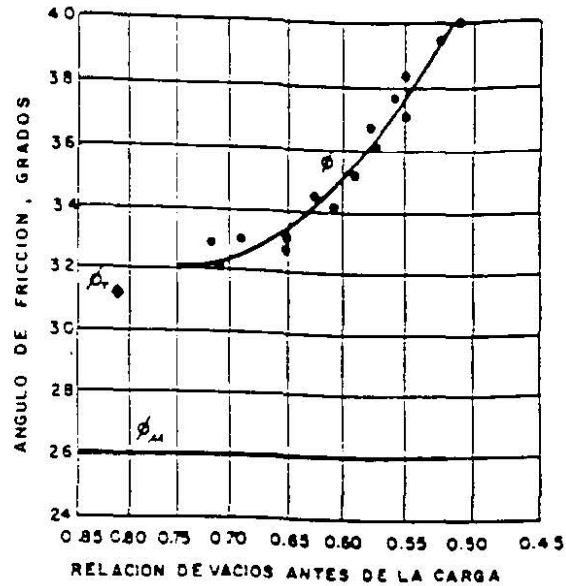


Figura I-51. Ángulo de fricción interna en función de la relación de vacíos inicial de una arena media a fina (según Ref. 49).

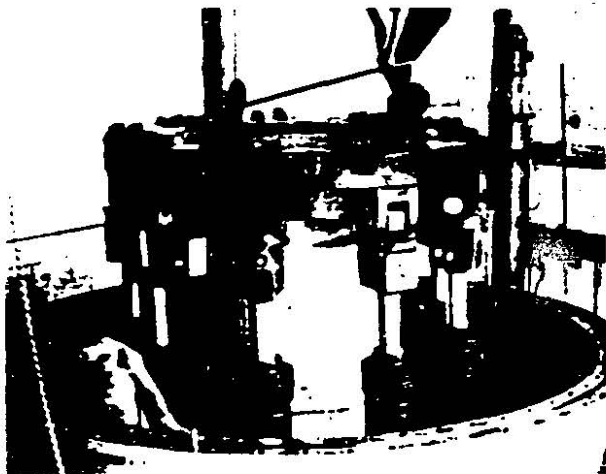
del ángulo de fricción correspondiente a la resistencia residual o última de dicho suelo, así como tampoco en la relación de vacíos con que se llegue a ese estado residual, en el cual el suelo se deforma a volumen constante y con esfuerzo desviador también constante. Este ángulo de resistencia residual es mayor que  $\phi_{\mu}$  y aparece señalado en la Fig. I-51 para la arena particular que en ella se trata.

En la Fig. I-52 (Ref. 49) se muestra la relación entre el ángulo de fricción interna,  $\phi$  y la relación de vacíos inicial en varios suelos granulares.

Puesto que los valores de  $\phi_{\mu}$  que definen el efecto de fricción partícula contra partícula únicamente, varían relativamente poco entre partículas de diferentes tamaños de los distintos minerales que com-

ponen los suelos granulares reales, se sigue que las diferencias grandes que se observan en  $\phi$  para una relación de vacíos inicial dada, han de deberse al efecto de acomodo de los granos.

La composición granulométrica del suelo granular afecta su ángulo de fricción interna de dos maneras. En primer lugar afecta la relación de vacíos que se alcanza con una energía de compactación dada, si se compacta el suelo, como es tan frecuente,



Cámara triaxial empleada para el estudio de gravas y fragmentos de roca (vista interior).

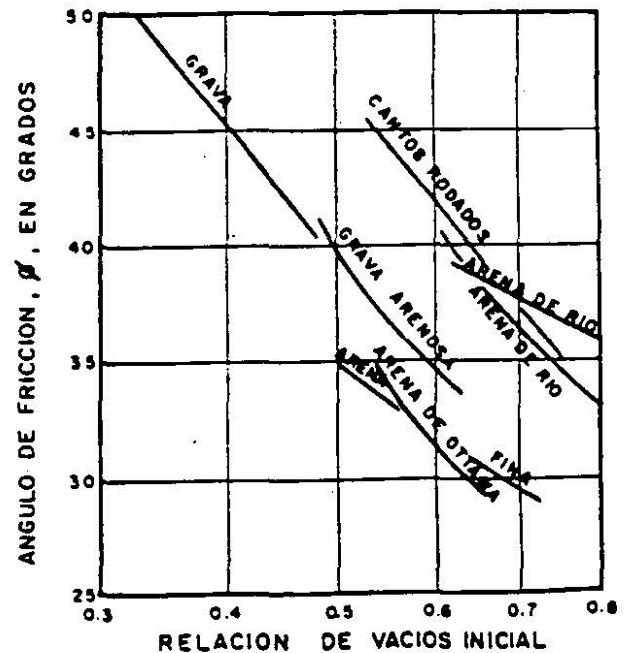


Figura I-52. Valores del ángulo  $\phi$  vs. relación de vacíos inicial en varios suelos granulares (según Ref. 49).

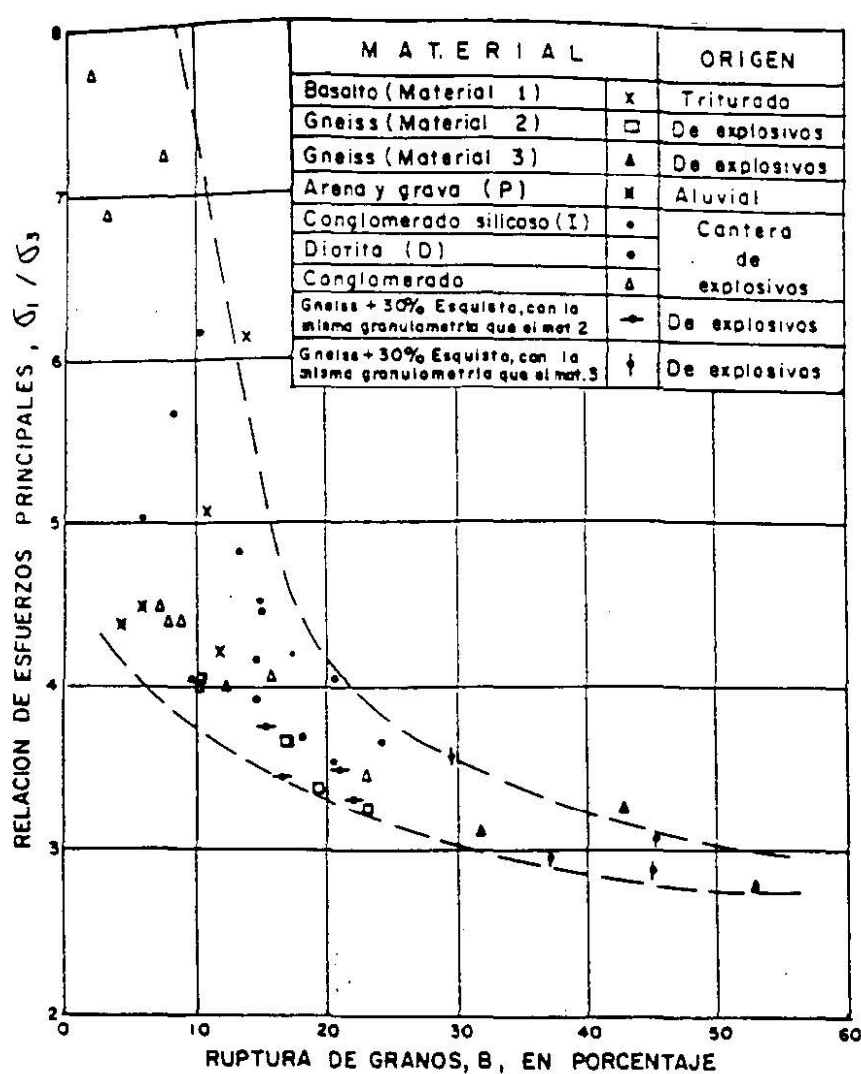


Figura I-53. Correlación de la razón  $\sigma_1/\sigma_3$  en la falla y la ruptura de los granos (según Ref. 24).

y segundo, afecta, según se ve en la Fig. I-52, al valor de  $\phi$  que se alcanza con una relación de vacíos inicial dada. Para un problema práctico específico (por ejemplo, la construcción de un terraplén), el efecto de la composición granulométrica del suelo puede estudiarse haciendo series de pruebas triaxiales y determinando  $\phi$  para varias granulometrías, compactando siempre la arena con la misma energía.

El procedimiento más común para determinar  $\phi$  en el lugar es por medio de correlaciones con resultados de pruebas de penetración, razón por la cual el estudio de tales correlaciones es tan importante. Más adelante se insistirá sobre este importante aspecto.

Finalmente, parece conveniente puntualizar algo sobre la influencia ya tratada del fenómeno de la ruptura de granos en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares. A medida que el coeficiente  $B$  de ruptura aumenta, puede notarse una disminución de la resistencia en todos los materiales investigados por Marsal (Ref. 24). Al respecto son de interés los datos contenidos en la Fig. I-53. En esa figura puede verse también cómo al aumentar la

presión confinante,  $\sigma_3$ , aumenta la ruptura de los granos.

Entre los fenómenos que afectan la ruptura, Marsal menciona la presión de confinamiento, la distribución granulométrica, el tamaño medio y la forma de las partículas, la relación de vacíos y, desde luego, la naturaleza y sanidad de los granos.

La razón por la que la ruptura ocurre en mayor grado al aumentar el esfuerzo de confinamiento,  $\sigma_3$ , se cree que radica en las altas fuerzas que actúan en los puntos de contacto entre las partículas; éstas aumentan con el tamaño medio y con el coeficiente de uniformidad. Marsal (Ref. 50) ha comparado estas fuerzas intergranulares para una arena típica y un enrocamiento, ambos bajo una presión de confinamiento de  $1 \text{ kg/cm}^2$ , y llegó a la conclusión de que son alrededor de dos millones de veces mayores en el enrocamiento que en la arena común, lo cual explica muchas de las diferencias de comportamiento encontradas entre esos materiales en la práctica; este hecho señalado por Marsal no debe ser olvidado por ingenieros que trabajen con enrocamientos, sea en lo relativo a resistencia o a compresibilidad.

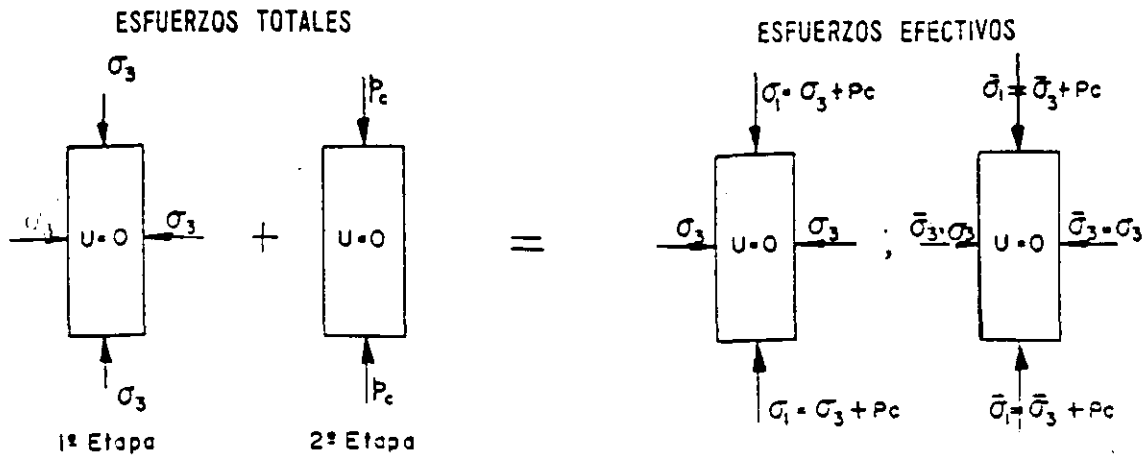


Figura I-54. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión triaxial lenta.

**I-15 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS COHESIVOS**

**A Suelos saturados**

Se analizan a continuación las conclusiones básicas que permiten llegar los resultados de las diferentes pruebas triaxiales en suelos saturados. Como ya se ha indicado en el párrafo I-13, cada prueba triaxial representa unas circunstancias específicas de trabajo, no lo referente a condiciones de consolidación y drenaje principalmente, antes que una división caprichosa o basada en la simple metodología de trabajo. A continuación se analizan los resultados de cada una de las pruebas por separado, con referencia al tipo más tradicional de prueba de compresión.

1. Prueba lenta.—Condición drenada. Como queda dicho, los esfuerzos actuantes sobre el espécimen en esta prueba son efectivos en toda etapa significativa de ella; esto se logra permitiendo el drenaje libre de la muestra y, por lo tanto, la completa consolidación del suelo bajo los distintos estados de esfuerzos a que se le somete. En la primera etapa, el espécimen queda somerido a presión de agua ( $\sigma_3$ ) actuante en todas direcciones, y en la segunda etapa se le lleva a la falla con incrementos de carga axial  $p$  (esfuerzo desviador). En la figura I-54 (Ref. 47) se muestra esquemáticamente la distribución de esfuerzos totales y efectivos en la prueba.

En esta prueba no hay cambios en los esfuerzos neutrales y cualquier aumento en el esfuerzo total produce el correspondiente aumento en el esfuerzo efectivo. Durante ella el suelo se consolida, disminuyendo su relación de vacíos y su contenido de agua. Aunque el mecanismo de esta consolidación es esencialmente el mismo descrito al tratar de compresibilidad de suelos cohesivos, la curva de compresibilidad es ahora diferente, por ser distinto el campo de los esfuerzos actuantes. El efecto del anillo de confinamiento que se tiene en la prueba de consolidación convencional impone la condición de que las defor-

maciones en las dos direcciones horizontales son nulas ( $\epsilon_2 = \epsilon_1 = 0$ ) y de que los esfuerzos principales en tales direcciones son iguales entre sí e iguales a una fracción,  $K$ , del esfuerzo normal principal vertical,  $\sigma_1$  ( $\sigma_2 = \sigma_1 = K\sigma_1$ ). Así, si se hiciesen sucesivas pruebas de consolidación convencional para cargas verticales crecientes, se obtendrían los círculos de Mohr que se muestran en la figura I-55 (Ref. 51).

Se denomina trayectoria de los esfuerzos actuantes sobre un cierto plano particular al lugar geométrico de un punto de los sucesivos círculos de Mohr, obtenidos al hacer un conjunto de pruebas, que representa a la combinación de esfuerzos normales y cortantes actuantes en cada prueba sobre dicho plano. En la Fig. I-55 se dibujó la trayectoria de esfuerzos para tres pruebas sucesivas de consolidación unidimensional escogiendo como plano de interés aquel en que se presenta el esfuerzo cortante máximo (línea 1-2-3). Puede verse que la trayectoria de esfuerzo es una recta.

En la prueba lenta, las cosas son diferentes a la prueba de consolidación unidimensional convencional, en el sentido siguiente: La consolidación del espécimen durante la primera etapa suele ser isotrópica ( $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ ). Después de la consolidación en la primera etapa, se aumenta el esfuerzo desviador,

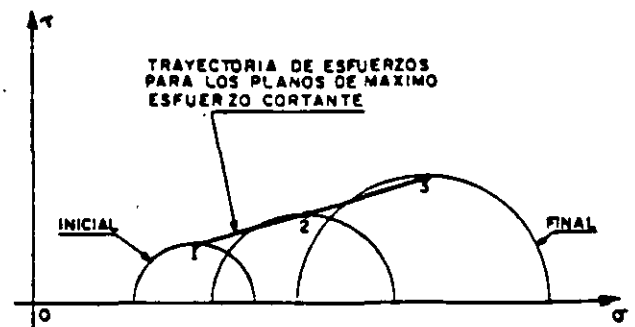


Figura I-55. Círculos de Mohr y trayectoria de esfuerzos en la prueba de consolidación unidimensional.

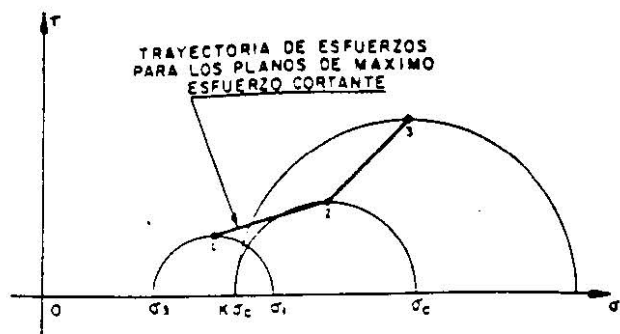


Figura I-56. Trayectoria de esfuerzos en una prueba drenada.

manteniendo constante el esfuerzo lateral,  $\sigma_3$ , dado por el agua. En la Fig. I-56 (Ref. 51) se muestra una trayectoria típica de esfuerzo en el plano de corte máximo (para tener datos comparables a los de la Fig. I-55).

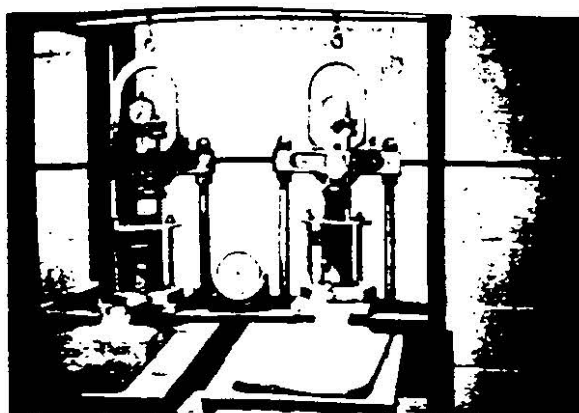
Las pruebas de la Fig. I-56 se hicieron aplicando al espécimen un esfuerzo  $\sigma_3$  con agua y un esfuerzo normal  $\sigma_1$ , mayor que  $\sigma_3$ , lo que equivale a producir en la primera etapa una consolidación anisótropa ( $\sigma_1 > \sigma_3 = \sigma_3$ ), lo cual también es práctica común en los laboratorios. A continuación se aplicó al espécimen un esfuerzo desviador  $\sigma_2$ , igual a la carga de preconsolidación del suelo, variando la presión de la cámara a un valor  $K\sigma_c$  y permitiendo la consolidación del espécimen bajo esos esfuerzos; así se obtuvo el estado de esfuerzos efectivos representado por el círculo 2. En seguida y ya sin variar el esfuerzo de cámara  $\sigma_3 = K\sigma_c$ , se pasó a la segunda etapa de la prueba, aplicando al suelo un esfuerzo vertical, por el vástago,  $\sigma$ , para obtener el círculo 3.

La trayectoria de esfuerzos para el plano de corte máximo es ahora 1-2-3, diferente de la mostrada en la Fig. I-55 para el caso de la prueba de consolidación, lo cual es lógico si se piensa que en aquel caso existe un rígido confinamiento lateral, que no tiene en el caso de la prueba triaxial.

Cada día se hace un uso más extenso de los resultados de la consolidación triaxial, que suelen expresarse en gráficas esfuerzo vertical-deformación vertical (o asentamiento).

En general, existe la tendencia a pensar que los resultados de la consolidación triaxial pueden ser más apropiados para describir el asentamiento de estratos gruesos de arcillas o limos plásticos, pero todavía está muy extendido el uso de la consolidación convencional para definir la compresibilidad de todo tipo de suelos cohesivos.

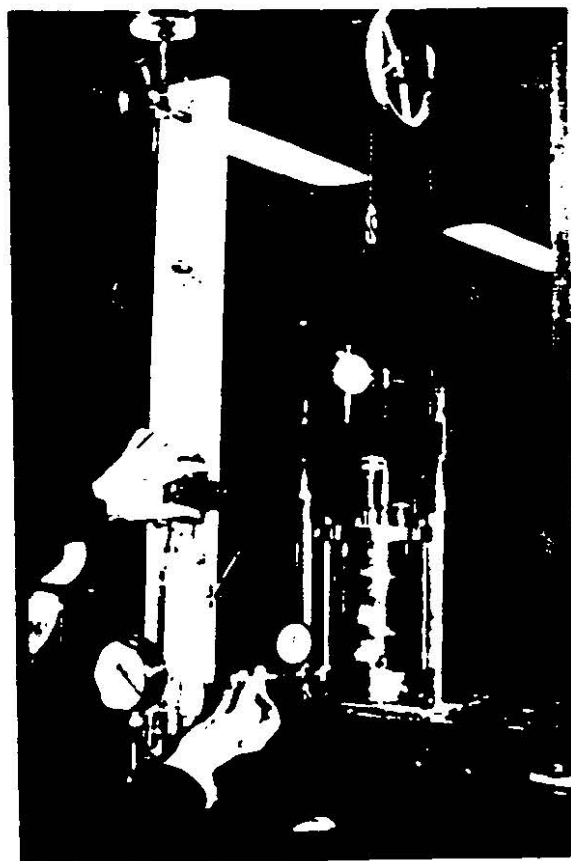
Como un resultado de la consolidación triaxial, durante una prueba lenta (drenada) se reducen en la muestra tanto el espaciamiento entre las partículas, como el contenido de agua; por tal motivo se hacen más fuertes los nexos entre las partículas, en forma proporcional al esfuerzo confinante y, por ello, la resistencia aumenta proporcionalmente al esfuerzo confinante efectivo; a esta situación corresponde una envolvente de resistencia, obtenida en una secuela de



Cámaras triaxiales.

varias pruebas, con esfuerzos crecientes, que sea una línea recta que pase por el origen (Fig. I-57).

El ángulo  $\phi$  se denomina ángulo de resistencia o de fricción interna del suelo cohesivo y suele variar entre  $20^\circ$  y  $30^\circ$ . Los valores más altos suelen estar asociados a arcillas con valores de índice de plasticidad entre 5 y 10 y los más bajos a índices mayores de 50 ó 100, lo que verifica el efecto de la repulsión



Banco con cámara triaxial y aparato medidor de presión de poro.

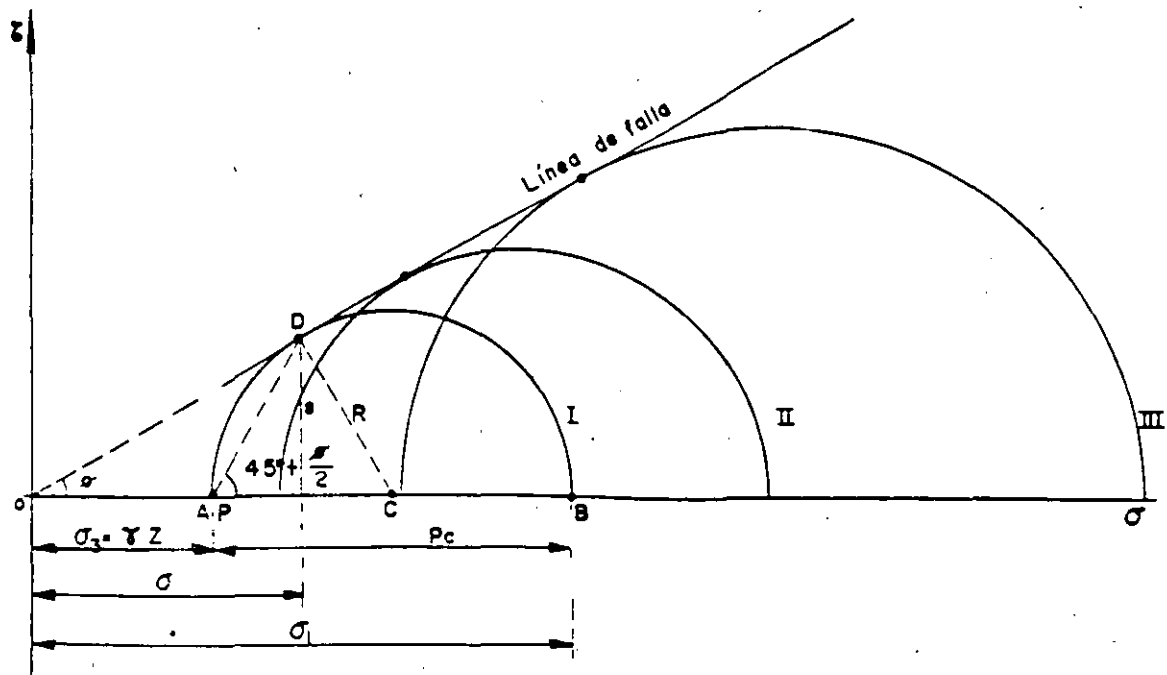


Figura I-57. Línea de falla de arcillas saturadas y normalmente consolidadas en prueba lenta.

entre partículas y del agua adsorbida sobre los nexos entre los cristales, pues a altos índices de plasticidad se tienen las condiciones más desfavorables en tales conceptos.

Cuando una arcilla se carga en la cámara triaxial con esfuerzos menores que su carga de preconsolidación ( $\sigma_1 < \sigma_c$ ), aun cuando pueda haber tendencia a la expansión con absorción de agua, sus partículas no vuelven a su espaciamiento original y la relación de vacíos no alcanza tampoco el valor original, anterior a la consolidación bajo  $\sigma_c$ . Por lo anterior, las fuerzas atractivas entre las partículas no se reducen tanto como podrían hacerlo y, en consecuencia, la resistencia a esfuerzos menores que la carga de preconsolidación ya no es proporcional al esfuerzo efectivo de confinamiento, sino algo mayor; esto hace que la envolvente de resistencia (Fig. I-57) se aparte de la recta y se desarrolle sobre ella para valores del esfuerzo aplicado menores que  $\sigma_c$ . Naturalmente que ese tramo no recto de la envolvente representa el comportamiento en cuanto a resistencia en prueba drenada. De esta manera, la resistencia de una arcilla en prueba drenada puede representarse por la expresión

$$s = \bar{\sigma} \tan \phi \quad (1-64)$$

para valores de la carga arriba de la carga de preconsolidación (condición de suelo normalmente consolidado), y por la expresión

$$s = c + \bar{\sigma} \tan \phi_A \quad (1-66)$$

para valores de la carga menores que la carga de preconsolidación (condición de suelo preconsolida-

do). Naturalmente que en este último caso  $c$  y  $\phi_A$  habrán de obtenerse haciendo una aproximación a una línea recta en la envolvente curva, por lo que no puede considerarse que signifiquen más que parámetros de cálculo sin un significado teórico preciso.

La resistencia drenada de un suelo cohesivo, tal como se obtiene en una prueba lenta, representa la resistencia que el suelo desarrollará cuando quede sometido a cambios de esfuerzos, de manera que el suelo llegue a consolidarse por completo bajo los nuevos; esto implica las condiciones de drenaje apropiadas y el transcurso del tiempo suficiente. Representa la resistencia que se alcanzará en un caso real a largo plazo en condiciones ordinarias en que no existe un impedimento especial a la consolidación del suelo bajo los esfuerzos que se le apliquen. La resistencia drenada también debe usarse en la resolución de los problemas prácticos que se haga con el método de los esfuerzos efectivos, el cual se describe con detalle más adelante y en el que se determinan las condiciones de falla a partir de los esfuerzos totales y de la presión neutral; es particularmente útil en los problemas en que ocurran cambios complicados en las condiciones de carga y en los movimientos del agua en el subsuelo.

2. Prueba rápida consolidada. Condición con consolidación y sin drenaje.

En esta prueba se establece más marcadamente que en la lenta la distinción entre la primera etapa, con consolidación bajo los esfuerzos aplicados usualmente en condición hidrostática ( $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ ), pero a veces en alguna condición anisótropa, y la segunda etapa, de falla, en la que se carga al espécimen con un esfuerzo desviador aplicado sin permitir

drenaje y, por lo tanto, con consolidación adicional. A medida que se aplica el esfuerzo desviador se va desarrollando presión neutral en el agua intersticial, por lo que durante toda la segunda etapa de la prueba los esfuerzos efectivos ya no serán iguales a los totales, sino que se verán disminuidos vertical y lateralmente por el valor de dicha presión neutral.

En la figura I-58 se muestra la distribución de los esfuerzos totales y efectivos en esta prueba.

El esfuerzo principal total mayor en la falla es  $\sigma_1 = \sigma_3 + p'_c$  y el total menor es  $\sigma_3$ . Es fundamental para la comprensión de la prueba el valor que alcance la presión neutral,  $u$ , que se desarrolle en la etapa de carga axial. En arcillas normalmente consolidadas, el valor de  $u$  depende sobre todo de la sensibilidad de la estructura; es decir, de la facilidad con que ésta se degrada con la deformación bajo cortante. Si el suelo se comportara de un modo perfectamente elástico se tendría

$$u = \frac{p'_c}{3}$$

según se hace ver en la Ref. 47. En realidad existen en el suelo efectos plásticos que apartan su comportamiento del puramente elástico; las pérdidas de estructuración hacen que dicha estructura transmita al agua lo que ella deja de tomar como presión efectiva. En suelos de sensibilidad baja y media se han medido en la falla presiones neutrales comprendidas

entre  $\frac{p'_c}{2}$  y  $p'_c$  al finalizar la etapa de carga de una prueba rápida consolidada, en tanto que en suelos altamente sensibles se puede llegar a  $1.5 p'_c$ . A primera vista pudiera parecer paradójico obtener  $u > p'_c$ ; es decir, que en la segunda etapa de la prueba el agua desarrolle en la falla presiones mayores que el esfuerzo vertical total aplicado, pero la paradoja se desvanece al tomar en cuenta la desintegración parcial de la estructura sólida por la deformación que

tiene lugar en arcillas muy sensibles y que afecta incluso su capacidad de resistir las presiones hidráulicas en la cámara, correspondientes a la primera etapa de la prueba (que son efectivas en la segunda); así, el agua no sólo ha de tomar todo el esfuerzo desviador, sino que se ve obligada a cooperar para resistir la presión hidrostática.

Una ecuación general para representar la presión neutral es:

$$\Delta u = A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \quad (I-71)$$

En esta relación  $A$  es un coeficiente de presión de poro que describe el efecto del cambio de la diferencia entre los esfuerzos principales (Refs. 47, 52 y 53). Para muchas arcillas saturadas no consolidadas  $A$  vale aproximadamente 1. Para arcillas fuertemente sobreconsolidadas o mezclas compactas de arena y arcilla, el aumento de esfuerzo cortante descrito por la diferencia  $\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3$ , produce un aumento de volumen similar al que ocurre en las arenas compactas cuando se deforman en cortante. Para tales suelos  $A < 0$ . En las arcillas ligeramente sobreconsolidadas  $A$  varía de 0.25 a 0.75. En las arcillas sensibles, como se vio,  $A$  podrá tener valores mayores que 1. En cada caso, el valor correcto de  $A$  habrá de ser determinado en pruebas en que se mida la presión neutral en el instante de la falla incipiente.

Si se hacen varias pruebas rápidas-consolidadas con esfuerzos crecientes a varios especímenes de un mismo suelo, será posible dibujar círculos de Mohr en un diagrama  $\tau - \sigma$  y obtener la envolvente de resistencia del suelo. Esto puede hacerse ahora de dos maneras: una inmediata, a partir de los esfuerzos totales, que el operador conoce en todo momento de la prueba y en la falla en particular, y otra a partir de los esfuerzos efectivos, para trazar la cual será preciso conocer la presión neutral, cuando menos en el instante de la falla incipiente. Esto puede hacerse hoy con bastante facilidad, pues  $u$  se puede estimar por métodos teóricos (Ref. 47), o en pruebas en que

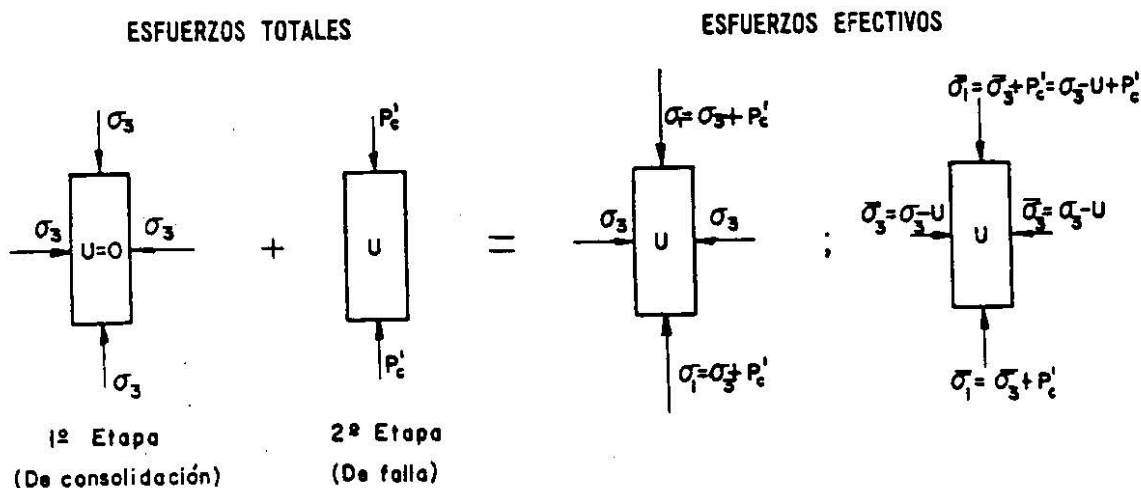


Figura I-58. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión triaxial rápida consolidada.



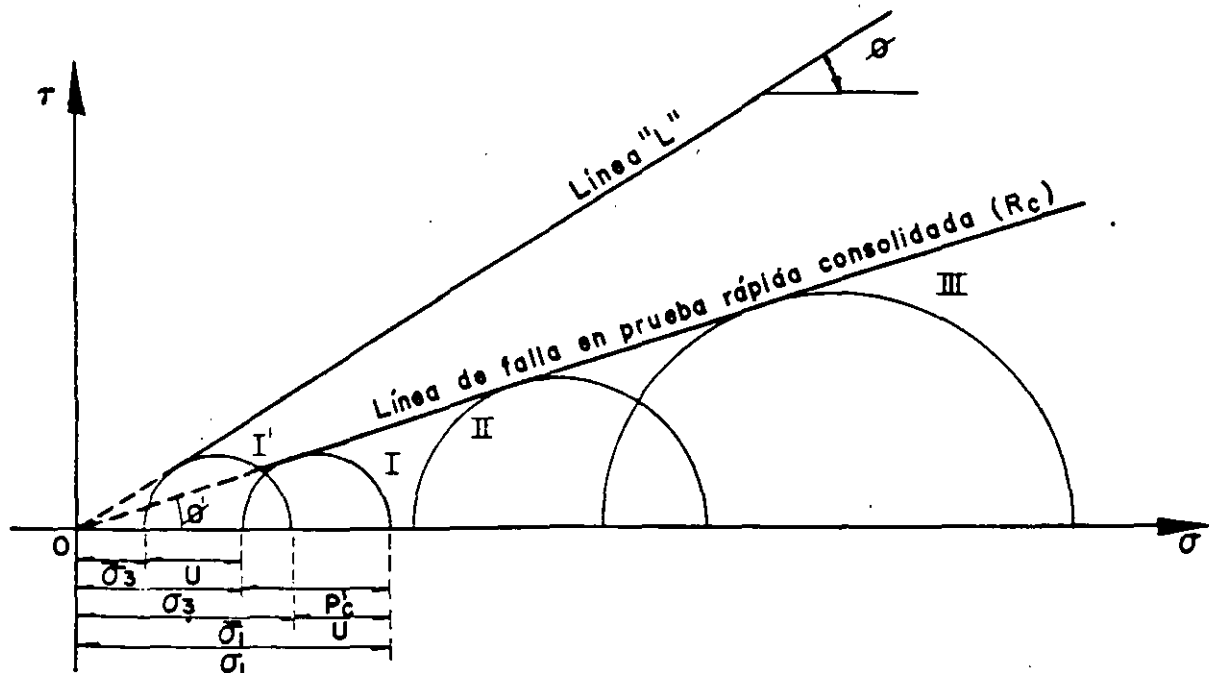


Figura I-59. Línea de falla en prueba rápida-consolidada, en suelos saturados y normalmente consolidados.

se mida la presión neutral directamente en la cámara triaxial (Ref. 52). La Fig. I-59 muestra las envolventes obtenidas en ambos casos. Razonando igual que en el caso de la prueba drenada, puede comprenderse la razón por la que las envolventes son rectas por arriba de la carga de preconsolidación,  $\sigma_c$ , abajo de la cual, el suelo exhibe una resistencia algo mayor que la correspondiente a la envolvente recta.

Al efectuar pruebas con medición de presión neutral, puede concluirse que es bastante correcto suponer que los círculos de esfuerzos efectivos son tangentes a la línea de falla obtenida en pruebas drenadas.

Si para el trabajo se adopta el criterio de los esfuerzos totales, la ley de resistencia del suelo arriba de la carga de preconsolidación puede ponerse como

$$s = \sigma \tan \phi_u \quad (1-63)$$

y  $\phi_u$  recibe el nombre de ángulo aparente o de resistencia no drenada del suelo; es en rigor sólo un parámetro de cálculo, cuyo verdadero significado teórico es, por lo menos, muy difícil de establecer.

En términos de esfuerzos efectivos, la resistencia para el intervalo normalmente consolidado puede establecerse en la prueba rápida-consolidada por la expresión

$$s = (\sigma - u) \tan \phi = \bar{\sigma} \tan \phi \quad (1-64)$$

también del tipo de la ecuación (1-64), usando el ángulo de resistencia,  $\phi$ , obtenido de la envolvente de esfuerzos efectivos, tal como se obtendría con pruebas lentas.

El ángulo  $\phi_u$  suele ser del orden de  $\phi/2$ .

La prueba rápida-consolidada representa las condiciones de un suelo que primeramente se consolida

bajo el peso de una estructura y que después queda sometido a un rápido incremento de esfuerzos por la construcción de una estructura que pueda añadir: o por la acción de una carga viva accidental. Suele emplearse para representar las condiciones de cimentaciones de terraplenes en que la construcción dura más que el tiempo requerido por el suelo para alcanzar una consolidación significativa.

### 3. Prueba rápida.—Condición no drenada.

En esta prueba tanto el esfuerzo de confinamiento, dado con la presión del agua en la cámara, como el esfuerzo desviador, se aplican de manera que no se permite ninguna consolidación del espécimen; esto se logra cerrando la válvula de salida de la cámara hacia la bureta y/o aplicando los esfuerzos con rapidez suficiente. La relación de vacíos de la muestra y su contenido de agua permanecen en principio invariables y se desarrollan presiones neutrales en el interior del espécimen.

Si la muestra proviene de la profundidad  $z$  y  $\gamma$  es su peso específico, representa un suelo que estaba consolidado a la presión  $\gamma z$ . Si se somete la muestra a esa presión dentro de la cámara en la primera etapa de la prueba, teóricamente la estructura sólida del suelo tomará toda la carga y el agua de la muestra pasará a un estado de presión nula a partir de la tensión que hubiera desarrollado al ser extraído el espécimen de su lugar natural. Por otra parte, si la presión que se ejerce con el agua es más grande que la que el suelo tenía en la naturaleza, todo el exceso lo tomará en teoría el agua contenida en la muestra, sin que se modifique el grado de consolidación del espécimen ni la magnitud de los esfuerzos efectivos, y ello sin que cambie la relación de vacíos,

ESFUERZOS TOTALES

ESFUERZOS EFECTIVOS

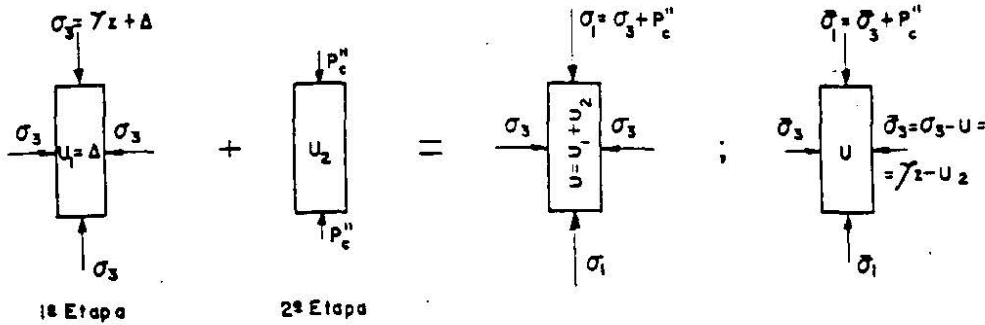


Figura I-60. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión triaxial rápida.

el espaciamiento entre las partículas o la resistencia del suelo, sea cual sea el valor de la presión aplicada en la cámara. Consecuentemente, al no variar los esfuerzos efectivos, la resistencia mostrada por el suelo ( $p_c''$ ) es constante, cualquiera que sea la presión del agua en la etapa inicial; esto se traduce en el hecho de que todos los círculos de Mohr correspondientes a esfuerzos totales sean iguales, siendo una línea horizontal la envolvente de resistencia correspondiente a dichos esfuerzos totales. En la Fig. I-60 se muestra la distribución de esfuerzos en el interior del espécimen durante la prueba rápida.

En la primera etapa se supone que la presión hidrostática en la cámara es la  $\gamma z$  que el suelo tenía en la naturaleza, más un cierto valor arbitrario,  $\Delta$ . Consecuentemente, se desarrollará en el agua de la muestra una presión neutral  $u_1 = \Delta$ . En la segunda etapa se aplica el esfuerzo desviador,  $p_c''$ , con el vástago de la cámara, y al final de ella se habrá desarrollado en el agua una presión neutral adicional,  $u_2$ .

Al sumar las dos etapas se tiene una presión neutral total  $u = u_1 + u_2$ . Los esfuerzos efectivos serán los totales menos dicho valor de  $u$ .

$$\bar{\sigma}_3 = \sigma_3 - u = \sigma_3 - (u_1 + u_2) = \frac{(\gamma z + \Delta) - (\Delta + u_2)}{1} = \gamma z - u_2$$

$$\bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}_3 + p_c'' = \gamma z - u_2 + p_c''$$

Es de importancia hacer notar que, como se dijo, el valor de los esfuerzos efectivos resulta ser independiente de  $\Delta$ , de manera que todos los círculos de esfuerzos totales, obtenidos mediante una serie de pruebas con esfuerzos totales crecientes, tienen un solo y mismo círculo de esfuerzos efectivos correspondientes, por lo que todos los círculos de esfuerzos totales deben ser iguales entre sí y la envolvente de resistencia de esfuerzos totales debe ser una línea horizontal, tal como ya se había establecido. En la Fig. I-61 se muestra tal envolvente de resistencia, relacionándola con las correspondientes a prueba lenta y rápida consolidada.

Puede verse que la ordenada al origen de la línea de falla se asemeja mucho a la resistencia del esfuerzo cortante del suelo en su condición original, consolidado bajo la carga de suelo suprayacente. Esta ordenada en el origen se denomina la cohesión del

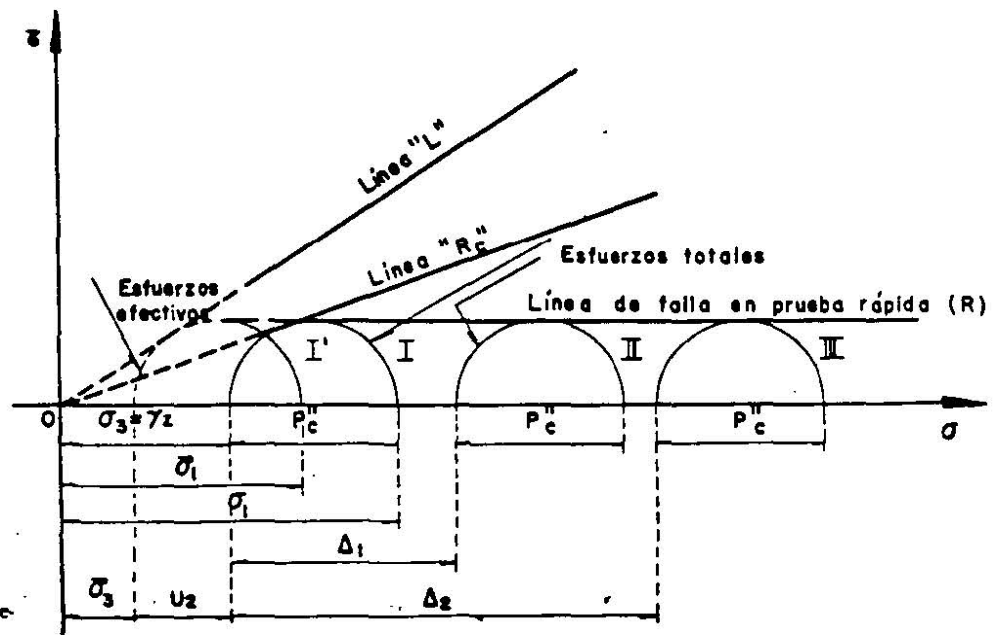


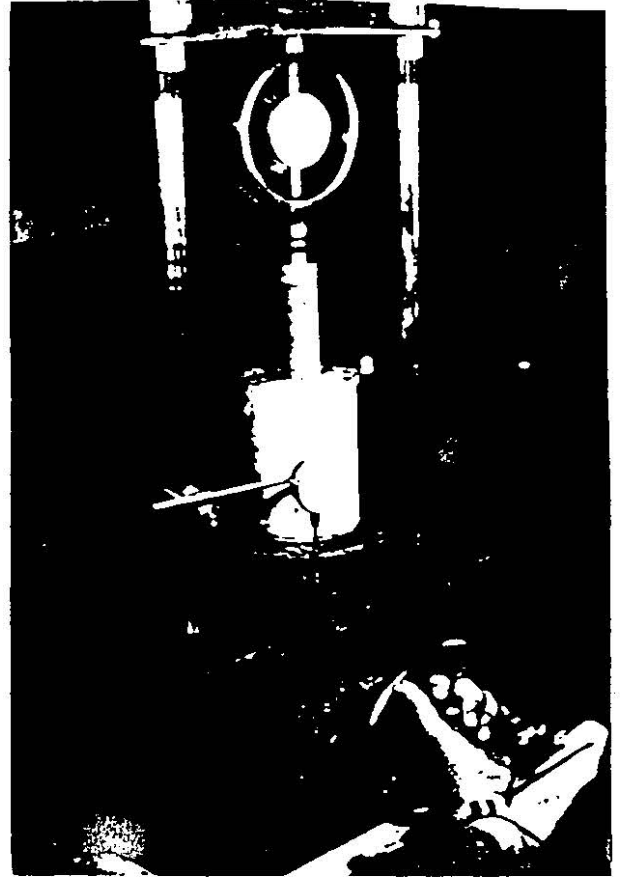
Figura I-61. Línea de falla en prueba triaxial rápida.

suelo, llamándose suelo puramente cohesivo al que en un problema dado le sea aplicable una envolvente de resistencia horizontal. Cuando le sean aplicables las condiciones de la prueba rápida (sin drenaje y sin consolidación) la resistencia de dicho suelo será simplemente

$$s = c \quad (1-65)$$

y el ángulo de fricción aparente resulta ser cero en este caso. Este ángulo tampoco es más que un parámetro de cálculo, que se usará cuando se trabaje con el método de los esfuerzos totales en un problema práctico en que las condiciones de la prueba rápida sean representativas de aquella a que realmente estará sometido el suelo. Sin embargo, en la prueba real el ángulo de falla de la muestra no es de  $45^\circ$ , como lo sería si el ángulo de fricción aparente fuese el realmente representativo de la resistencia friccional de la muestra (éste es naturalmente  $\phi$ , ligado a los esfuerzos efectivos actuantes, que puede medirse en una prueba lenta o en una rápida consolidada con determinación de la presión neutral).

La resistencia no drenada representa la resistencia que tiene un suelo natural. Puesto que la mayor parte de las construcciones se llevan a efecto con mucha rapidez en comparación a los tiempos que necesita la arcilla para consolidarse, la resistencia sin drenaje debe usarse en la mayoría de los problemas de diseño. Aun en aquellos casos en que la construcción es tan lenta que durante ella ocurren aumentos significativos de la resistencia por consolidación, suele usarse la resistencia no drenada para obtener datos de proyecto, por representar un valor mínimo y, por ende, conservador. Cuando se piense en la utilización de la resistencia no drenada para obtención de valores de proyecto, han de vigilarse aquellos casos en los que los esfuerzos finales aplicados al suelo puedan ser menores que la carga inicial que éste soportaba; tal es frecuentemente la situación en excavaciones y en problemas de estabilidad de taludes. En dichos casos, para condiciones de proyecto a corto plazo, cuando el suelo no tiene tiempo suficiente para expandirse, pueden ser aplicables las condicio-



Prueba de compresión simple

nes de resistencia sin drenaje; pero a largo plazo el suelo se debilita y el uso de la prueba rápida puede quedar fuera de la seguridad.

La resistencia no drenada depende del esfuerzo inicial a que estaba sometido el suelo en su lugar natural, de su carga de preconsolidación y de la envolvente de falla de Mohr correspondiente a condiciones con drenaje. En suelos compresibles, la presión que soportaba el suelo en su lugar natural se

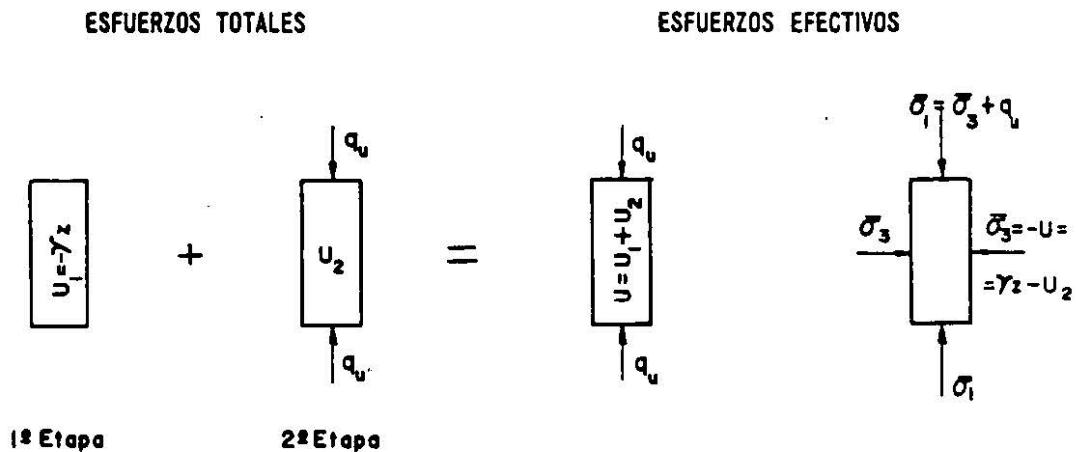


Figura I-62. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión simple.

relaciona con la relación de vacíos por la curva de compresibilidad. Como resultado de lo anterior, la resistencia no drenada de una arcilla saturada aumenta cuando disminuyen la relación de vacíos y/o el contenido de agua. En suelos normalmente consolidados una gráfica de relación de vacíos o el contenido de agua contra la resistencia no drenada es aproximadamente una línea recta.

4. Prueba de compresión simple.

Según ya se dijo, esta prueba se realiza aplicando un esfuerzo axial a un espécimen, sin la etapa previa de presión hidrostática. Prácticamente sólo existe la etapa de carga, que conduce el suelo a la falla; sin embargo, en vías de simplificación, podría considerarse como primera etapa el estado inicial de la muestra, sin esfuerzos exteriores. En esta primera etapa (Fig. I-62) los esfuerzos totales son nulos y el agua adquiere la tensión de preconsolidación ( $\gamma z$ ) que el suelo tuviere en la naturaleza; esta tensión del agua comunica a la estructura sólida los esfuerzos efectivos necesarios para que la muestra mantenga su volumen.

En la segunda etapa es llevada a la falla con la aplicación del esfuerzo axial ( $q_u$ ), que mide su resistencia en este tipo de prueba, originando a la vez una presión neutral adicional  $u_2$ . Los esfuerzos efectivos que aparecen al final de la prueba, en el instante de la falla, se muestran en la misma Fig. I-62 y valen

$$\bar{\sigma}_3 = 0 - u = - (u_1 + u_2) = - (-\gamma z + u_2) = \gamma z - u_2$$

$$\bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}_3 + q_u = \gamma z - u_2 + q_u$$

Nótese que el esfuerzo principal menor efectivo es teóricamente el mismo que se tuvo en la prueba triaxial rápida.

Por ello, lógicamente debe esperarse que el esfuerzo desviador máximo necesario para hacer fallar

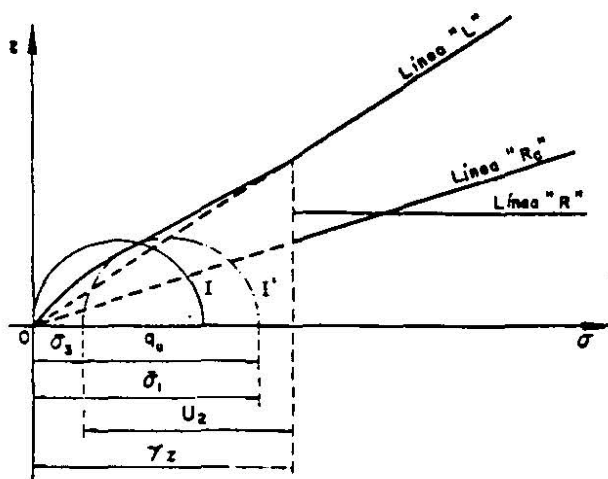


Figura I-63. Círculos de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión simple.

la muestra en la prueba aquí tratada ( $q_u$ ), denominado resistencia del suelo a la compresión simple, sea el mismo  $p_c$  de prueba rápida. Sin embargo, la prueba de compresión simple no es una triaxial rápida; el método de prueba es fundamentalmente distinto y en ningún caso es lícito usar los datos de esa prueba para completar envolventes obtenidas con pruebas rápidas. Es muy normal que  $q_u$  resulte un poco menos que  $p_c$  pero en aplicaciones prácticas sencillas puede considerársele como igual.

En la Fig. I-63 aparecen los círculos de esfuerzos totales (I) y efectivos (I') correspondientes al instante de falla incipiente en este tipo de prueba y su posición relativa a la línea de resistencia en pruebas triaxiales. Debe notarse que la figura se dibuja con la suposición de que la carga de preconsolidación del suelo es  $\gamma z$ .

La resistencia del suelo a la compresión simple se ha usado como medida de la sensibilidad de la estructura de un suelo a la deformación, comparando en un mismo suelo el valor de  $q_u$  en los estados inalterado y remodelado. La pérdida de resistencia entre ambos estados se toma como la medida indicada. Se define así la sensibilidad de un suelo como

$$s_r = \frac{q_u \text{ (inalterado)}}{q_u \text{ (remoldeado)}} \quad (1-72)$$

B Suelos no saturados

Básicamente, la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos no saturados envuelve los mismos conceptos que la de los suelos saturados; pero existen entre ambos casos algunas diferencias muy significativas. En los suelos no saturados los poros contienen agua sólo parcialmente y en ellos existe aire en una proporción acorde con el grado de saturación; la gran diferencia de comportamiento mecánico entre ambos fluidos impone características de comportamiento muy complejas al conjunto. Desde luego, dentro de la actual manera de concebir la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos sigue siendo cierto que es el esfuerzo efectivo el que controla la componente friccional de dicha resistencia. Los esfuerzos cortantes son tomados sólo por las partículas sólidas del suelo no saturado (esqueleto), excepto a niveles de deformación muy altos; en cambio el esfuerzo normal total en cualquier plano se descompone en general en dos partes, una correspondiente al esfuerzo efectivo transmitido en el esqueleto mineral y otra neutralizada por la presión del fluido en los poros del suelo. Pero ahora la presión neutral es una combinación muy complicada de presión y tensión capilar en el agua y de presión en el aire, que depende del grado de saturación y del tamaño de los poros del suelo.

Si hay un solo fluido en los poros, sea aire o agua, el esfuerzo normal efectivo medido por la ecuación ya establecida es:

$$\bar{\sigma} = \sigma - u$$

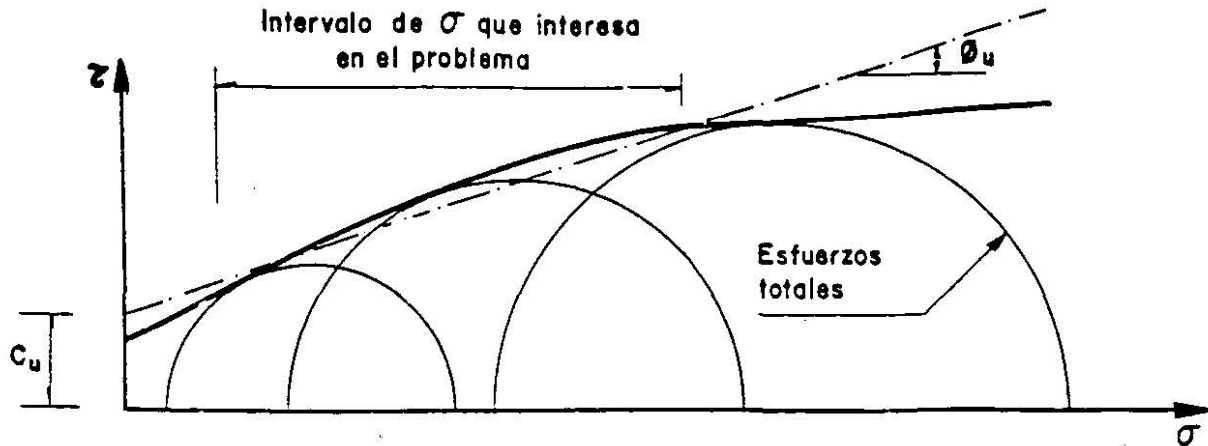


Figura I-64. Prueba triaxial sin drenaje en un suelo parcialmente saturado.

donde  $\bar{\sigma}$  es el esfuerzo efectivo,  $\sigma$  el total y  $u$  la presión neutral. En los suelos parcialmente saturados suele haber dos fluidos en los poros, los cuales pueden estar en equilibrio a presiones que difieren considerablemente en uno y otro a causa de la tensión superficial. Bishop (Ref. 54) ha propuesto para representar al esfuerzo efectivo en este caso una expresión del tipo

$$\bar{\sigma} = \sigma - u_a + X (u_a - u_w) \quad (1-73)$$

donde  $u_a$  representa la presión en la fase gaseosa (gas o vapor) y  $u_w$  la presión en la fase líquida. El parámetro  $X$  vale uno para suelos saturados y cero para suelos secos; sus valores intermedios dependen sobre todo del grado de saturación, pero están influidos también por otros factores tales como la estructura del suelo, los ciclos de humedecimiento y secado a que éste esté expuesto y los cambios de esfuerzos que se tengan para un valor particular del grado de saturación. En la mencionada referencia 54 se muestran determinaciones de  $X$  para algunos suelos particulares; desde luego  $X$  crece al crecer el grado de saturación.

Los valores de  $u_a$  y  $u_w$  que se tienen cuando se somete al suelo a un cambio de esfuerzo  $\Delta\sigma$  han sido estudiados por Bishop y Eldin (Ref. 55) y por Skempton (Ref. 55). Según estos autores, al aplicar a un suelo parcialmente saturado un incremento hidrostático de esfuerzo,  $\Delta\sigma_3$ , se produce un aumento tanto en la presión del agua, como en la del aire, de acuerdo con las relaciones.

$$\begin{aligned} \Delta u_a &= B_a \Delta\sigma_3 \\ \Delta u_w &= B_w \Delta\sigma_3 \end{aligned} \quad (1-74)$$

Las expresiones anteriores sirven para definir los coeficientes de presión neutral  $B_a$  y  $B_w$ . En la Ref. 56 se dan valores típicos de  $B_w$  para suelos parcialmente saturados, con variaciones de 0.10 a 0.89, indicando en cada caso qué parte del esfuerzo aplicado es tomado por el agua.

Cabe un enfoque similar para expresar el aumento de la presión en el agua y en el aire al aplicar un incremento al esfuerzo desviador que se ejerce sobre una muestra de suelo; ahora

$$\begin{aligned} \Delta u_a &= A_a (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \\ \Delta u_w &= A_w (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \end{aligned} \quad (1-75)$$

Valores típicos de  $A_w$  en la falla han sido reportados por Bishop y Henkel (Ref. 57) quedando comprendidos entre  $-0.28$  y  $+0.27$  para muestras de suelos compactados parcialmente saturados.

En pruebas triaxiales sin drenaje en suelos parcialmente saturados, la resistencia al esfuerzo cortante aumenta con la presión normal exterior, pues la compresión del aire permite el desarrollo de esfuerzo efectivo; sin embargo, el aumento de resistencia se hace cada vez menor, por el efecto de disolución del aire en el agua de los poros, que se hace más fácil según aumenta la presión en el propio aire. Cuando los niveles de esfuerzo son suficientemente altos, la baja compresibilidad del conjunto agua-aire disuelto y la disminución del volumen de vacíos por deformación se concitan para producir en el espécimen un comportamiento similar al de los suelos saturados, con un ángulo  $\phi$  en la envolvente de falla que tiende a ser cero. La envolvente de esfuerzos totales no es pues una recta, sino una curva que tiende a la horizontal. Los parámetros de resistencia  $c$  y  $\phi$  sólo pueden definirse si se aproxima a una recta aquel tramo de la curva que comprenda al intervalo de esfuerzos normales que rija en el problema particular de que se trate. Si se ha de resolver un problema con el criterio de esfuerzos totales, y ese es el caso más común en suelos no saturados, es de la mayor importancia reproducir en la prueba de laboratorio condiciones lo más representativas que sea posible de las de campo. En la Fig. I-64 se muestra una envolvente típica de suelos no saturados en pruebas triaxiales sin drenaje.

No es posible realizar pruebas con drenaje en suelos parcialmente saturados, con el mismo sentido

e interpretación que las pruebas lentas normales (es decir, pruebas en que la presión neutral sea nula en toda etapa significativa), pues ello implicaría destruir las tensiones capilares y para lograr tal fin es preciso saturar la muestra. Si se desea trabajar con esfuerzos efectivos, para obtener la envolvente correspondiente lo que se hace es saturar la muestra y suponer que tal proceso no produce cambios significativos en el valor de  $\phi$ ; este criterio resulta conservador en los análisis prácticos, pues la resistencia suele disminuir con la saturación.

En suelos no saturados es común la prueba con drenaje, pero a humedad constante, en que se mantiene a la muestra sin cambios de humedad y se controla la presión del aire en lo que sea preciso para lograr tal fin. En este tipo de pruebas basta medir la presión neutral en el agua de los vacíos para conocer la presión intersticial.

Las envolventes de resistencia de los suelos no saturados en prueba rápida (sin drenaje) se acercan más y más a la forma correspondiente a los suelos saturados, a medida que el grado de saturación aumenta, como es lógico que suceda. En la Ref. 47 pueden verse resultados de laboratorio en correspondencia con la afirmación anterior.

Un caso de fundamental importancia de suelos no saturados, por cierto de gran interés para el ingeniero especialista en vías terrestres, es el correspondiente a suelos compactados. Existe ya bastante información en torno a este tema, pero no será tratada en este lugar, sino en el capítulo correspondiente a suelos compactados, en páginas subsecuentes de esta obra.

### C Aplicación de los resultados de las pruebas triaxiales a los problemas prácticos

En la práctica, cuando el ingeniero necesita conocer las características esfuerzo-deformación y resistencia de un suelo dado, con vistas a la obtención de datos para diseño de una obra particular, recurre por lo general a las pruebas de compresión triaxial. De inmediato surge entonces la pregunta de cuál o cuáles de esas pruebas ha de realizar para el problema en cuestión y qué interpretación ha de dar a los resultados obtenidos.

El criterio para la elección de las pruebas resulta obvio después de analizar las varias disponibles; en cada caso deberá hacerse aquella prueba o pruebas que mejor refleje o reflejen en el laboratorio las cir-

cunstancias a que el suelo va a estar expuesto en la obra de que se trate.

Es condición previa indispensable que el ingeniero analice con buen criterio las diferentes etapas por las que el suelo atravesará durante la vida de la obra y ello desde el primer instante de su construcción; sólo así podrá juzgar correctamente las condiciones críticas para las que el diseño ha de ser efectuado; debe tenerse muy en cuenta que no es de ningún modo raro que esas condiciones críticas se presenten, en lo que se refiere a la masa del suelo afectada, largo tiempo después de erigida la estructura en estudio. Se comprende que también es indispensable al ingeniero, con vistas a normar su criterio, un conocimiento amplio y meditado del perfil de suelo en estudio, de sus propiedades básicas y de las condiciones de drenaje que se presentarán en el transcurso del tiempo. Las condiciones de preconsolidación deben ser especialmente investigadas, pues ellas tendrán gran influencia en el comportamiento general.

En el momento presente existen dos criterios para la determinación práctica de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.

#### 1) El criterio de los esfuerzos efectivos.

En este criterio se razona que es este tipo de esfuerzos el que realmente define al esfuerzo cortante del suelo. Conocido el esfuerzo efectivo que actuará entre las partículas del suelo en un cierto punto de la masa, bastará multiplicar este valor por la tangente del ángulo de fricción interna obtenido en prueba lenta (línea  $L$ ), para obtener la verdadera resistencia al esfuerzo cortante de que dispone el suelo en tal punto. Este criterio presenta pocas dificultades de índole teórica para su comprensión; es el que lógicamente se desprende de todo lo que se ha venido estudiando en el cuerpo de este capítulo, en relación con la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. En la figura 1-65 está someramente descrito el criterio de los esfuerzos efectivos para interpretar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos a partir de los resultados de las pruebas triaxiales.

El primer requisito para la aplicación del método consiste en conocer la envolvente de resistencia del suelo obtenida en relación a los esfuerzos efectivos, tal como por ejemplo resulta de una serie de pruebas lentas, trazando los círculos de falla de cada uno y dibujando a partir de ellos la línea  $L$ , tangente a todos. (En general, la línea  $L$  quedaría definida teóricamente con un círculo trazado en el intervalo normalmente consolidado, pero dadas las incorrecciones inherentes al trabajo de laboratorio, es recomendable obtener, por lo menos, dos o tres círculos de falla y trazar como línea  $L$  la recta que más se aproxime a la tangente común.) En la presa de la figura se desea calcular la resistencia del suelo en el elemento mostrado, para fines de estudio de la estabilidad del talud de aguas arriba. En la misma figura aparece la línea  $L$  que se supone ya obtenida. En lo que sigue se considera que el material que constituye la presa es saturado y normalmente consolida-

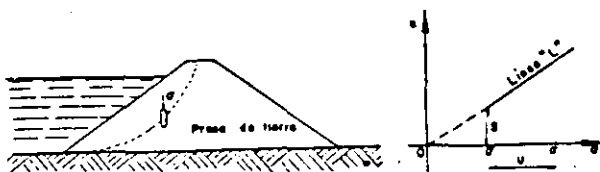


Figura 1-65. Obtención de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo trabajando con esfuerzos efectivos.

do, persiguiendo así fines didácticos. Si  $\sigma$  es la presión total sobre el elemento y  $u$  la presión neutral en el mismo en el instante de la falla, el esfuerzo efectivo, que obra en la estructura del suelo, será  $\bar{\sigma} = \sigma - u$  y la resistencia del elemento será simplemente la ordenada de la línea  $L$  correspondiente a tal  $\bar{\sigma}$ .

El criterio anterior, aparentemente tan sencillo, tiene serios inconvenientes prácticos aun en el momento presente. Entre éstos hay que mencionar los que emanan de la necesidad de obtener la línea  $L$  en el laboratorio, para considerar posteriormente otros que surgen aún después de obtenida la línea, en etapas posteriores de la aplicación práctica del método.

Para obtener la línea  $L$  en el laboratorio podrían hacerse pruebas lentas y aparentemente con ello se daría una solución simple y satisfactoria al problema; la realidad sin embargo no es tan halagüeña; las pruebas lentas son las más largas en duración y, por lo tanto, las más costosas, por lo que una solución basada exclusivamente en su realización no puede considerarse desprovista de dificultades prácticas. Independientemente de esta razón económica y de tiempo de ejecución, las pruebas lentas presentan dificultades inherentes a su propia naturaleza, de las que se discutirán únicamente dos en lo que sigue. En primer lugar, se tiene en el laboratorio un problema no del todo resuelto en lo relativo a la membrana impermeable que aísla los especímenes en las cámaras triaxiales; membranas muy delgadas cuya rigidez no influye en el estado de esfuerzos del espécimen, al cabo del tiempo dejan pasar y cuando están en juego presiones relativamente elevadas, como sucede en las pruebas lentas, pequeñas cantidades de agua que bastan para introducir errores de consideración en los resultados; membranas suficientemente gruesas como para garantizar una completa impermeabilidad, por su mayor rigidez influyen de un modo significativo en los resultados de las pruebas triaxiales. Este efecto es notable en las pruebas lentas, aunque es despreciable en otras pruebas triaxiales, pues en las primeras el agua puede estar sometida a presiones más grandes y los tiempos de exposición de la membrana a la propia agua son también mucho mayores. Una segunda dificultad práctica en la realización de las pruebas lentas de laboratorio, que puede conducir a errores importantes en sus resultados, emana del hecho de que, en la prueba lenta, el espécimen sufre deformaciones notablemente más grandes que en otras pruebas triaxiales, bajo presiones de vástago también mayores; estas deformaciones tienden a hacer que el espécimen disminuya en longitud y, por así decirlo, que aumente en diámetro, con la consecuencia de que se establece una restricción por fricción entre las bases del espécimen, en las que el suelo tiende a desplazarse lateralmente y las piedras porosas que naturalmente permanecen fijas en relación a la tendencia anterior, esta restricción por fricción produce esfuerzos cortantes en las bases del espécimen que entonces dejan de ser planos principales,

de manera que las presiones por el vástago tampoco son ya esfuerzos principales, con el consiguiente error en la interpretación de la prueba, por medio de la teoría de Mohr, que así los considera.

Se ve pues que la obtención de la línea  $L$  por medio de pruebas lentas, que además son dilatadas y costosas, pudiera no ofrecer una garantía suficiente en todos los casos particulares.

En el momento presente puede intentarse la obtención de la línea  $L$  en el laboratorio con base en pruebas triaxiales diferentes de la lenta, por ejemplo rápidas-consolidadas. Para ello se dispone de abundancia de equipos que permiten medir la presión de poro que se desarrolla en el espécimen en el instante de la falla, con lo cual, conocido el esfuerzo desviador total, es fácil obtener el esfuerzo efectivo actuante en dicho momento. Sin embargo, en la actualidad los medidores de la presión de poro son costosos y de manejo relativamente delicado, por lo que no es todavía común verlos en acción en muchos laboratorios de Mecánica de Suelos, especialmente en los de pie de obra.

Finalmente, existen medios teóricos para estimar la presión de poro en el instante de la falla en un espécimen sometido a una prueba rápida consolidada. Hay métodos debidos a Skempton, Henkel y Juárez-Badillo para cubrir tal fin (Ref. 47). En conclusión, puede decirse que ya empieza a haber métodos confiables para la obtención de la línea  $L$ , sea en el laboratorio o con ayuda de métodos que no pueden considerarse aún de uso popular; esto permite esperar que en un futuro cercano el método de los esfuerzos efectivos pueda aplicarse con mayor facilidad que en la actualidad, por lo menos en lo que a este primer requisito se refiere.

Una vez obtenida la línea  $L$  queda en pie un importante problema para la aplicación del método de los esfuerzos efectivos a los problemas prácticos. En efecto, considérese la situación indicada en la figura I-65. Una vez obtenida la línea  $L$ , para realizar un análisis será preciso conocer el estado de esfuerzos efectivos en todos los puntos de interés dentro de la masa del suelo en estudio; en el caso concreto de la Fig. I-65, en los puntos de la superficie de deslizamiento supuesta. Este es un problema no resuelto hasta hoy, pues se comprende que si no ha podido dilucidarse del todo el estado de esfuerzos efectivos, en el interior de un espécimen dentro de una cámara triaxial sometida a un control de prueba, menos podrá detallarse tal estado de esfuerzos en las grandes masas de suelo que involucra cualquier obra real; así pues, aun disponiendo de la línea  $L$  en la práctica se tendrá la dificultad adicional de no conocer los esfuerzos efectivos que actúan en los diferentes puntos de la masa de suelo que interesa estudiar. Algunas instituciones dedicadas a la construcción de presas de tierra superan esta dificultad y diseñan sus obras de acuerdo con el método de esfuerzos efectivos, a base de una predicción de los esfuerzos que se desarrollarán en la obra durante la

construcción. Colocando piezómetros para medir la presión de poro mientras la construcción avanza, pueden determinar si sus predicciones van resultando correctas o si han de hacerse modificaciones al diseño a la luz de las mediciones efectuadas. Este método es práctico únicamente para instituciones que poseen suficiente experiencia en el campo, respaldada por amplios archivos en los que figuren presas construidas similares a la que se encuentre en ataque.

A pesar de todas las dificultades reseñadas, cuya importancia no debe subestimarse, especialmente en obras de menor aliento y posibilidades que la presa de tierra, no es arriesgado afirmar que los futuros progresos de la Mecánica de Suelos harán que el criterio de los esfuerzos efectivos esté destinado a ser el más ampliamente usado, por ser el más racional y el que hace un uso más adecuado de las ideas básicas que rigen en el campo de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.

## 2) El criterio de los esfuerzos totales.

En este segundo modo de trabajar se utilizan directamente los esfuerzos totales usados en las pruebas triaxiales; es decir, se hace uso de las envolventes  $L$  o  $R$ , según el problema específico que se tenga. Puesto que cada una de las pruebas da valores de resistencia muy diferentes para el mismo suelo, por variar las circunstancias en que se hace la prueba, se sigue que ésta sólo será representativa si sus propias circunstancias de trabajo duplican de un modo suficientemente aproximado las circunstancias a que/estará sometido el suelo en el prototipo; en consecuencia, es en este segundo método donde el ingeniero tiene que ser más cuidadoso y experimentado en la elección del tipo de prueba o pruebas que vaya a efectuar.

No existe una regla fija única que permita establecer qué pruebas deberán hacerse en cada caso y son el criterio y la experiencia del proyectista los que han de dilucidar tan fundamental problema. Para ayudar al lector a formar su propio criterio a este respecto, en lo que sigue se hacen algunos comentarios de carácter general.

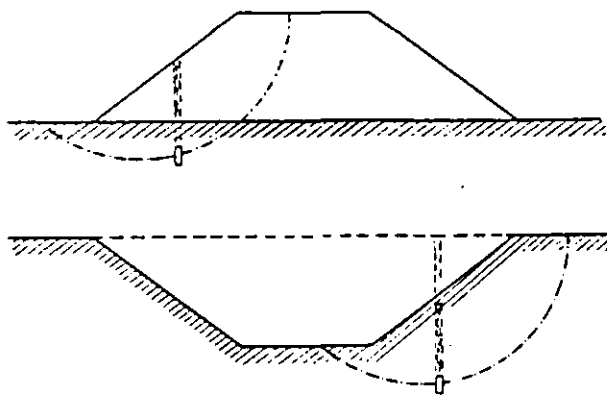


Figura I-66. Variación de la resistencia al esfuerzo cortante en un corte y un terraplén en el mismo suelo arcilloso.

Es obvio que una estructura ha de diseñarse fundamentalmente para las que hayan de resultar las etapas críticas de su vida. En estructuras edificadas sobre suelo o con suelo es muy común que las etapas más críticas ocurran en los momentos iniciales de su vida o a muy largo plazo. Constituye una interesante norma de criterio analizar, en primer lugar, dichos momentos de la vida de la estructura, con lo que en muchos casos de la práctica se conseguirá definir de un modo claro la etapa crítica para la que ha de efectuarse el proyecto y atendiendo a la cual habrán de realizarse, correspondientemente, las investigaciones de laboratorio.

Considérese, por ejemplo, un edificio que vaya a ser construido sobre un terreno arcilloso franco. Según progresa el proceso de consolidación inducido por el edificio, la resistencia del suelo aumenta. La condición crítica corresponderá entonces a las etapas iniciales de la vida de la obra. Por ser la arcilla muy impermeable, los procesos de consolidación serán lentos y, comparativamente, el tiempo de construcción de la estructura despreciable. Por ello, el momento crítico será cuando la carga del edificio se complete. En este caso es obvio que una prueba en que el esfuerzo desviador se aplique rápidamente representa las condiciones de campo; la prueba rápida satisface esa condición.

Por el contrario, si el edificio fuese a ser construido sobre una arcilla igual a la anterior, pero con abundantes intercalaciones de arena que proporcionen drenaje rápido y eficiente, puede pensarse que el suelo se consolida al unisono con el progreso de la construcción de la estructura, por lo cual la prueba lenta sería ahora la adecuada para la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante. Si la estructura que se desea construir es un terraplén (Fig. I-66), por ejemplo para un camino o un bordo de protección, y se requiere investigar las condiciones del terreno que lo ha de soportar, debe tenerse en cuenta que el peso del terraplén incluirá un proceso de consolidación en el suelo, si éste es arcilloso y, por tanto, su resistencia al esfuerzo cortante tenderá a aumentar con el tiempo. Si el terraplén se construye rápidamente y el terreno arcilloso tiene drenaje difícil, el instante más crítico será el inicial de la vida de la obra, antes de que se produzca la consolidación del suelo y, por ello, lo que se dijo para el caso análogo del edificio conservará su validez. Si el suelo se consolida tan aprisa como avanza la construcción de la obra, la prueba lenta sería la correcta para la obtención de los datos de proyecto.

Las cosas variarán radicalmente si en el mismo suelo se desea hacer una excavación, por ejemplo para la cimentación de una estructura. En ese caso, sobre todo si las condiciones del suelo facilitan el fenómeno, se inducirán expansiones en la masa del suelo por la descarga efectuada y, por ello, la resistencia al esfuerzo cortante tenderá a disminuir con el tiempo. Ahora la condición crítica del suelo estará en los momentos finales del proceso de expansión,



que corresponderán a etapas avanzadas de la vida de la obra. La prueba lenta o la rápida-consolidada serían obviamente las recomendables para la representación de esta situación.

Una vez seleccionado el tipo o tipos de pruebas triaxiales de las que han de obtenerse los datos de resistencia del suelo para proyecto, lo que se hace hoy en la gran mayoría de los laboratorios es realizar varias pruebas de tipo escogido, obteniendo el círculo de Mohr de falla en cada una y trazar a ojo la recta (en el tramo normalmente consolidado) envolvente de esos círculos. En el tramo preconsolidado las envolventes se trazan a mano siguiendo las formas ya discutidas en este capítulo y siendo tangentes a los círculos. Una vez obtenida así la envolvente aproximada del suelo en ese tipo de prueba, es costumbre seleccionar dentro de ella el tramo que corresponde al intervalo de presiones en el que se vaya a mantener al suelo en la obra particular de que se trate y trazar, de ser factible, una recta que represente con suficiente precisión a la envolvente en el tramo. Esta recta, sobre todo en suelos preconsolidados o no saturados, seguramente no pasará por el origen de coordenadas, y su ecuación matemática será de la forma

$$s = a + \sigma \tan \alpha \quad (1-76)$$

con  $a$  y  $\alpha$  como parámetros definidores de la resistencia del suelo en la prueba particular efectuada y dentro del intervalo de presiones considerado ( $a$  es la ordenada en el origen y  $\alpha$  el ángulo de inclinación respecto a la horizontal de la recta en cuestión). Nótese que la ecuación 1-76 es de la misma forma que la Ley clásica de Coulomb. Sin embargo, resulta ya inútil discutir las diferencias esenciales de concepto e interpretación entre ambas;  $a$  y  $\alpha$  ya no tienen un sentido físico característico como propiedades inherentes al suelo, sino que solamente son elementos de cálculo. Por la fuerza de la tradición histórica y la simple costumbre, algunos autores han llamado a " $a$ " la "cohesión aparente del suelo" en las condiciones de su obtención y a " $\alpha$ " el "ángulo de fricción aparente". Incluso es usual en las obras sobre la mate-

ria seguir usando los símbolos  $c$  y  $\phi$  para los parámetros de resistencia, pero naturalmente sometiéndolos a la interpretación moderna. En este sentido han de ser también interpretados los símbolos  $c$  y  $\phi$  cuando aparezcan en las páginas subsiguientes de esta obra. Como quiera que las pruebas triaxiales actualmente usadas representan circunstancias extremas para el suelo en estudio, algunos especialistas en estas materias, cuando se enfrentan a un caso real gobernado por circunstancias intermedias entre las adoptadas para las pruebas, prefieren dibujar sus propias envolventes simplemente interpolando entre las dos representativas de comportamientos extremos. Este proceder ha de estar siempre respaldado por amplia experiencia, pero en ese caso conduce a la obtención de datos más realistas que ninguna prueba por separado.

#### D Resistencias máxima y residual de las arcillas

Considérese una arcilla preconsolidada sometida a una prueba de corte simple o prueba directa en la cual se permita en todo momento drenaje libre (características correspondientes a una prueba lenta); supóngase también que se trata de una prueba de deformación controlada, con velocidad suficientemente lenta para que se disipen las presiones de poro y en la que se midan los esfuerzos necesarios para producir las deformaciones que se provocan. Conforme el desplazamiento aumenta y la muestra de arcilla preconsolidada se deforma angularmente, aumenta la carga tangencial y, por tanto, el esfuerzo cortante, pero para una presión normal efectiva dada y aplicada a la muestra existe un límite definido para el esfuerzo cortante que la muestra puede resistir; a este límite, que hasta ahora se ha venido manejando en este capítulo con el nombre de resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla, se le llamará ahora resistencia máxima. Si la prueba continúa, provocando mayores desplazamientos angulares, disminuye la fuerza tangencial aplicada (y el esfuerzo cortante actuante). En la práctica, la prueba se suspende una vez que la resistencia máxima ha quedado bien definida; sin embargo, si la prueba continúa,

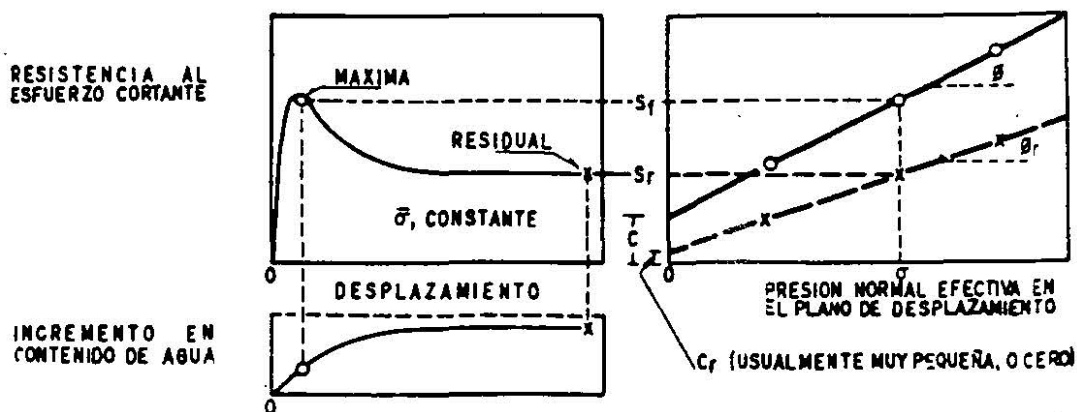


Figura 1-67. Resistencia máxima y residual y característica de resistencia al esfuerzo cortante de una arcilla preconsolidada.

se observa que, según el desplazamiento crece, la resistencia de la arcilla disminuye; pero esta disminución también tiene un límite, el cual, una vez alcanzado, se conserva, aun cuando el desplazamiento angular crezca a valores grandes, del orden de varios centímetros a la escala de la prueba, y existe evidencia de campo de que en la arcilla esta resistencia se conserva para desplazamientos del orden de metros. Si de esta manera se realizan diferentes pruebas, usando en cada una distinta presión normal efectiva, se obtendrán resultados similares a los antes descritos, aunque naturalmente sean distintos en cada caso los valores finales de la resistencia exhibida por la arcilla. A esta resistencia final, más allá de la máxima, se le llama resistencia residual (Ref. 40). En la parte (a) de la figura I-67 se muestra la relación esfuerzo cortante-desplazamiento, tal como es usual obtenerla en una prueba como la descrita. Ahí puede verse también el cambio en contenido de agua sufrido por el espécimen durante la prueba.

En la parte (b) de la misma figura se han trazado las envolventes de falla obtenidas llevando los resultados de diferentes pruebas a un plano de esfuerzos normales efectivos sobre el plano de falla contra las resistencias máximas y residuales obtenidas en esas pruebas. Puede observarse que dichas envolventes resultan prácticamente líneas rectas, pudiéndose por ello escribir para la resistencia máxima

$$s_f = c + \bar{\sigma} \tan \phi \quad (1-66)$$

y para la resistencia residual:

$$s_r = c_r + \bar{\sigma} \tan \phi_r \quad (1-77)$$

Los resultados de las pruebas que se han realizado han demostrado que invariablemente  $c_r$  es muy pequeña, pudiendo por ello desprejarse. Por tanto, para el uso de la resistencia residual puede escribirse

$$s_r = \bar{\sigma} \tan \phi_r \quad (1-78)$$

También se ha observado que  $\phi_r$  es menor que el ángulo  $\phi$ . En algunas arcillas esa diferencia es de sólo 1 ó 2 grados, pero se han registrado arcillas en que esa diferencia ha llegado a ser de 10°.

Las razones para explicar las diferencias anteriores, siguiendo a Skempton (Ref. 40), podrán ser las siguientes: primeramente se ha constatado que en arcillas fuertemente preconsolidadas hay expansiones cuando se deforman bajo esfuerzo cortante, sobre todo después de sobrepasar su resistencia máxima; por tanto, una parte de la disminución de resistencia puede achacarse al incremento de contenido de agua que se produce como consecuencia. En segundo lugar actúa el desarrollo de franjas delgadas dentro de la masa general de la arcilla, en las que las partículas de forma laminar se orientan en la dirección del desplazamiento, y es razonable suponer que la resistencia de un conjunto de tales partículas orientadas al azar sea mayor que cuando se encuentran paralelamente acomodadas.

Independientemente de las razones que puedan aducirse para explicar la disminución de resistencia de arcillas cuando se sobrepasa su resistencia máxima, hay evidencia de tal disminución, especialmente cuando las arcillas son preconsolidadas. Entonces, si por cualquier razón se sobrepasa la resistencia máxima en un punto cualquiera de la masa de arcilla, la resistencia en dicho punto descenderá; esto conduce a una redistribución de esfuerzos, como consecuencia de la cual se sobrecargan las zonas vecinas, con lo que es posible que la resistencia máxima se sobrepase en otros puntos próximos. Así se concibe la iniciación de una falla progresiva y, en el límite, la resistencia a lo largo de toda una superficie de falla decrecerá al valor de la resistencia residual. Sin embargo, son tan grandes los desplazamientos necesarios para que la resistencia residual llegue a desarrollarse, que esta condición sólo debe considerarse para fines de proyecto o cálculo, en general, cuando la arcilla haya sufrido deslizamiento sobre una superficie de falla existente de antiguo o cuando exista en ella un estado de creep más o menos generalizado.

Skempton señala también que la presencia de gran número de pequeñas fisuras, grietecillas y otros accidentes similares en la masa de arcilla, constituye otro caso en que la resistencia residual debe considerarse como la de proyecto para un análisis más realista.

No existe una prueba estándar para determinar en los laboratorios la resistencia residual de las arcillas, pero el propio Skempton describe en la referencia que se comenta, una realizada para un caso concreto en la que se usó un aparato de resistencia al esfuerzo cortante directo. Tras producir al espécimen un desplazamiento del orden de un centímetro en un cierto sentido, se regresó la parte deslizante a su posición original, produciendo de nuevo el mismo desplazamiento y continuando así la prueba hasta que la resistencia de la arcilla llegó a un valor final constante, que se consideró la resistencia residual. El inconveniente de la prueba fueron los seis días que duró, pues se realizó permitiendo en todo momento la disipación de presiones de poro. El propio Skempton comenta que esta técnica no es perfecta, y sugiere que una mejor prueba sería aquella que produjese un desplazamiento continuo en un solo sentido, sin regresar; indica también que los aparatos de resistencia al corte anulares pudieran resultar apropiados. Otros autores han sugerido la conveniencia de usar pruebas de torsión.

La disminución de resistencia del valor de la resistencia máxima al valor de la resistencia residual no sólo ocurre en las arcillas preconsolidadas, sino también en las arcillas normalmente consolidadas, aunque en este último caso la diferencia entre ambas resistencias es de menor cuantía. En el caso de las arcillas normalmente consolidadas la disminución en el ángulo de fricción interna se atribuye principalmente al efecto de orientación de las partículas,

cuando el desplazamiento ha sido importante a lo largo de una superficie de falla. Los resultados hasta ahora disponibles parecen indicar que la resistencia residual de una arcilla, bajo un cierto esfuerzo normal efectivo, es la misma, independientemente de si la arcilla es preconsolidada o normalmente consolidada; en otras palabras, que  $\phi_r$  es constante para una cierta arcilla, independientemente de su historia de consolidación. Sin embargo, se ha visto que  $\phi_r$  depende de la naturaleza de las partículas minerales. El valor de  $\phi_r$  tiende a disminuir cuando aumenta el porcentaje de partículas menores que dos micras. Skempton reporta valores de  $\phi_r$  del orden de  $10^\circ$ , cuando el porcentaje en peso de partículas menores que dos micras está comprendido entre 60% y 80%.

Lo importante desde el punto de vista práctico es definir con qué resistencia se revisará la estabilidad de un talud dado, por citar la estructura de tierra a la cual Skempton ha aplicado principalmente sus ideas sobre la resistencia residual. Para ello define el concepto Factor Residual  $R$ , por medio de la expresión

$$R = \frac{s_f - \bar{s}}{s_f - s_r} \quad (1-79)$$

donde

- $s_f$  = resistencia máxima de la arcilla.
- $s_r$  = resistencia residual de la misma.
- $\bar{s}$  = esfuerzo cortante promedio existente en la superficie de falla bajo estudio.

Skempton analizó la estabilidad de diversos taludes fallados y para ellos encontró el esfuerzo normal efectivo promedio y la resistencia al esfuerzo cortante promedio en la superficie de la falla. Como se trató de fallas reales,  $\bar{s}$  puede simplemente obtenerse de la consideración de que el factor de seguridad sea igual a la unidad. Posteriormente comparó esta  $\bar{s}$  con las resistencias máxima y residual de la arcilla, correspondientes al esfuerzo normal efectivo que existía en la superficie de falla; en esta forma pudo calcular el factor residual para cada caso analizado. Si para un caso dado la resistencia con que falló el talud es la máxima, se tiene  $R = 0$  y si aquella es igual a la residual,  $R$  será igual a 1.

Otra interpretación alternativa para el factor residual se obtiene escribiendo la expresión 1-79 como

$$\bar{s} = R s_r + (1 - R) s_f \quad (1-80)$$

En esta expresión puede interpretarse a  $R$  como un número que indica la parte de la superficie de falla total a lo largo de la cual la resistencia se ha reducido a su valor residual.

El objetivo de Skempton fue relacionar en lo posible el valor de  $R$  con el tipo de arcilla que forma el talud. Si la resistencia puede llegar a la resistencia residual, recomienda el uso de esta última en los análisis prácticos.

En arcillas sin fisuras y grietas, encuentra que es muy pequeña y despreciable la disminución de re-

sistencia en la falla respecto a la máxima, por lo que en estos casos se podría usar en general dicha resistencia máxima; considera también que los terraplenes de arcilla compactada pueden calcularse considerando la resistencia máxima. Finalmente, si ha ocurrido una falla, cualquier movimiento posterior sobre la superficie de falla formada ocurrirá actuando la resistencia residual, independientemente de la arcilla que se tenga.

## REFERENCIAS

1. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*, Tomo I *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap. III. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969 (2ª Edición).
2. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*, Tomo I *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap. IX. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969 (2ª Edición).
3. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*, Tomo I *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap. II. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969 (2ª Edición).
4. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos* (Trad. J. A. Jiménez Salas y J. M. Rodríguez), Cap. 4. Limusa-Wiley, S. A., México, 1972.
5. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*, Tomo I *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap. IV. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969 (2ª Edición).
6. Terzaghi, Karl. Modern conceptions concerning Foundation Engineering, *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, Contributions to Soil Mechanics, 1925-1940. Edición 1959.
7. Casagrande, A. The Structure of Clay and its Importance in Foundation Engineering, *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, Contributions to Soil Mechanics, 1925-1940. Edición 1959.
8. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos* (Trad. J. A. Jiménez Salas y J. M. Rodríguez), Cap. 5. Limusa-Wiley, México, 1972.
9. Casagrande, A. Classification and Identification of Soils, *Trans. ASCE*, Vol. 113, págs. 901-1948.
10. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*, Tomo I *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap. VI. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969 (2ª Edición).
11. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos* (Trad. de J. A. Jiménez Salas y J. M. Rodríguez), Cap. 3. Limusa-Wiley, S. A., México, 1972.
12. Skempton, A. W. The Colloidal Activity of Clays, *Memoria del Tercer Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*, Vol. I. Zurich, 1953.
13. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*, Tomo I *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap. VIII. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969 (2ª Edición).
14. Reynolds, O. An Experimental Investigation of the Circumstances which determine whether the motion of water shall be Direct or Sinuous and the Law of Resistance in Parallel Channels, *Phil. Transactions*, Royal Society, Vol. 174. Londres, 1883.
15. Darcy, H. *Les Fontaines publiques de la Ville de Lyon*, Paris, 1856.

16. Juárez Badillo, E. y Rico, A. Mecánica de Suelos. Tomo III *Flujo de Agua en Suelos*, Cap. I. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969.
17. Juárez Badillo, E. y Rico, A. Mecánica de Suelos. Tomo I *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap. X. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969 (2ª Edición).
18. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos*, (Trad. J. A. Jiménez Salas y J. M. Rodríguez). Cap. 9. Limusa-Wiley, S. A., México, 1972.
19. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos*, (Trad. J. A. Jiménez Salas y J. M. Rodríguez). Cap. 10. Limusa-Wiley, S. A., México, 1972.
20. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos*, (Trad. J. A. Jiménez Salas y J. M. Rodríguez). Cap. 20. Limusa-Wiley, S. A., México, 1972.
21. Skempton, A. W. y Bishop, A. W. Soils. Cap. X de la publicación *Building Materials, their Elasticity and Inelasticity*, North Holland Publ. Co., Amsterdam, 1954.
22. Jiménez Salas, J. A. y de Justo Alpañes, J. L. *Geotecnia y Cimientos*. Tomo I *Propiedades de los Suelos y de las Rocas*, Cap. C. Ed. Rueda, Madrid, 1971.
23. Marsal, R. J. Moreno, E., Núñez, A., Cuéllar, R. y Moreno, R. *Investigación sobre el comportamiento de suelos granulares y muestras de enrocamiento*, Comisión Federal de Electricidad, México, 1965.
24. Marsal, R. J. Large scale testing of Rockfill Materials, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Marzo, 1967.
25. Contributions and Discussions on Mechanical Properties of Rockfill and Gravel Materials, Sesión Especial Nº 13. Organizador: Raúl J. Marsal, *VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*, México, Agosto de 1969.
26. Marsal, R. J. y Ramírez de Arellano, L. Performance of El Infiernillo Dam, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Julio, 1967.
27. Marsal, R. J. Ramírez de Arellano, L. y Núñez, A. Plane strain of Rockfill Materials, *III Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*, Caracas, 1967.
28. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos*, (Trad. J. A. Jiménez Salas y J. M. Rodríguez). Cap. 22. Limusa-Wiley, S. A., México, 1972.
29. Leonards, G. A. y Girault, P. A Study of the One-Dimensional Consolidation Test, *V Congreso Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones*, Paris, 1961.
30. Barden, L. Primary and Secondary Consolidation of Clay and Peat, *Geotechnique*, 18, 1968.
31. Juárez Badillo, E. y Rico, A. Mecánica de Suelos. Tomo I *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap. XI. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969 (2ª Edición).
32. Scott, R. F. *Principles of Soil Mechanics*, Cap. 7 y 8. Addison Wesley Publ. Co., Inc., 1963.
33. Coulomb, Ch. A. Essai sur une application des règles des maximis et minimis a quelques problemes de statique relatifs a l'architecture, *Memoria a la Real Academia Francesa*, 5, 7, Paris, 1776.
34. Mohr, O. *Abhandlungen aus dem Gebiete der Technischen Mechanik*, W. Ernst, Berlin, 2ª edición, 1914.
35. Newmark, N. M. Failure hypotheses for Soils, *ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, Colorado, 1960.
36. Scott, R. F. y Hon-Yim Ko. Stress-Deformation and Strength Characteristics. Reporte sobre el Estado del Arte, Vol. III. *VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*, México, 1969.
37. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos*, (Trad. J. A. Jiménez Salas y J. M. Rodríguez). Cap. 6. Limusa-Wiley, S. A., México, 1972.
38. Spinner, A. E. A note on the influence of Interparticle Friction on the Shearing Strength of a Random Assembly of Spherical Particles. *Geotechnique*, 19, 1969.
39. Scott, R. F. y Schoustra, J. J. *Soil Mechanics and Engineering*, Cap. 5, McGraw-Hill Book. Co., 1969.
40. Skempton, A. W. Long-Term Stability of Clay Slopes. IV Rankine Lecture. *Geotechnique*, Vol. XIV, 1964.
41. Hambly, E. C. A new Triaxial Apparatus, *Geotechnique*, 19, 1969.
42. Bishop, A. W. The Strength of Soils as Engineering Materials. VI Conferencia Rankine, *Geotechnique*, Vol. 16, Nº 2, 1966.
43. Cornforth, D. H. Some experiments on the Influence of Strain conditions on the Strength of Sand, *Geotechnique*, Vol. 16, 1964.
44. Hvorslev, M. J. y Kaufman, R. I. Torsion Shear Apparatus and Testing Procedures. *Boletín Nº 38*, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss., 1952.
45. Roscoe, K. H. Discusión contenida en el volumen 3 (págs. 105-107) las *Memorias del V Congreso Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones*, Paris, 1961.
46. Bjerrum, L. y Landva, A. Direct Simple Shear Tests on a Norwegian quick clay, *Geotechnique*, Vol. 16, 1966.
47. Juárez Badillo, E. y Rico, A. Mecánica de Suelos. *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap. XII. Ediciones de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1969 (2ª Edición).
48. Wilson, S. D. y Squier, R. Earth and Rockfill Dams. Reporte sobre el Estado del Arte, Vol. III, *VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones*, México, 1969.
49. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos*, Cap. 11. Limusa-Wiley, S. A., México, 1972.
50. Marsal, R. J. y Ramírez de Arellano, L. Field measurements in Rockfill Dams, *II Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*, Vol. 2, Sao Paulo, Brasil, 1963.
51. Sowers, G. B. y Sowers, G. F. *Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones*, Cap. 3. Limusa-Wiley, S. A., México, 1972.
52. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos*, Cap. 26. Limusa-Wiley, S. A., México, 1972.
53. Skempton, A. W., The Pore Pressure Coefficients A and B, *Geotechnique*, Vol. IV, 1954.
54. Bishop, A. W., Alpan, I., Blight, G. E. y Donald, I. B. Factors controlling the Strength of Partly Saturated cohesive Soils, *Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, ASCE, Boulder, Colorado, 1960.
55. Bishop, A. W. y Eldin, G. Undrained triaxial Tests on Saturated Sands and their significance in the General Theory of Shear Strength, *Geotechnique*, Vol. II, Nº 1, 1950.
56. Bishop, A. W. y Henkel, D. J. *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test*, Edward Arnold, Ltd., Londres, 1957.



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

CURSOS ABIERTOS

GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES

INSTRUMENTACION EN OBRAS VIALES

M. EN I. GABRIEL MORENO PECERO

## 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 una zona conflictiva de la autopista Tijuana-Ensenada. Para 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 condicionan 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 terreas 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-



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

En 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 terreas 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 y, 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-

cl

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.

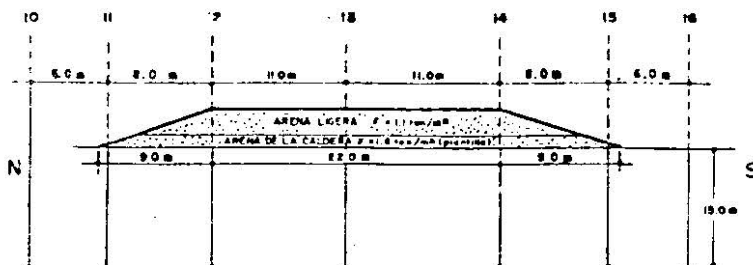
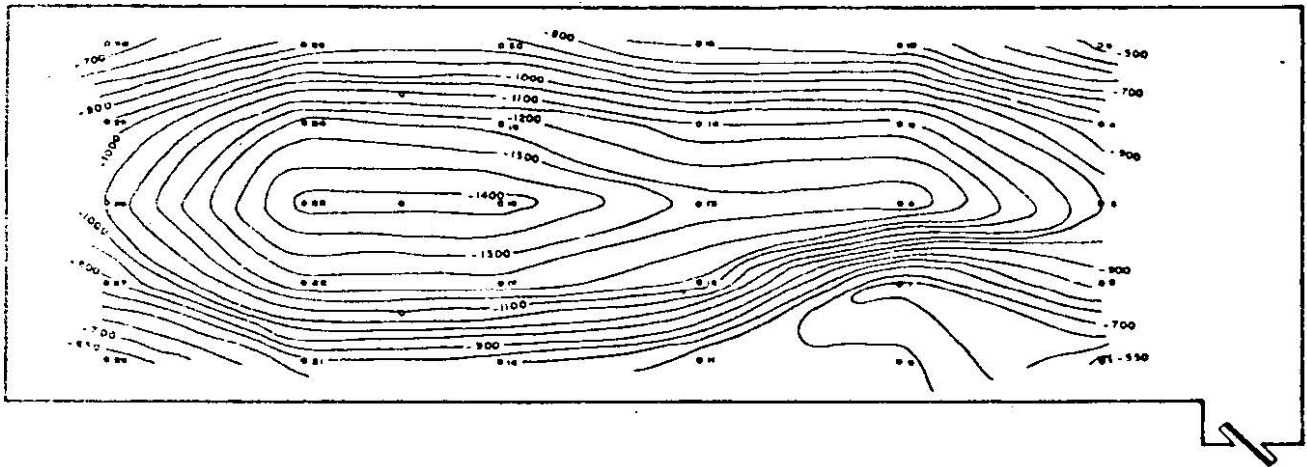


Figura XIII-1. Curvas de igual asentamiento en un terraplén sobre terreno blando. Terraplén de prueba sobre el Lago de Texcoco.

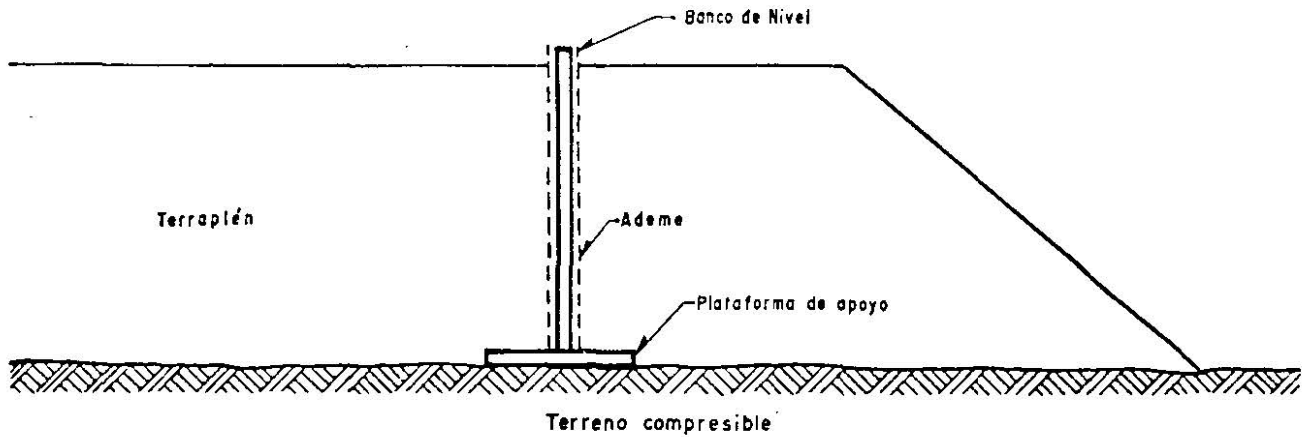


Figura XIII-2. Un banco de nivel para control de asentamientos por nivelación superficial.

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  $40 \times 40$  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

este 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 ademar 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

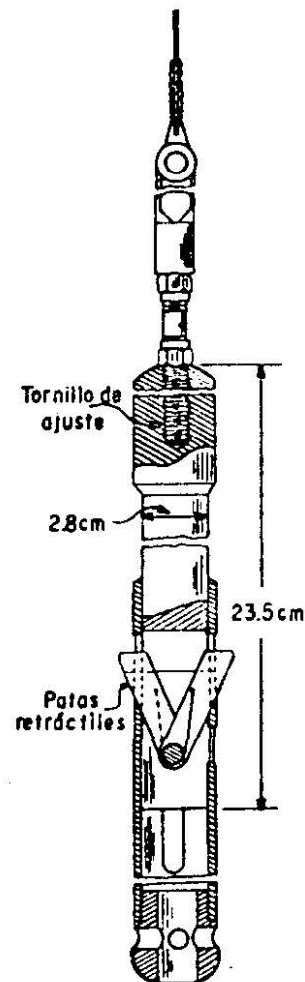


Figura XIII-3. El torpedo para medir asentamientos (Ref. 1).

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  $\Delta H$ ; correspondientemente, el líquido en la escala  $T$  sólo subirá hasta la altura  $T_2$ , siendo la diferencia  $\Delta H$ .

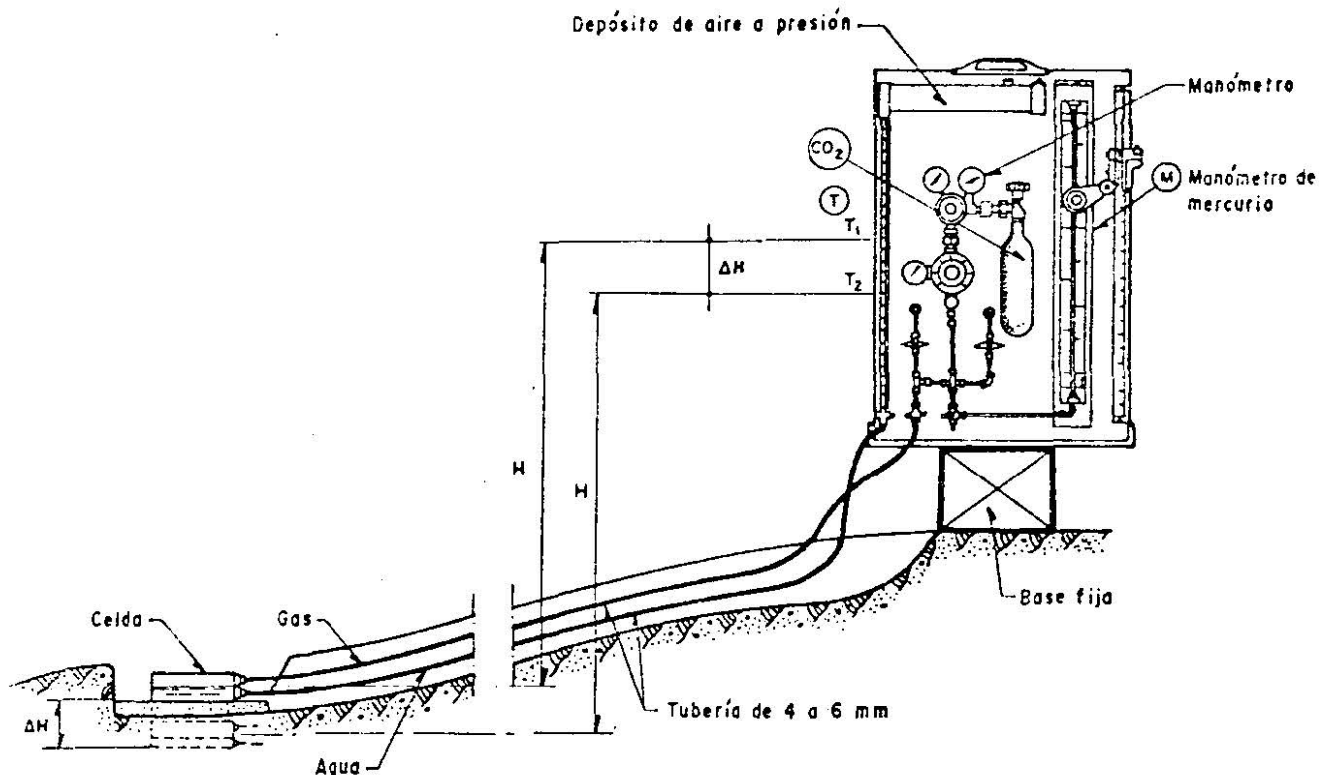


Figura XIII-4. Medidor francés de asentamientos (Ref. 4).

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

#### B. Medición de los movimientos laterales del terreno de cimentación

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

##### B-1. Control superficial

Cuando se colocan terraplenes sobre suelos blan-

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

### B-2. **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 control, unidos por una conexión de cable.

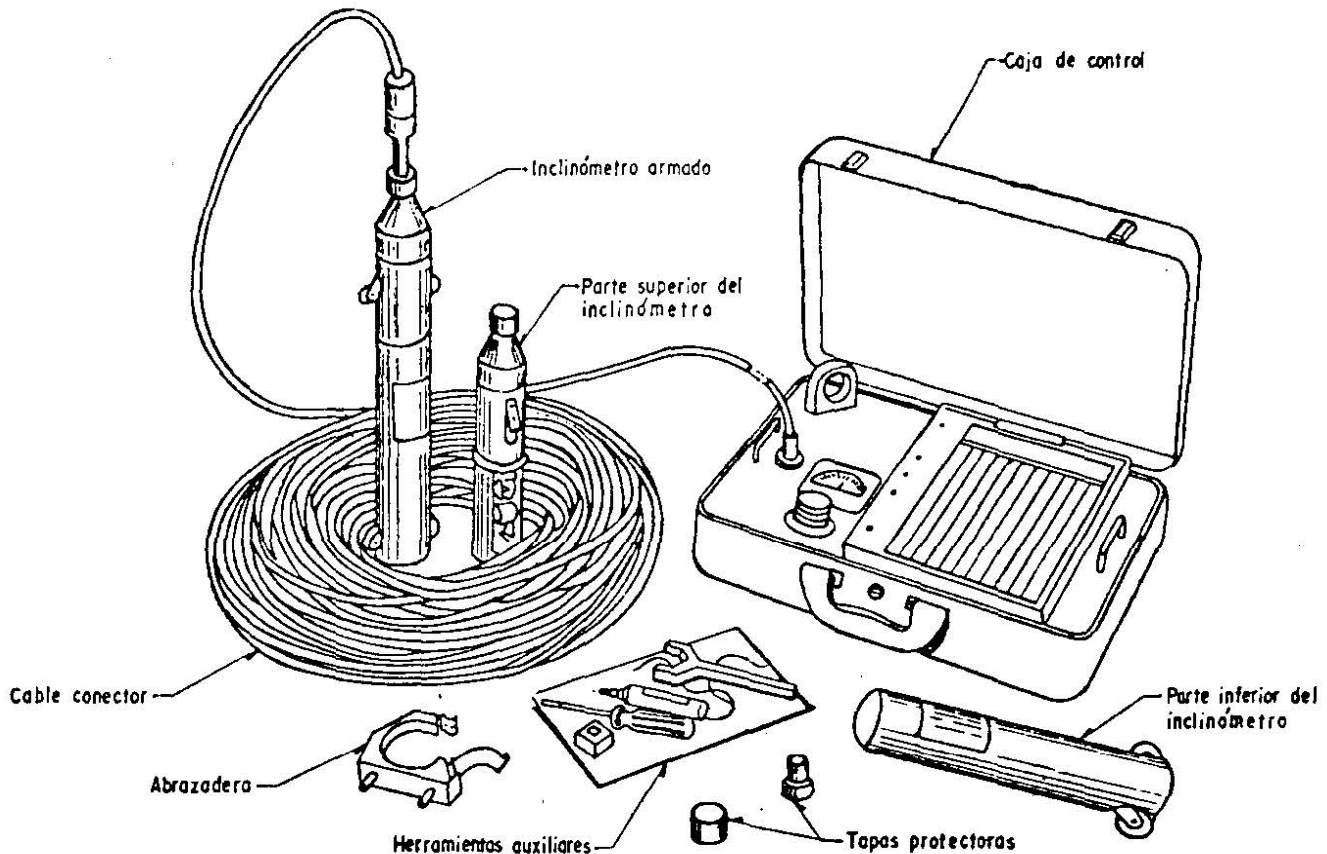


Figura XIII-5. Inclinómetro completo.

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

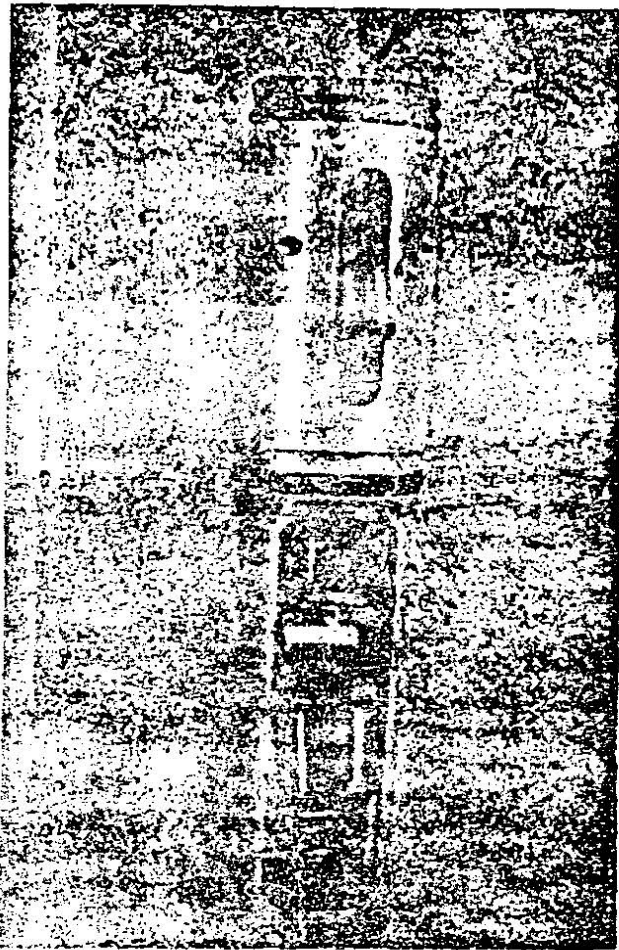
delicado en el diseño del dispositivo y algunos autores (Ver por ejemplo la Ref. 4) han señalado que el material utilizado por Wilson en sus diseños comerciales es demasiado rígido; la experiencia mexicana a este respecto es, sin embargo, satisfactoria.

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 sea el resorte, la balanza y el péndulo forman parte de un circuito eléctrico, análogo al del inclinómetro de Wilson y del que pueden hacerse lecturas en la superficie; el cambio de longitud del resorte produce finalmente un cambio en la intensidad de la corriente circulante, que es la que se mide en este caso. Además, accionando el motor y provocando la rotación del cilindro interior de la unidad sensible se podrá llegar a la posición en que el péndulo produzca la mínima desviación de su posición original no deformada, que corresponde al momento en que el péndulo está contenido en el mismo plano en que estaba antes de deformarse, habiéndose corregido gracias al giro cualquier pequeño alabeo adquirido por el aparato al inclinarse. Esta posición del péndulo

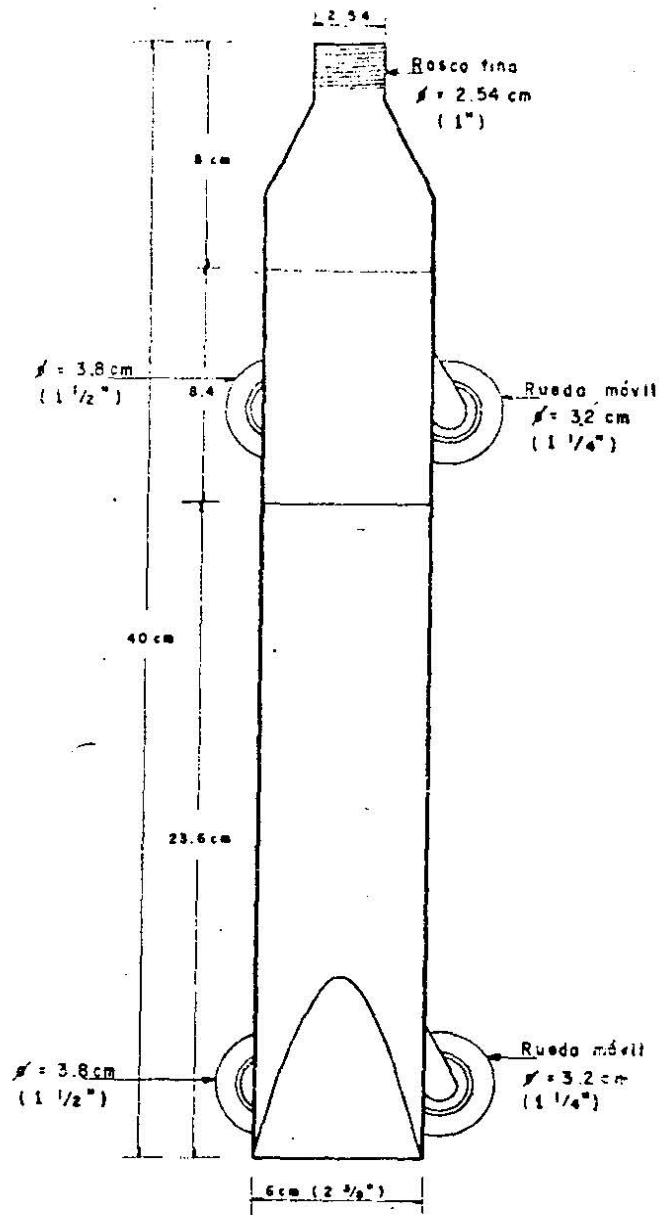


Figura XIII-6. Croquis del inclinómetro armado.

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

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

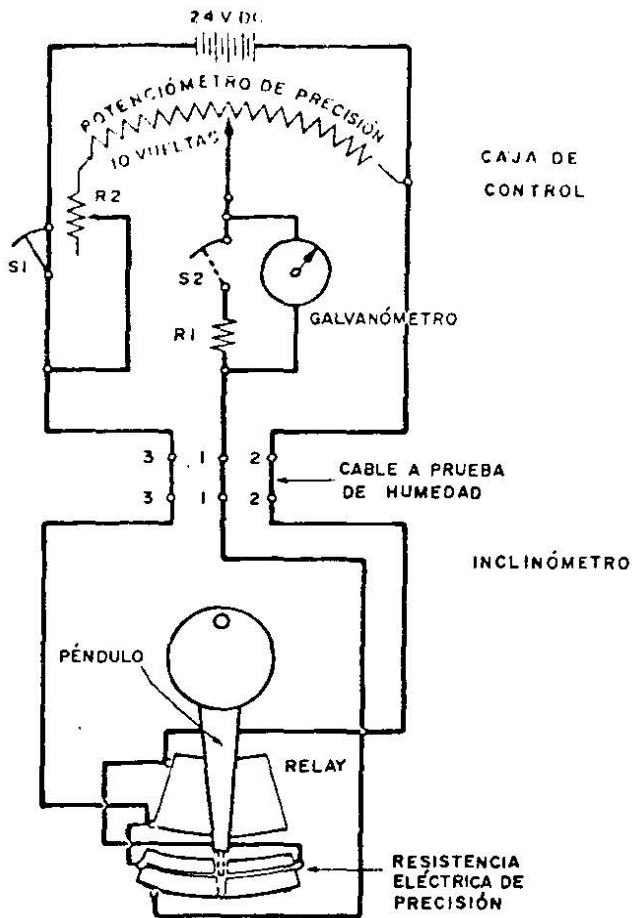


Figura XIII-7. Diagrama eléctrico del inclinómetro conectado con la caja de control.

dispositivos son pequeñas cuerdas metálicas que pueden ser excitadas por un electroimán, que las hace vibrar con una frecuencia natural determinada; si por la aplicación de una tensión se varía la longitud de la cuerda, la frecuencia de vibración cambia bajo la misma excitación. En una consola de medición, sobre la superficie del terreno, existe otra cuerda idéntica, cuyo extremo inferior se puede mover ligeramente con un tornillo micrométrico; el circuito que contiene a la cuerda testigo está puentado 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 estrato resistente, que pueda considerarse inmóvil, hincándolas en él. En este caso, el extremo inferior del tubo es fijo y la posición de la boca podrá controlarse por la propia poligonal que el tubo representa, pero si toda la tubería queda embebida en el material blando que se deforma, será preciso establecer un control topográfico de la boca, para utilizar la poligonal que forma el propio tubo para definir la posición de su extremo. Este control topográfico deberá ser muy cuidadoso, de precisión comparable a la de las lecturas del aparato, so pena de perder todas las ventajas de esta última; el control se establece con poligonales cerradas compensadas, trazadas a partir de puntos suficientemente alejados. Es frecuente que los lugares de terreno blando en que 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.

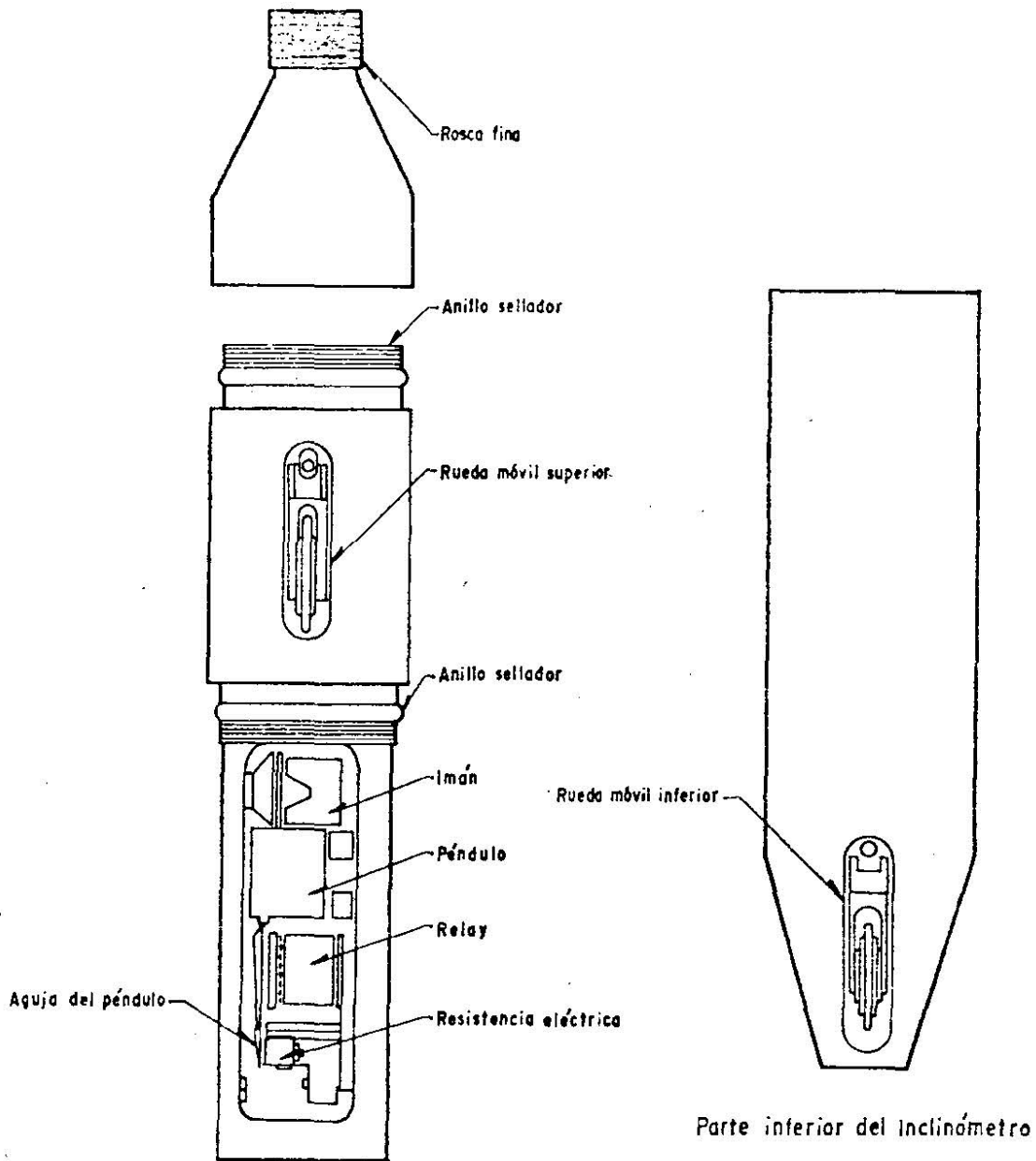
Existen una serie de normas que han de ser cumplidas en lo que se refiere a la construcción de los pozos dentro de los que se coloca la tubería del inclinómetro y a garantizar el contacto entre dicha tubería y el terreno circundante. Este contacto se logra rellenando con arena fina el espacio que pueda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

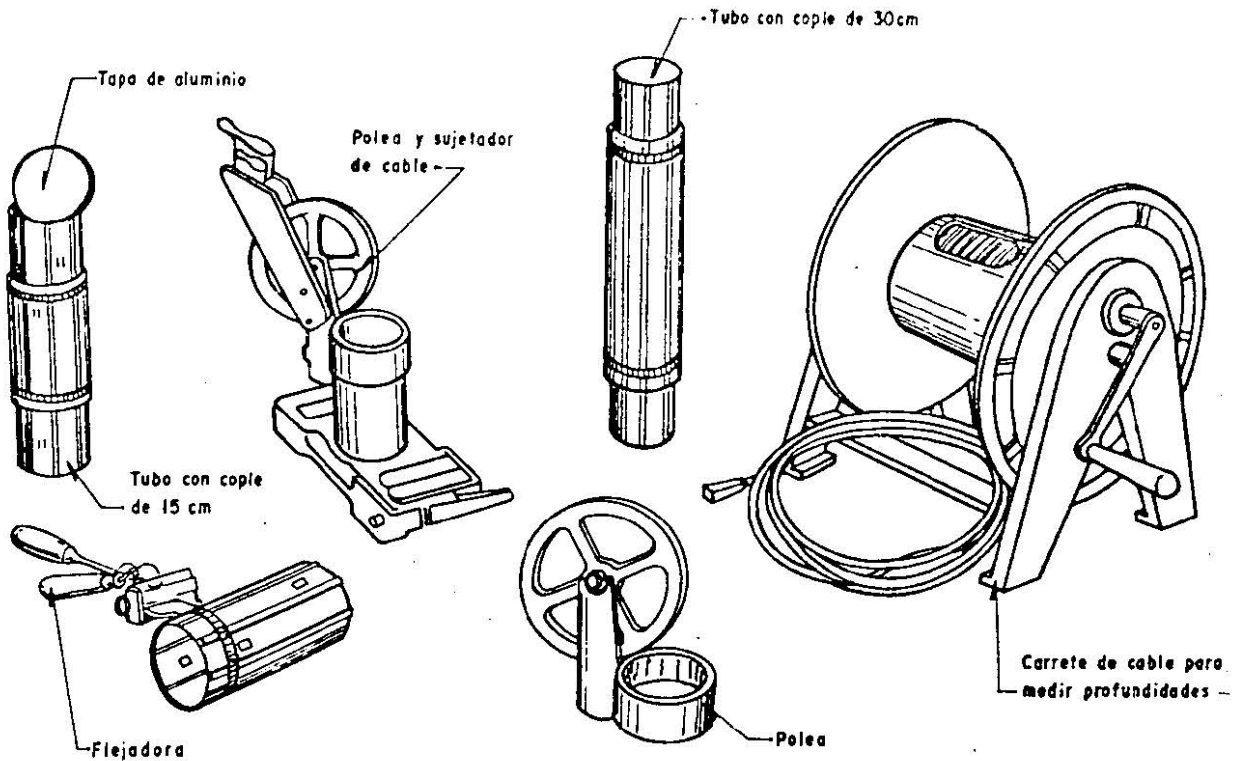


Figura XIII-9. Equipo auxiliar para descenso del inclinómetro. (Tubería de aluminio, carrete y herramientas).

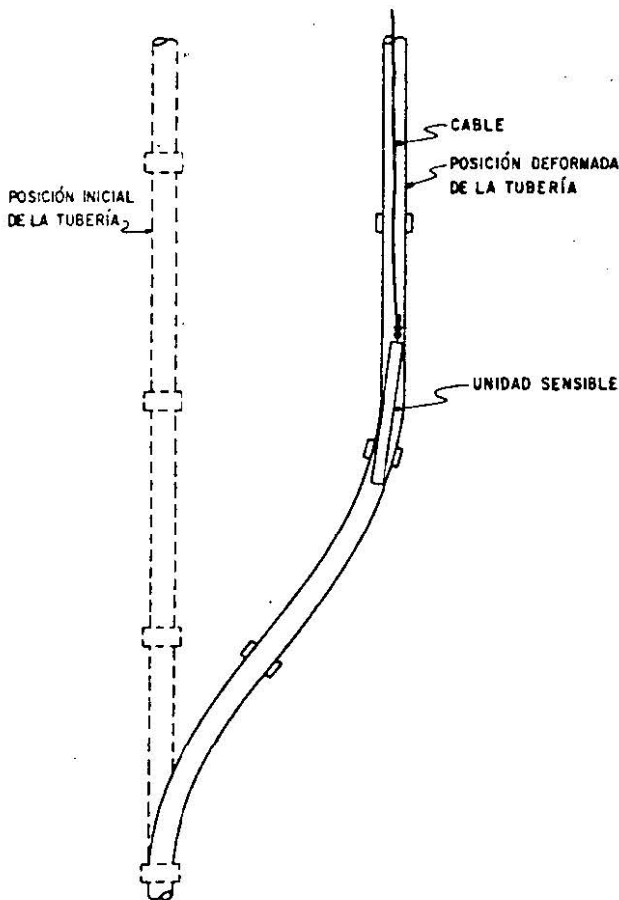
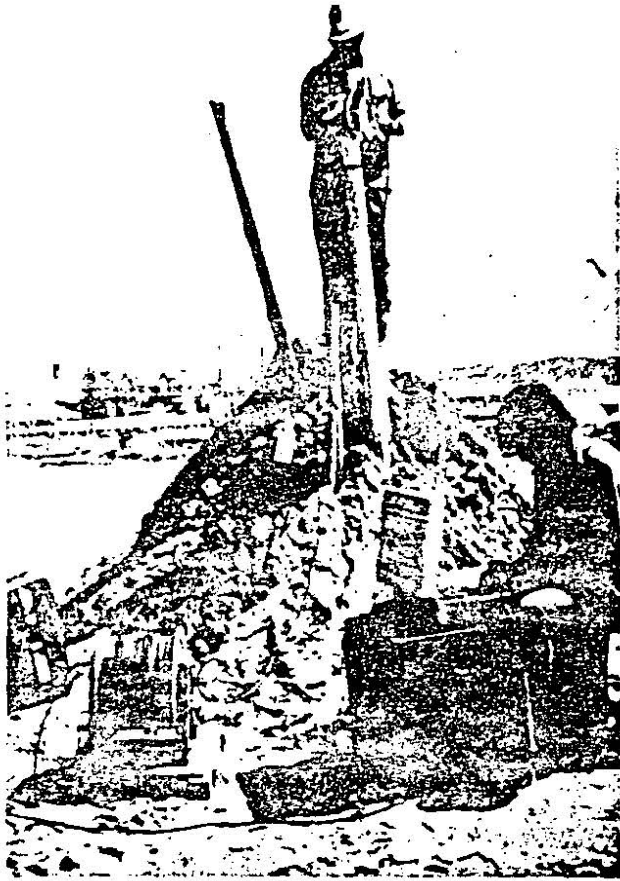


Figura XIII-10. Deformación del conjunto de un inclinómetro.

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

1.1

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.

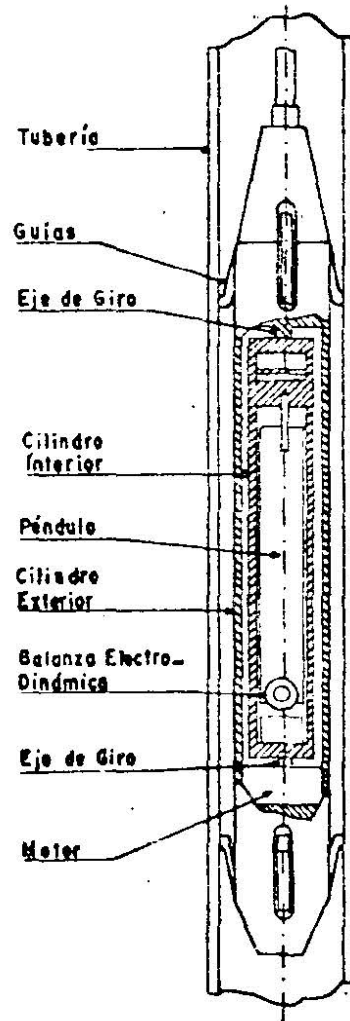


Figura XIII-11. Inclinómetro tipo Geoconsult (Ref. 20).

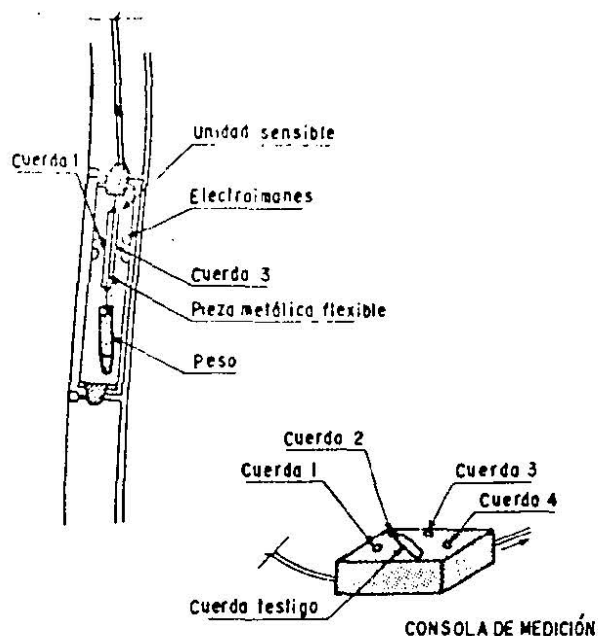


Figura XIII-12. Inclínómetro de cuerdas vibrantes (Telemac, Ref. 20).

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

15

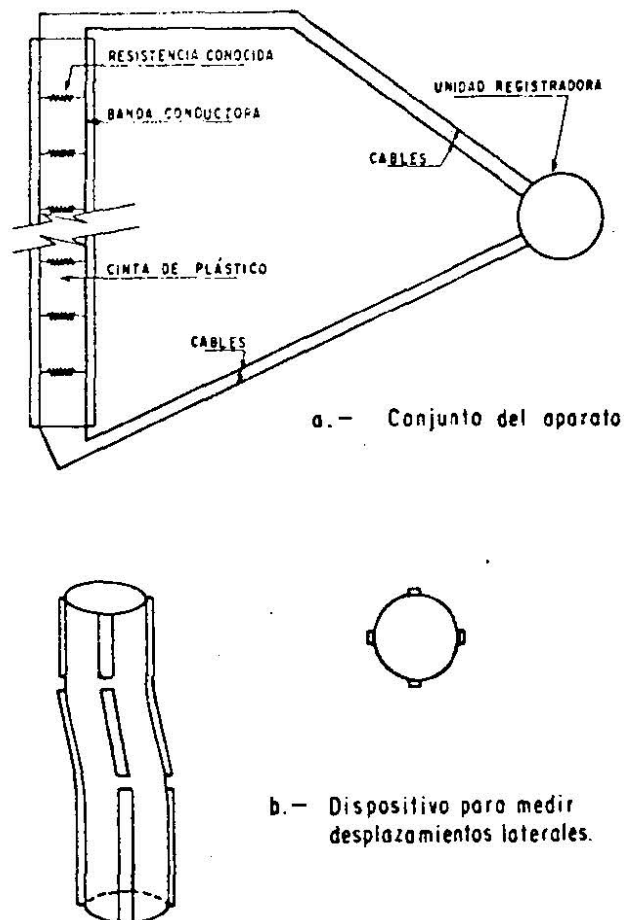


Figura XIII-13. Cinta detectora de fallas.

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).

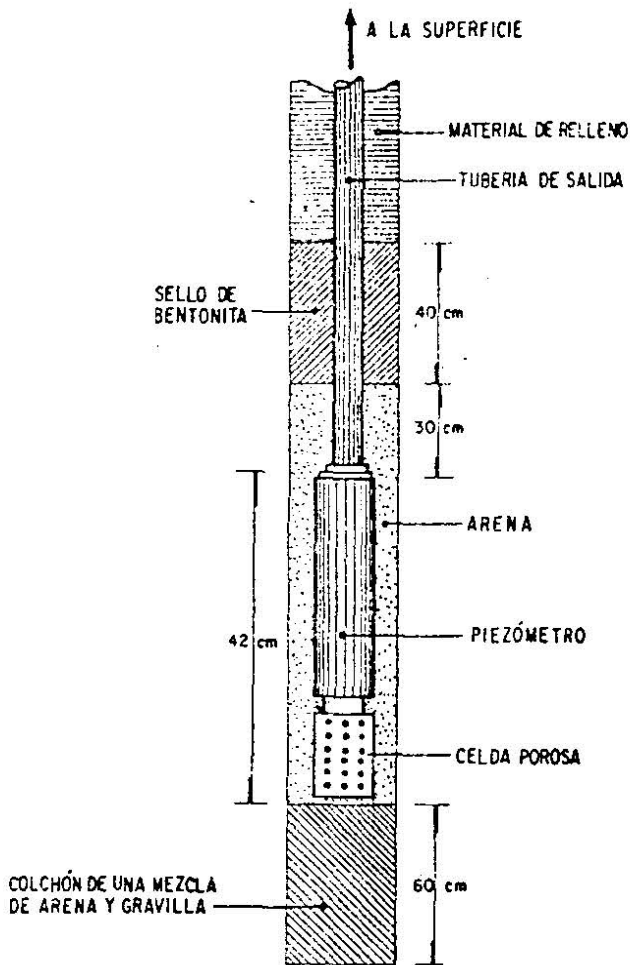


Figura XIII-14. Piezómetro abierto tipo Casagrande.

En este aparato, el agua entra al interior de la unidad sensible a través de la celda porosa, llenándose 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, cuyas terminales se juntan, cuidando de que no hagan contacto, en un solo cable con diámetro apropiado para que pueda penetrar en la tubería del piezómetro, lastrándolo convenientemente, con pequeñas masas de plomo. En el extremo inferior del alambre se instala un taquete de hule o plástico, a través del cual se pasan las dos terminales del ohmímetro, ya sin ningún recubrimiento protector; cuando las terminales desnudas tocan el nivel del agua se cierra el circuito alimentado por las baterías del ohmímetro, lo que se manifiesta por un salto brusco de la aguja del medidor del aparato. Conviene recubrir las terminales desnudas con un poco de grasa, para impedir la formación de una película de agua entre ambas.

Cuando las condiciones de presión sean tales que

16 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 cerrado dicho extremo y siguiendo la secuela que se indica en la Ref. 14.

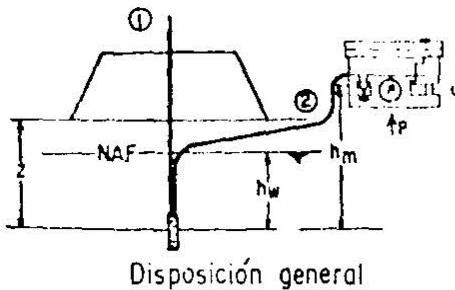
Hvorslev (Ref. 15) ha señalado varios inconvenientes serios del piezómetro abierto. El más importante es, sin duda, el que proviene del tiempo que ha de transcurrir entre cualquier cambio en la presión del agua del subsuelo y la respuesta del aparato, motivado por la necesidad de que un volumen relativamente 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 electrostáticos 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 paredes porosas, de la que salen hacia el exterior dos tubos. Uno de ellos, marcado como 1 en la figura, se



Disposición general

17

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:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

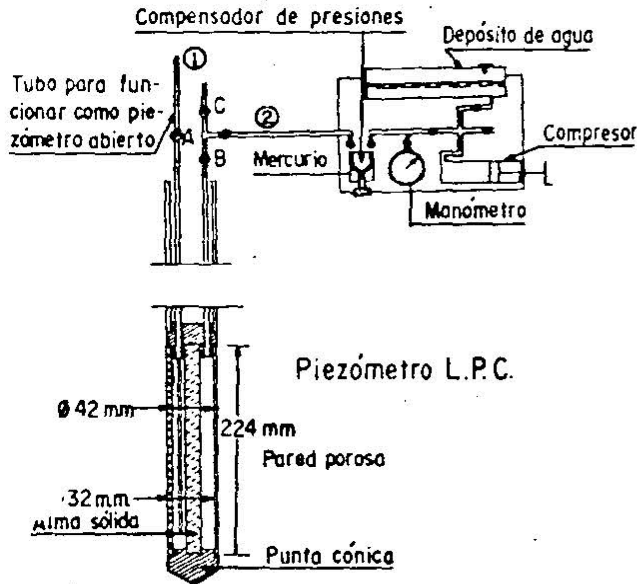


Figura XIII-15. Piezómetro L.P.C. (Ref. 4).

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

Con referencia a la parte b de la figura, si  $p$  es la lectura del manómetro,  $h_m$  la diferencia de alturas

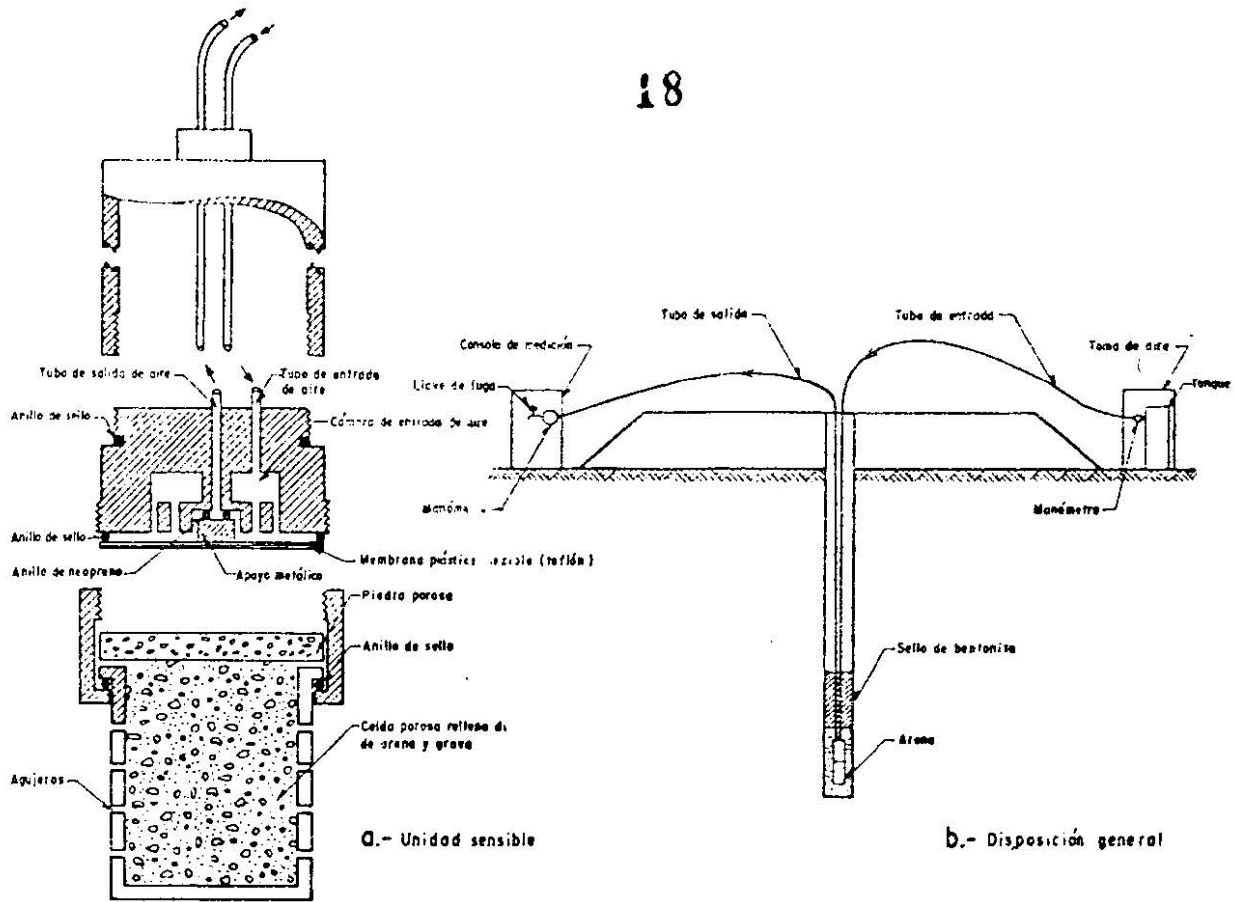


Figura XIII-16. Piezómetro cerrado tipo neumático.

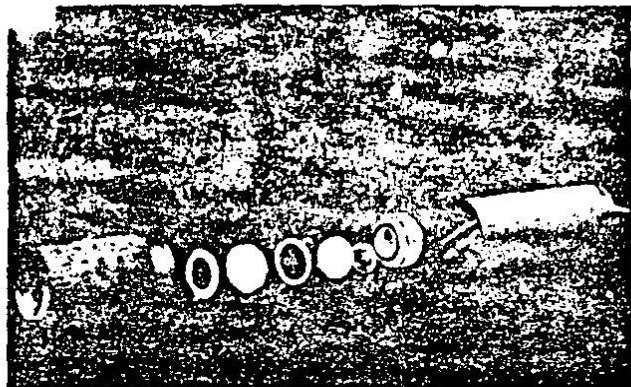
dir al mínimo los retardamientos, la influencia del aparato en el ambiente exterior y los errores de medición. La unidad sensible se instala en la misma forma que se esquematizó en el piezómetro abierto en la Fig. XIII-14.

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-

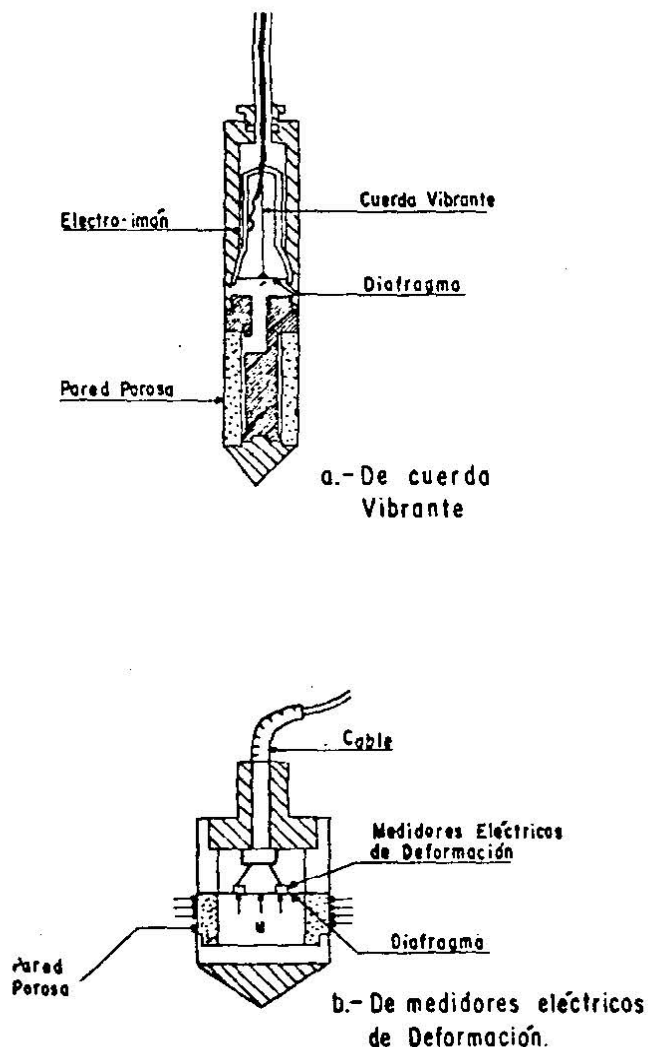


Figura XIII-17. Piezómetros eléctricos.



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.

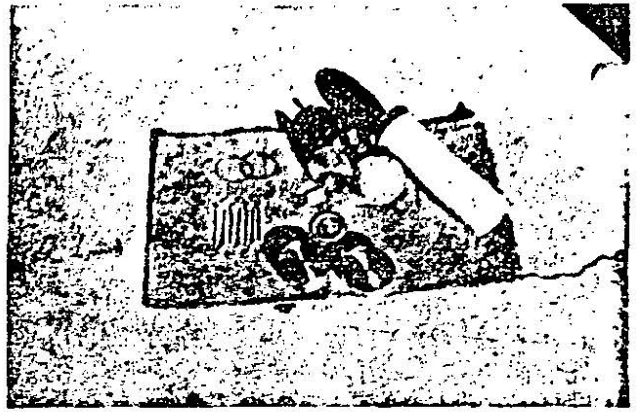
Otros modelos europeos de piezómetros se mencionan en la Ref. 20.

La instalación de un piezómetro merece tanta atención como el diseño y construcción del piezómetro mismo. Un sellado ineficiente 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 autohincado, 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 3 m de altura, más un metro que corresponde a incrustación de material importado en la superficie lodosa del lago. En un caso presentan las medidas de 3 piezómetros instalados 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 en cada caso particular, pero en general convienen aparatos de respuesta rápida y muy resistentes a la acción de aguas salobres y contaminadas.

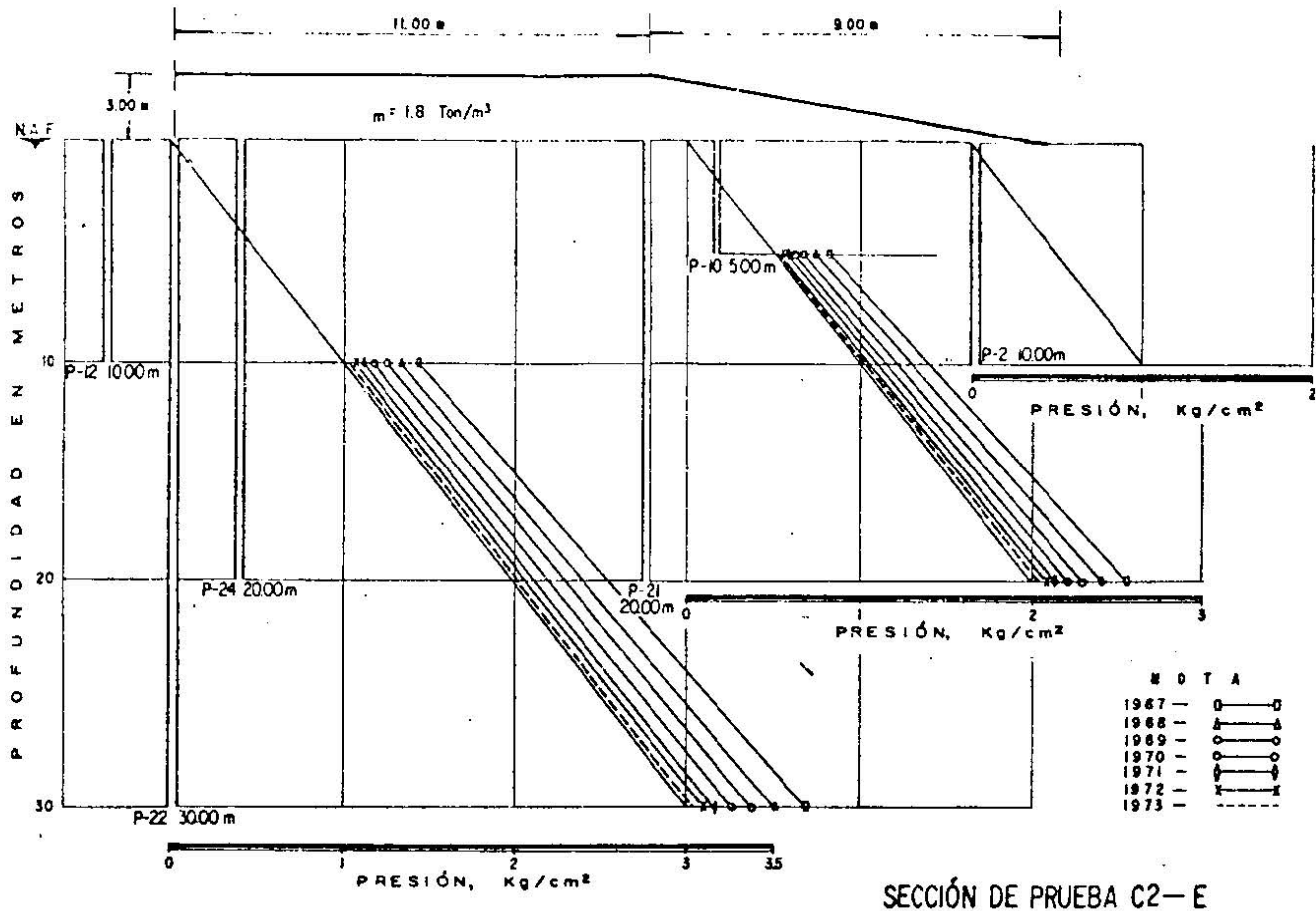


Figura XIII-18. Datos piezométricos bajo un terraplén construido sobre suelos blandos.

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

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

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

sino en planos horizontales a diferentes profundidades es aquel en que se 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 uniformar 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 resis-

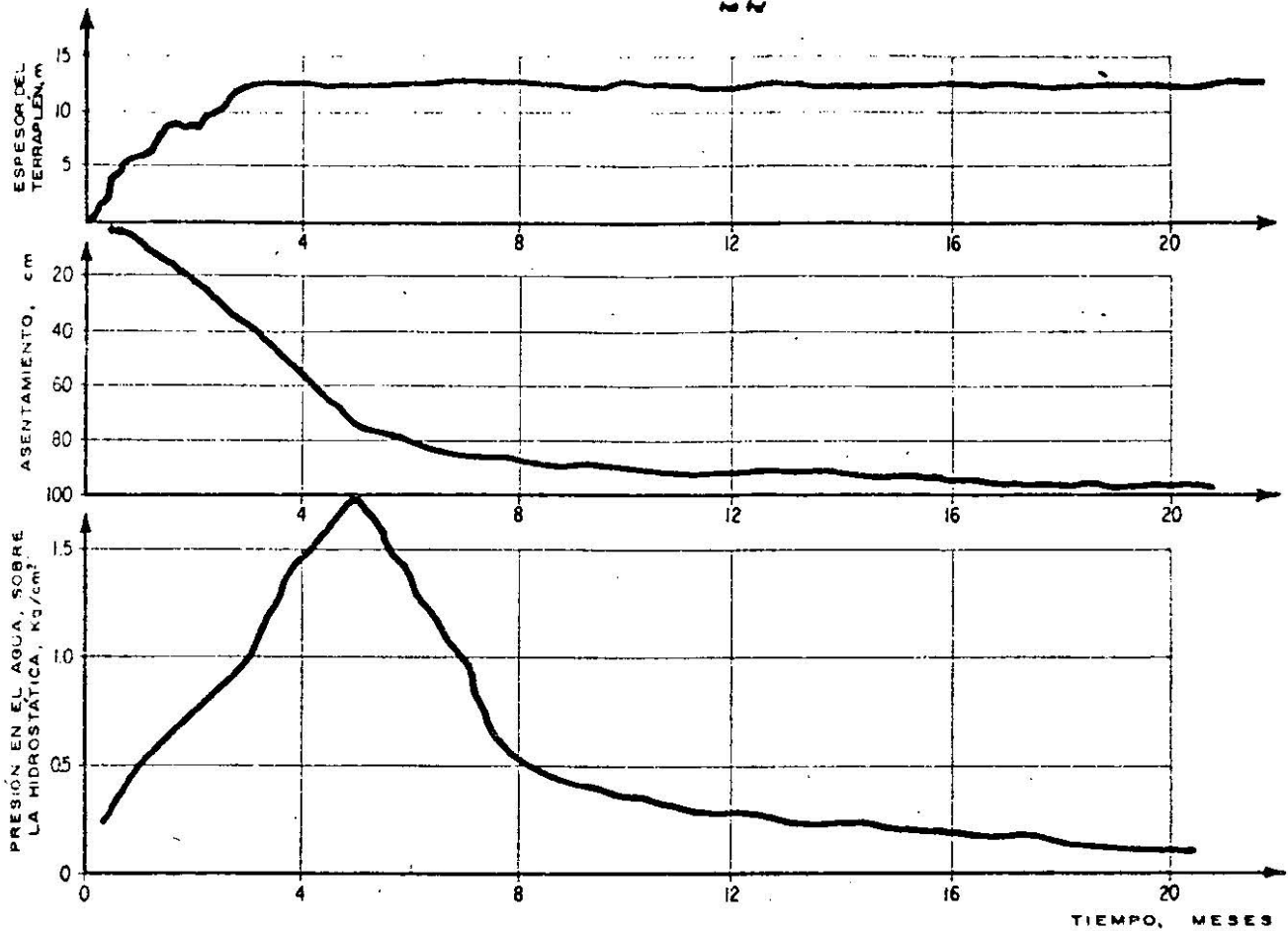


Figura XIII-19. Comparación entre la colocación de la carga, el asentamiento y la evolución de las lecturas piezométricas en el terraplén de acceso a un paso a desnivel.

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, tablestacas, 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-

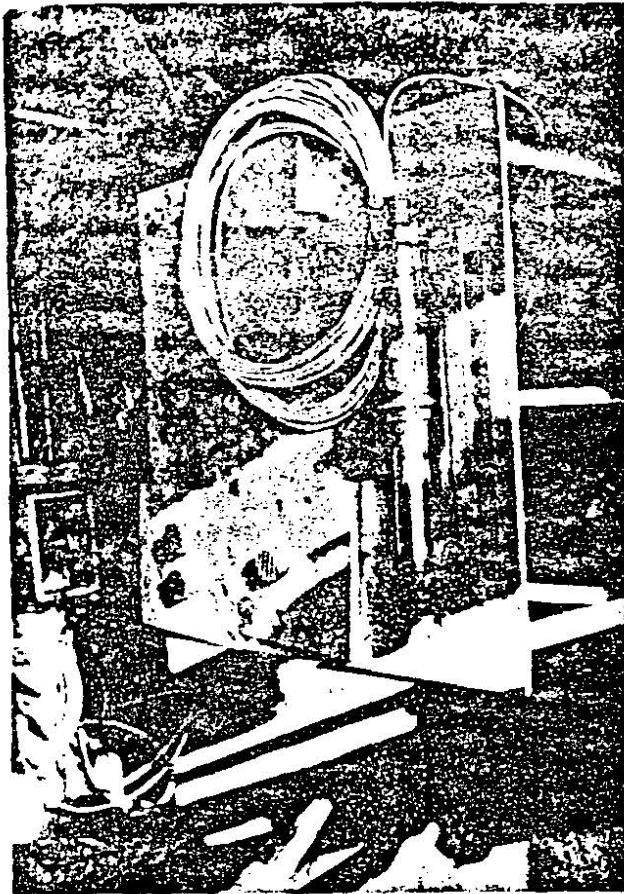
bién de agua que llega hasta un manómetro. El aparato trabaja por lectura directa, que hace el manómetro, de la presión que se genera en el interior de la celda.

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.

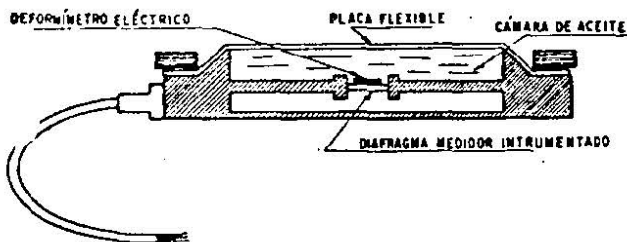
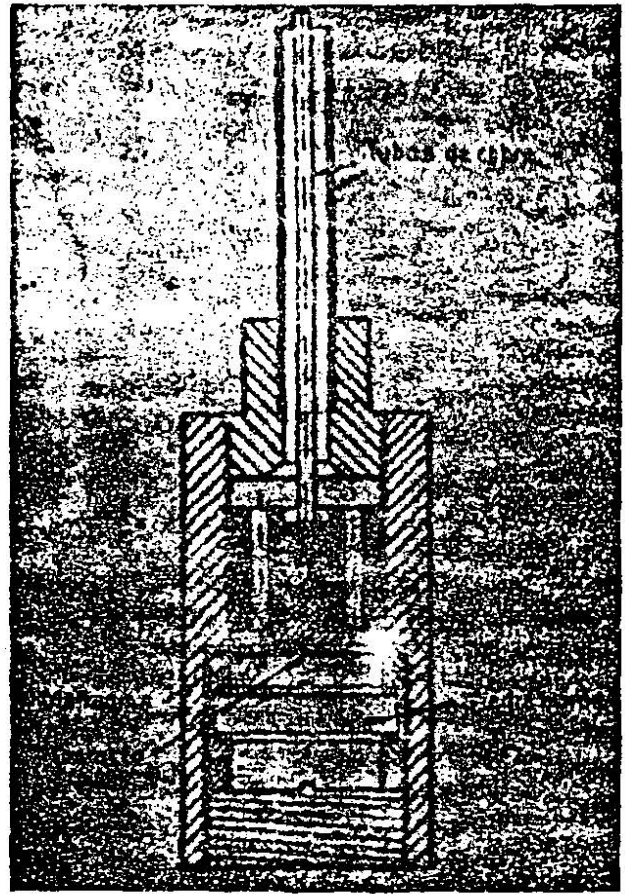


Figura XIII-20. Celda medidora de presión.



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.

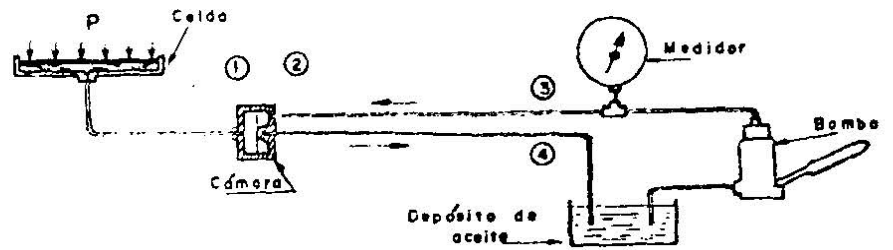


Figura XIII-21. Celda de presión hidráulica a contrapresión (Ref. 4).

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.

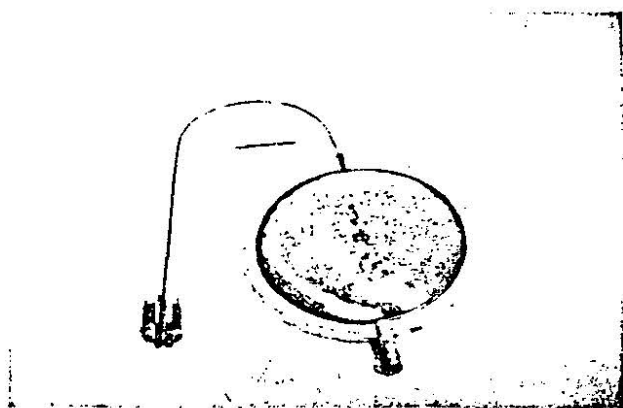
- Establecer claramente las condiciones cinemáticas de fallas pre-existentes a la acción del ingeniero o surgidas de ella, que ocurran en cortes y laderas naturales. La determinación de la forma de la superficie de falla, de la naturaleza, magnitud y variaciones estacionales de los movimientos, de los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



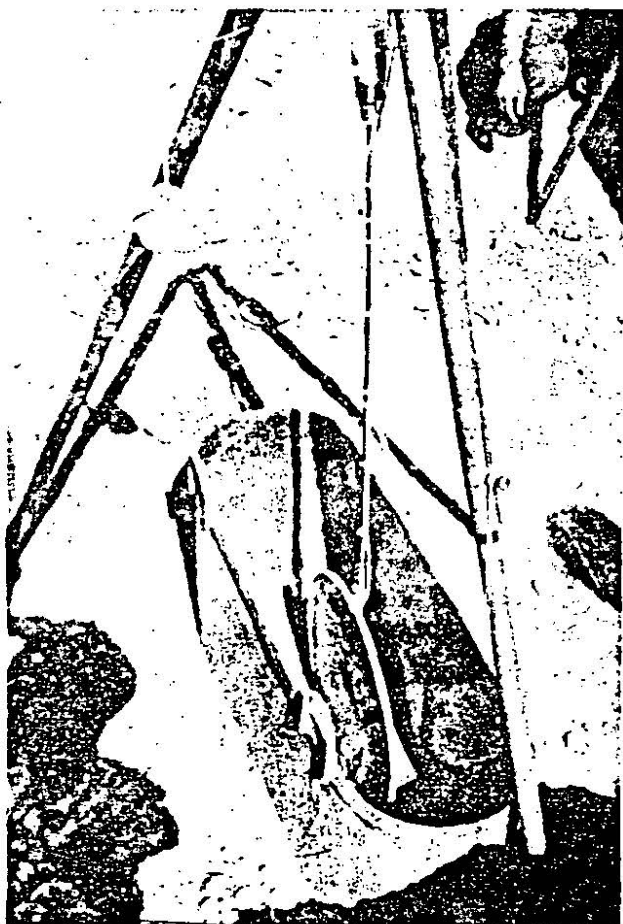
Detalle interior de una celda.



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 desee estudiar, lo que usualmente no es difícil en los problemas im-



Instalación de una celda medidora de presión.

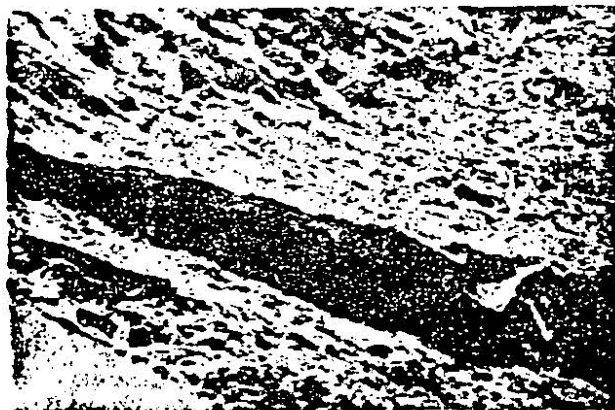
portantes, pero tiene un beneficio marginal que no suele verse en esos análisis y que se refiere a la gran cantidad de experiencia y sólido conocimiento que de ellos suele extraerse, el cual es altamente capitalizable en obras posteriores y en situaciones similares. Es firme opinión de los autores que 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 utilizando 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-

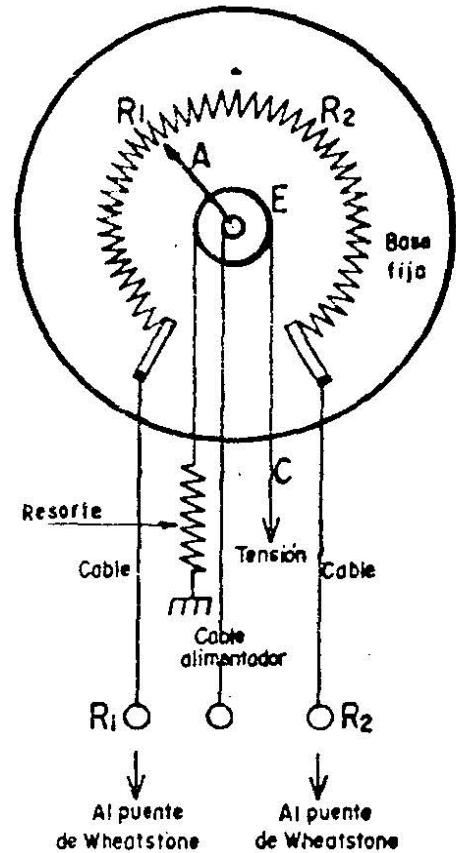
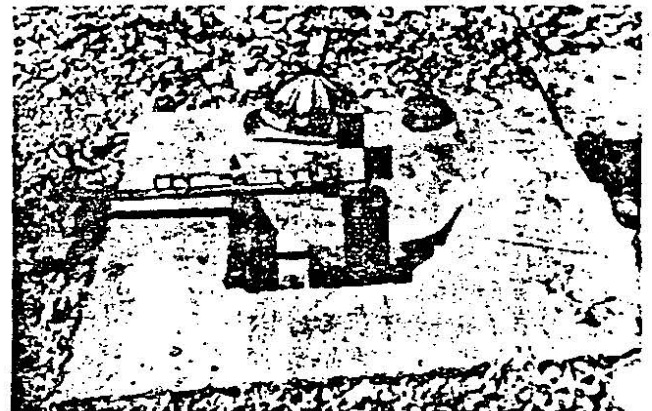


Figura XIII-22. Croquis de un potenciómetro utilizado como mecanismo para medir desplazamientos horizontales.

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.

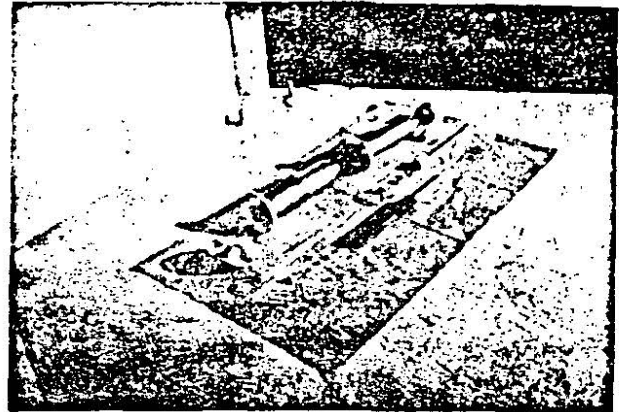
### B. Medición de asentamientos y movimientos verticales

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 enrocamientos 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 enjutamiento 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

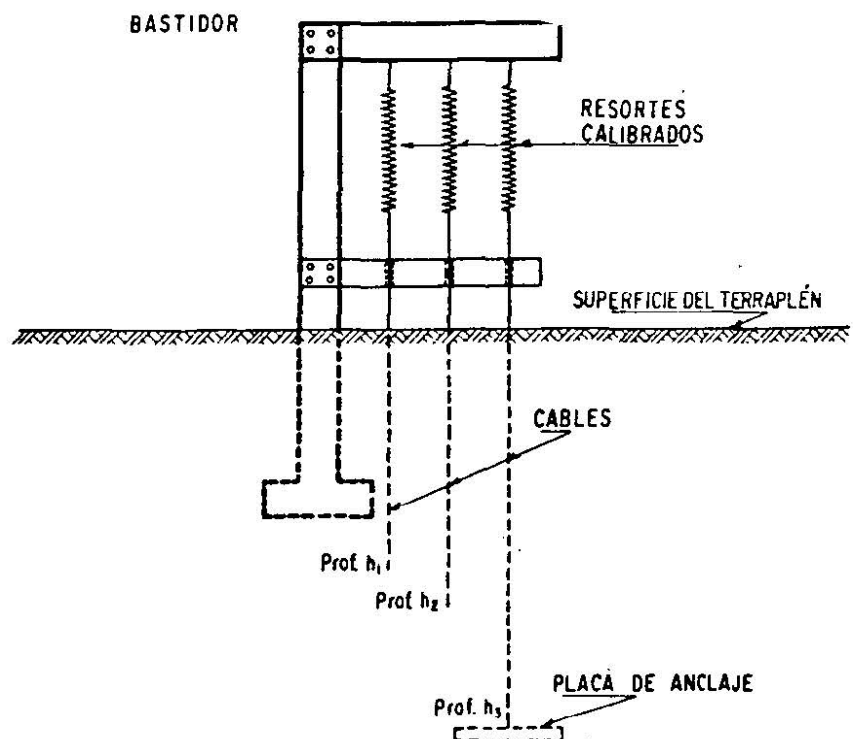


Figura XIII-23. Dispositivo para medir asentamientos relativos en una vertical en el interior de un terraplén (Ref. 24).



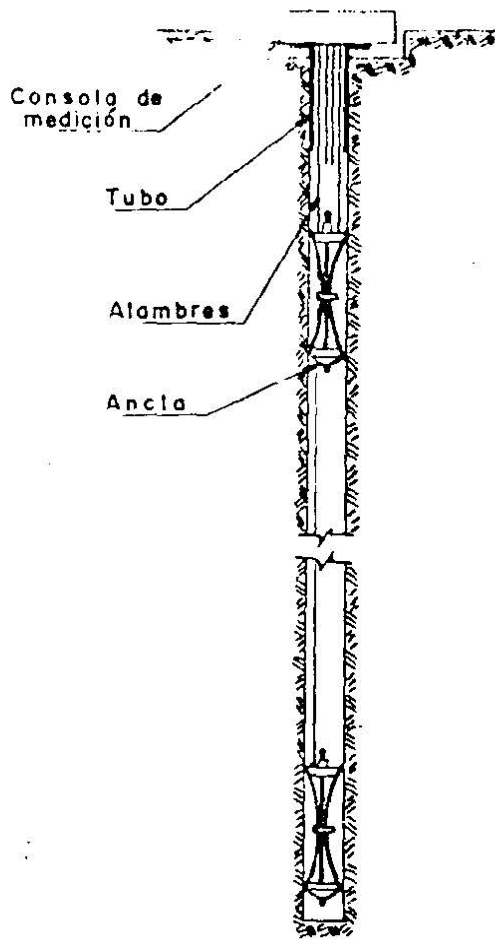
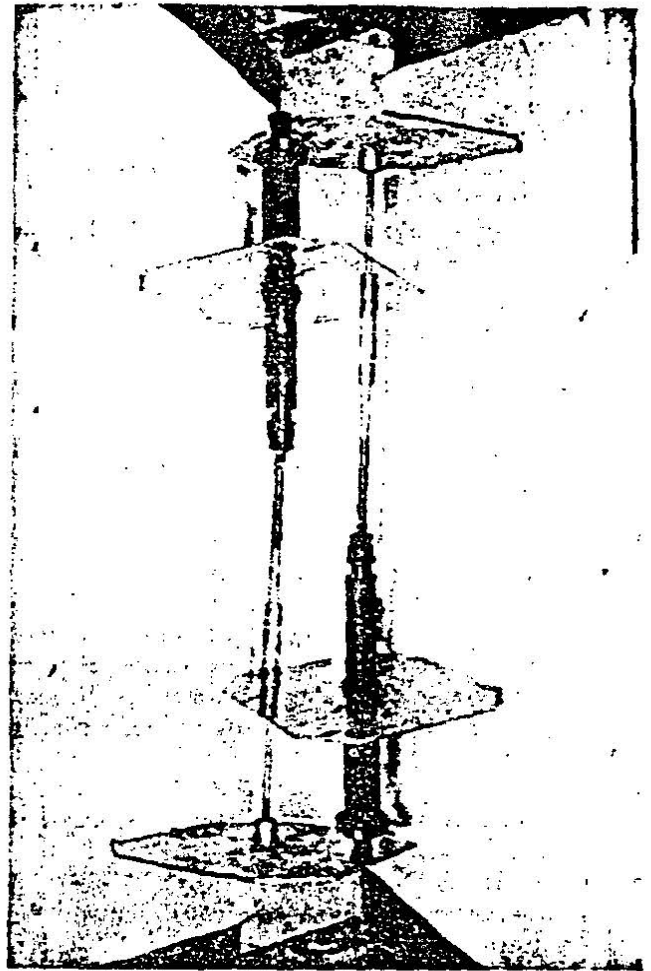


Figura XIII-24. Aparato para medir asentamientos en terraplenes (Ref. 24).

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 hincó 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 los 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.).



Un medidor de movimientos verticales.

### 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-

comadas con el campo de las obras hidráulicas. Las Refs. 21 y 51 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 instalado 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

que 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

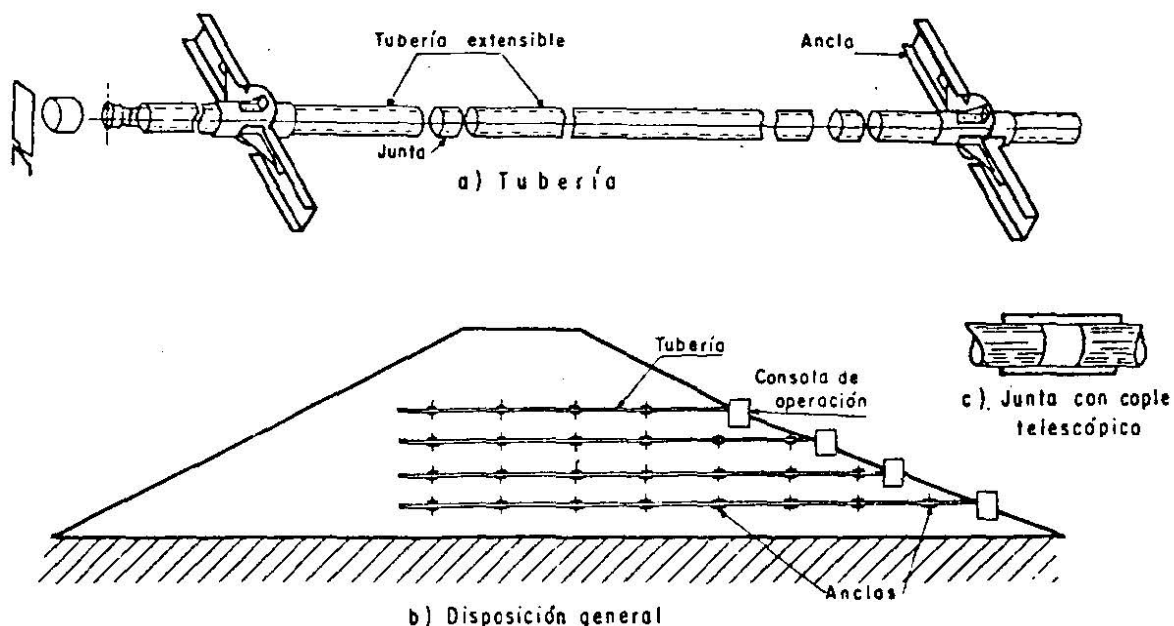


Figura XIII-25. Dispositivo para medición de movimientos horizontales en un terraplén.

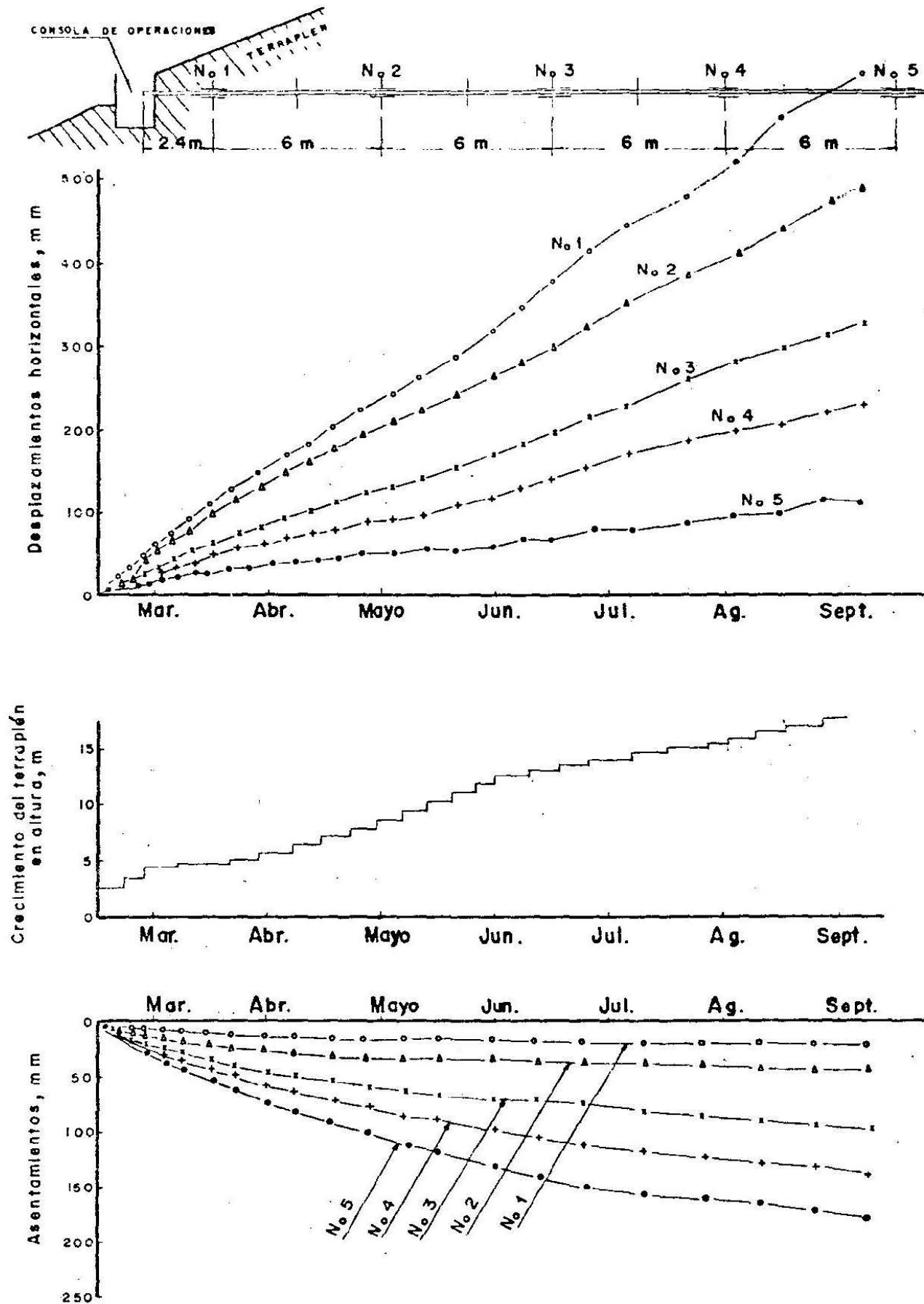
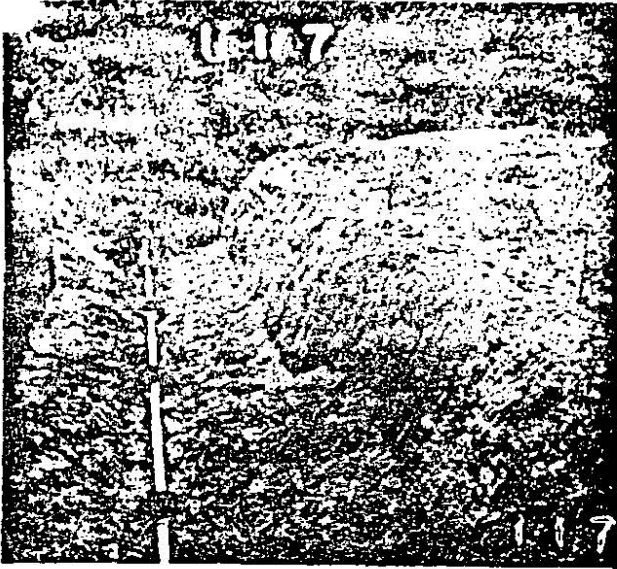


Figura XIII-26. Tipo de información obtenible con un dispositivo de medición de movimientos horizontales y verticales dentro de un terraplén.



Deformímetro horizontal en posición.

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

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 una 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 corresponden 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, podrán 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;

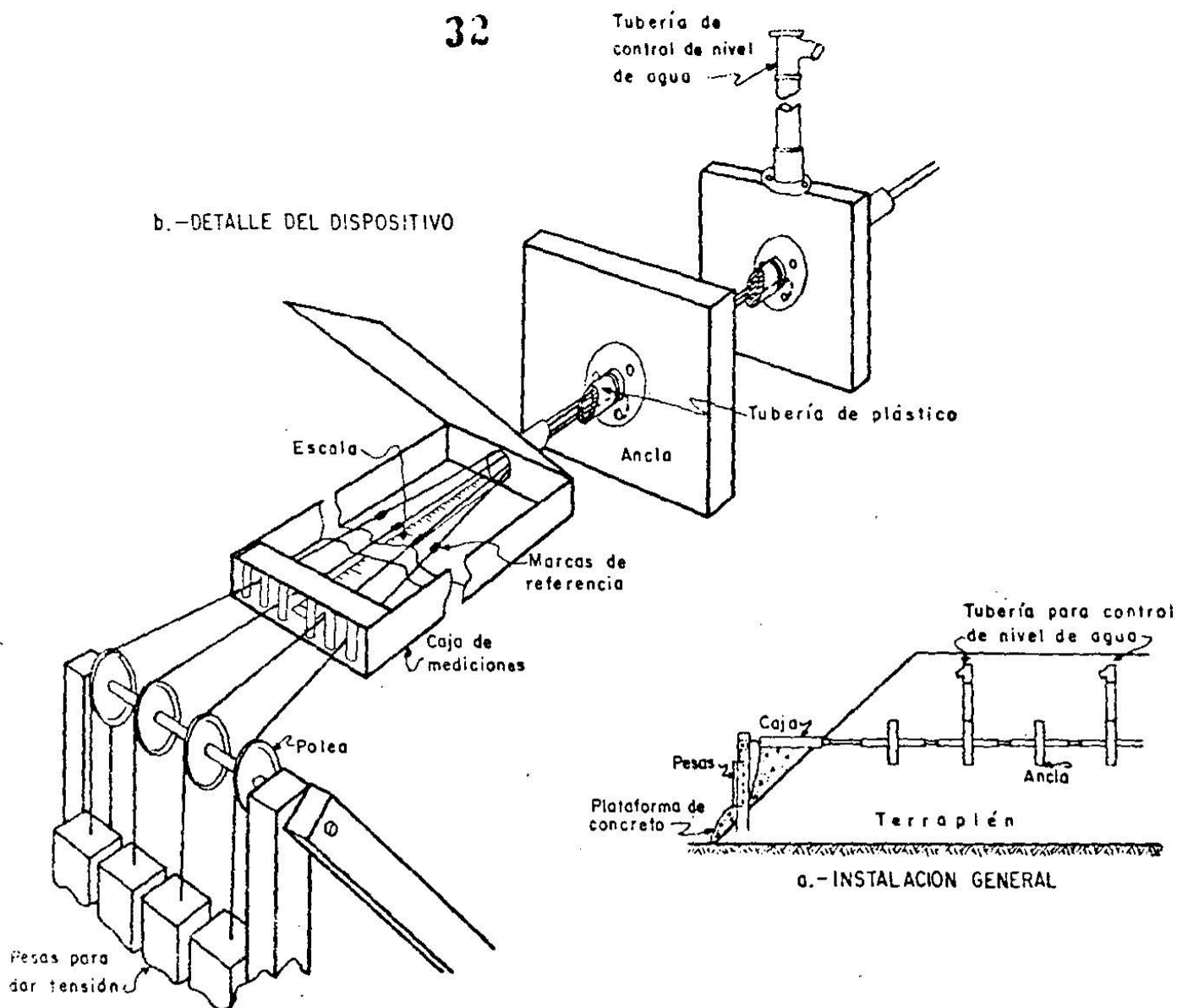


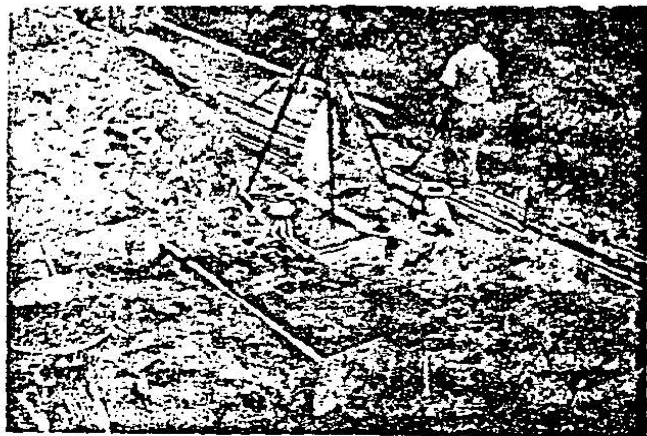
Figura XIII-27. Dispositivo para medir movimientos verticales y horizontales en un terraplén. Técnica Californiana (Ref. 32).

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

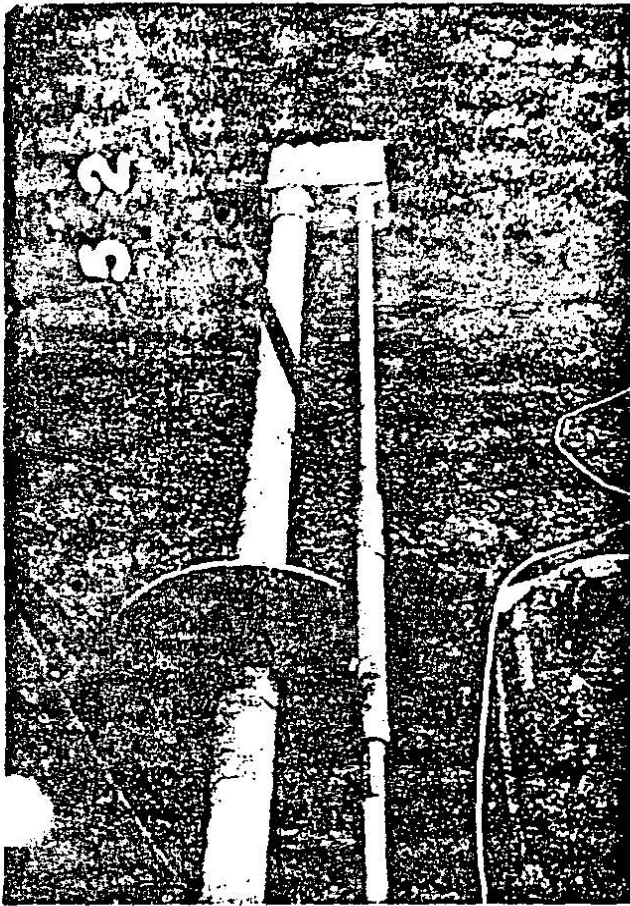
sean medir los desplazamientos que puedan tener lugar en un macizo de suelo o roca como consecuencia de la propia excavación; con esta finalidad se instalaron aparatos de esta naturaleza durante la construcción de la presa de La Angostura en México.

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

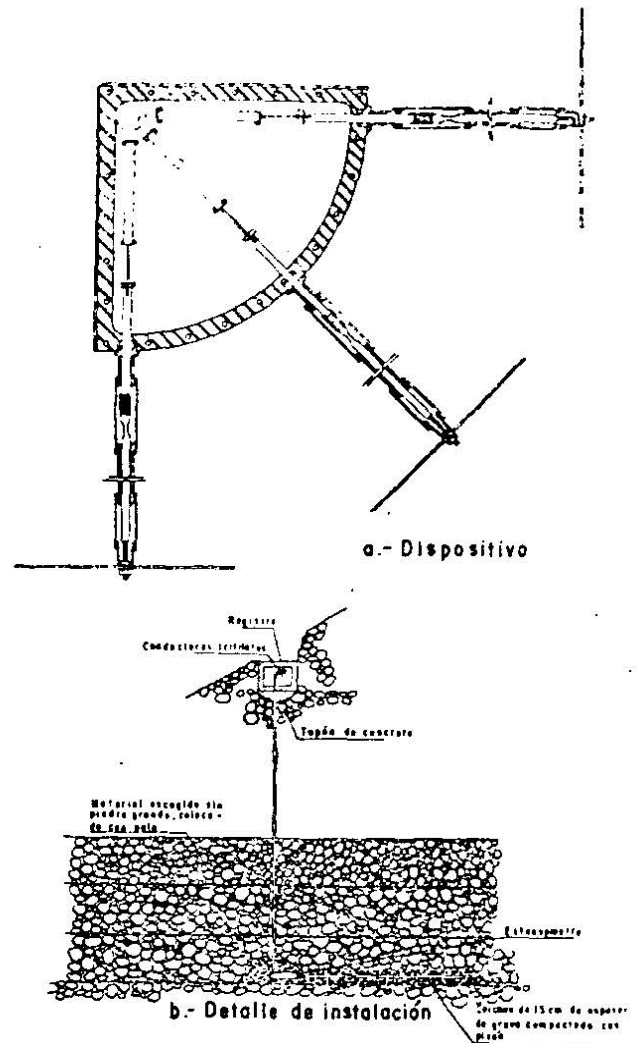


Figura XIII-28. Extensómetro horizontal, instalado en la presa de Infiernillo (Ref. 25).

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 Infiernillo.

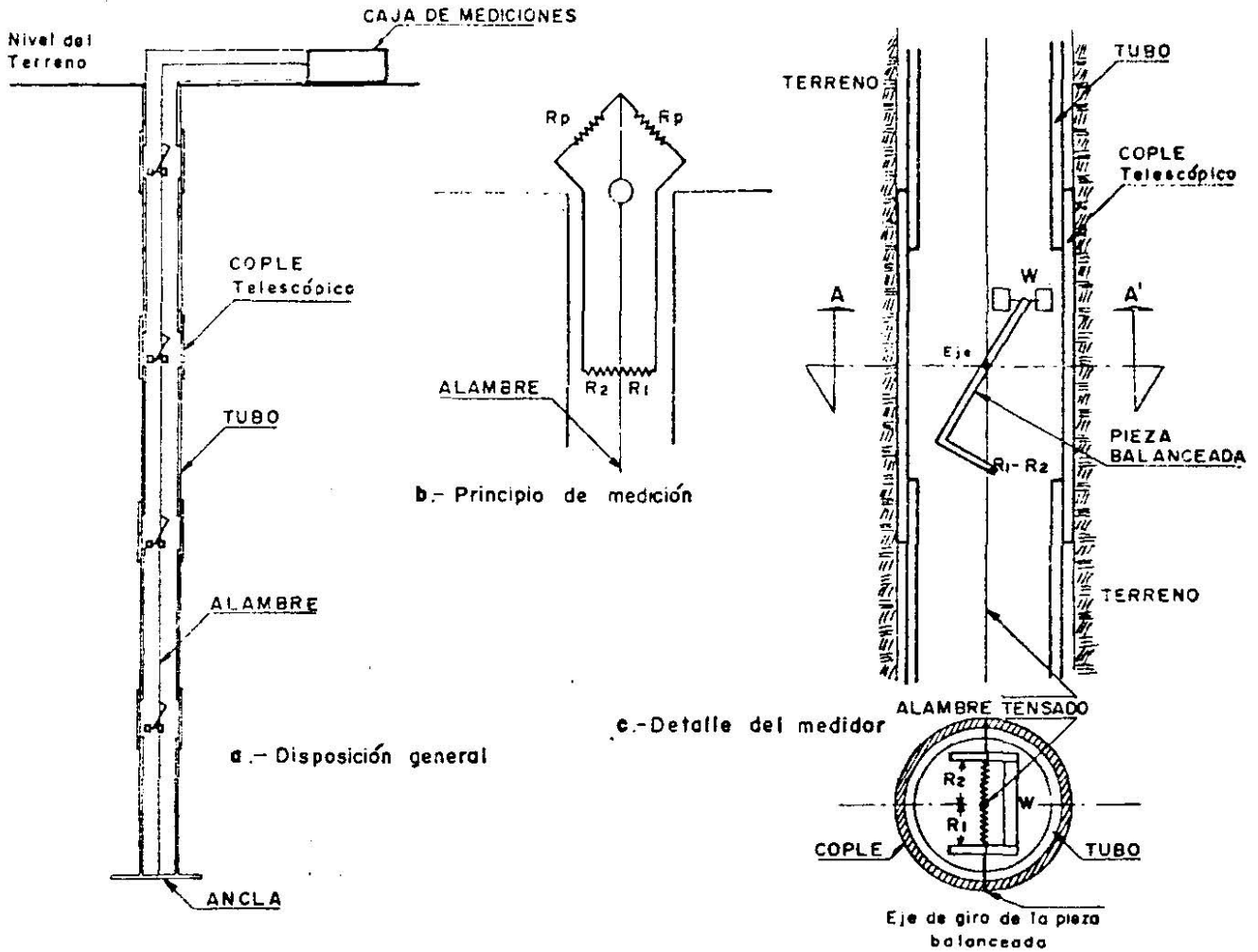


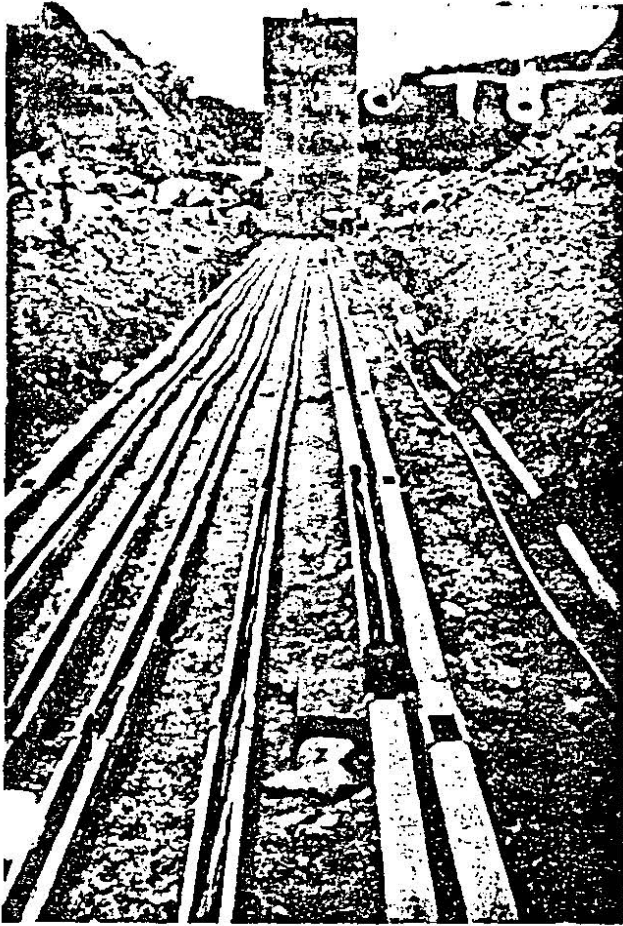
Figura XIII-29. Deformómetro transversal.

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. 33).

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. La 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 sujetas personas 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 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-

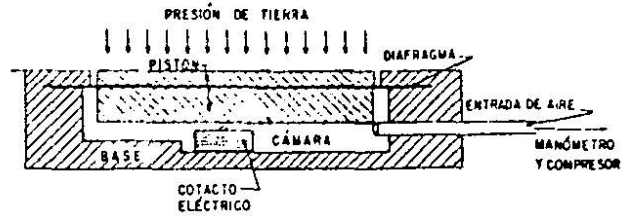


Figura XIII-30. Celda de Goldbeck (Ref. 1).

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 actúe. 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.

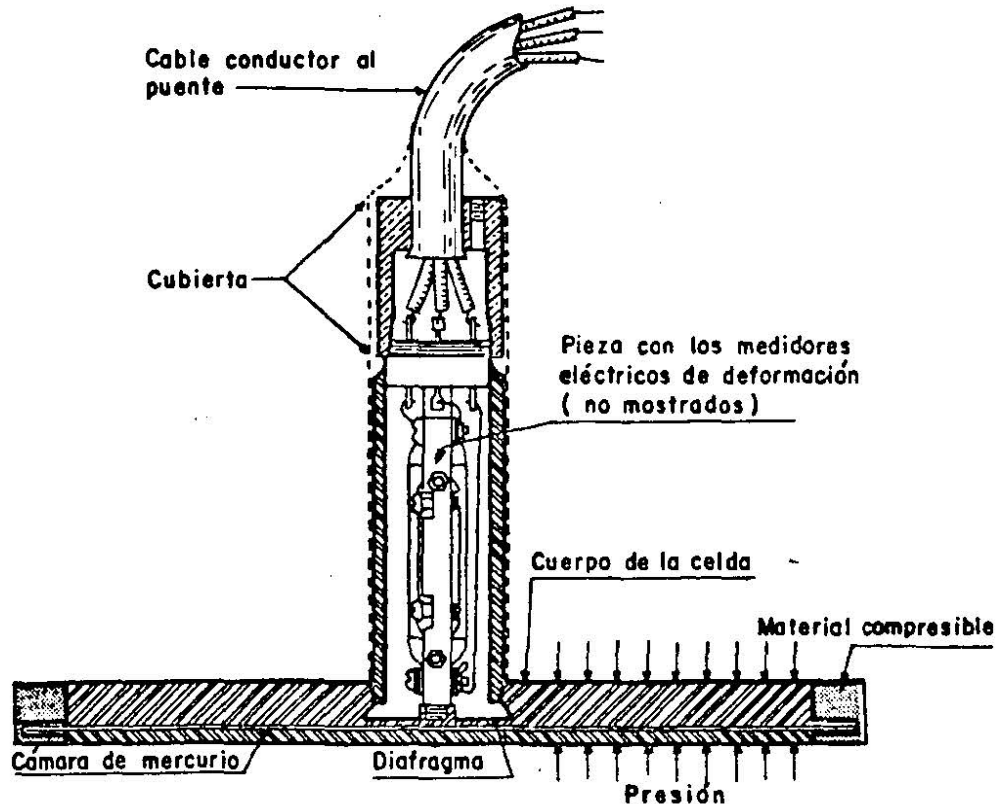


Figura XIII-31. La celda Carlson (Refs. 1 y 35).

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 lecrán 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 trav 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 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 suelo, 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 contenidos en él son básicamente similares a muchos de los descritos en páginas anteriores de este capítulo. Los apa-

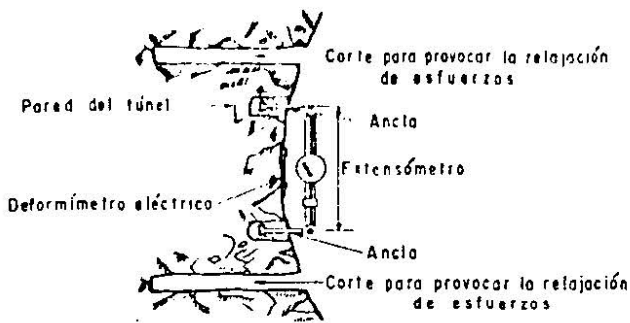


Figura XIII-32. Dispositivo para medir presiones en la superficie expuesta de un túnel (Ref. 48).

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-

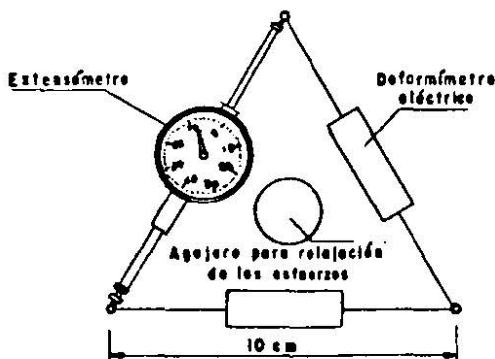


Figura XIII-33. Dispositivo para medir relajación de esfuerzos en torno a un agujero (Ref. 48).

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 excluir 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 sueltas 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.

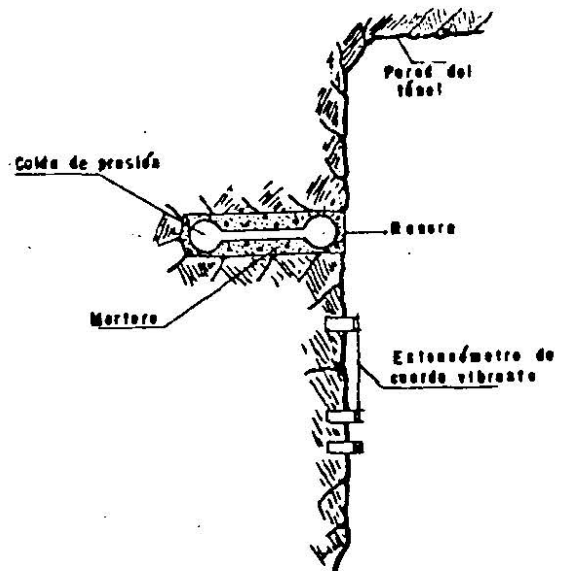


Figura XIII-34. Medición de presiones en la superficie expuesta de un túnel por el método de restauración de esfuerzos (Ref. 48).

Existen también instrumentos concebidos para medir los esfuerzos en el interior del material en que se excava el túnel, es decir, en puntos situados masa 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 arriba 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 desean 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 pozo 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-

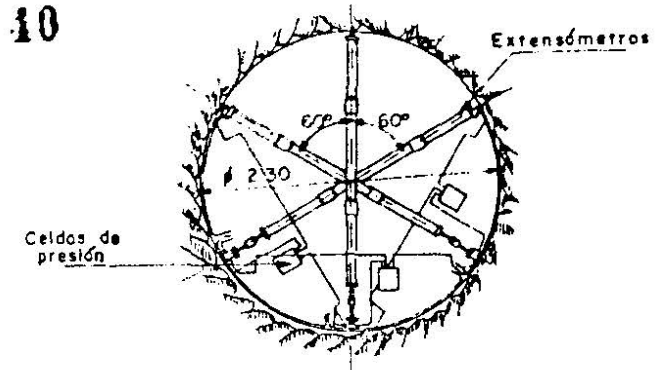


Figura XIII-35. Disposición radial de instrumentos para medir desplazamientos (Ref. 48).

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

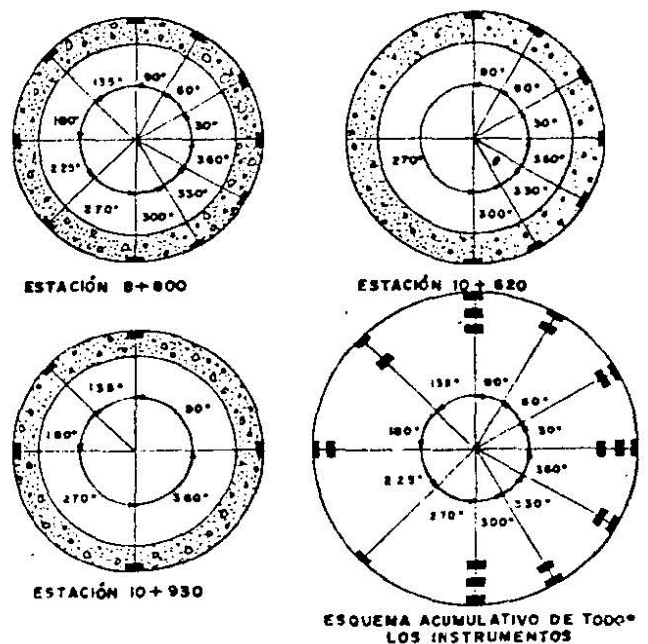


Figura XIII-36. Localización de celdas de presión en un túnel de sección circular (Ref. 48).

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 a 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 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 un 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 lo 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.

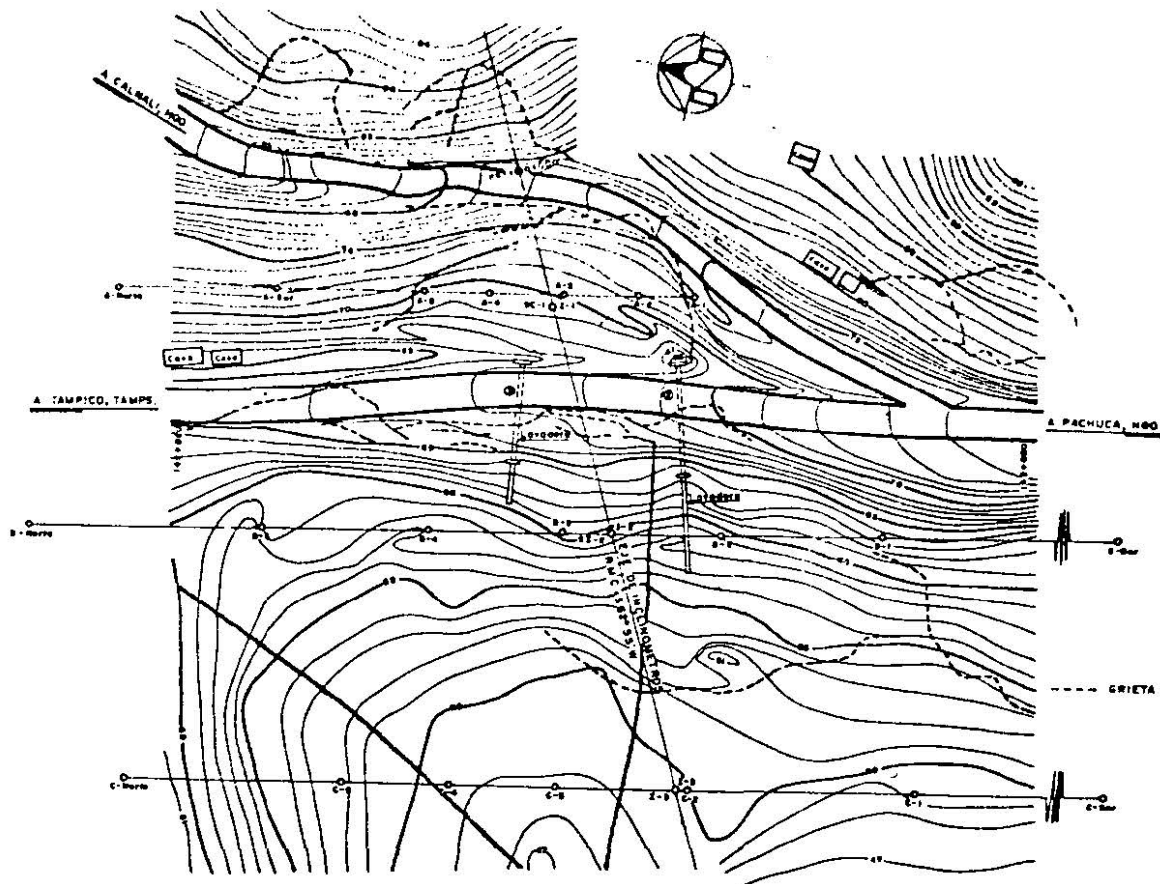
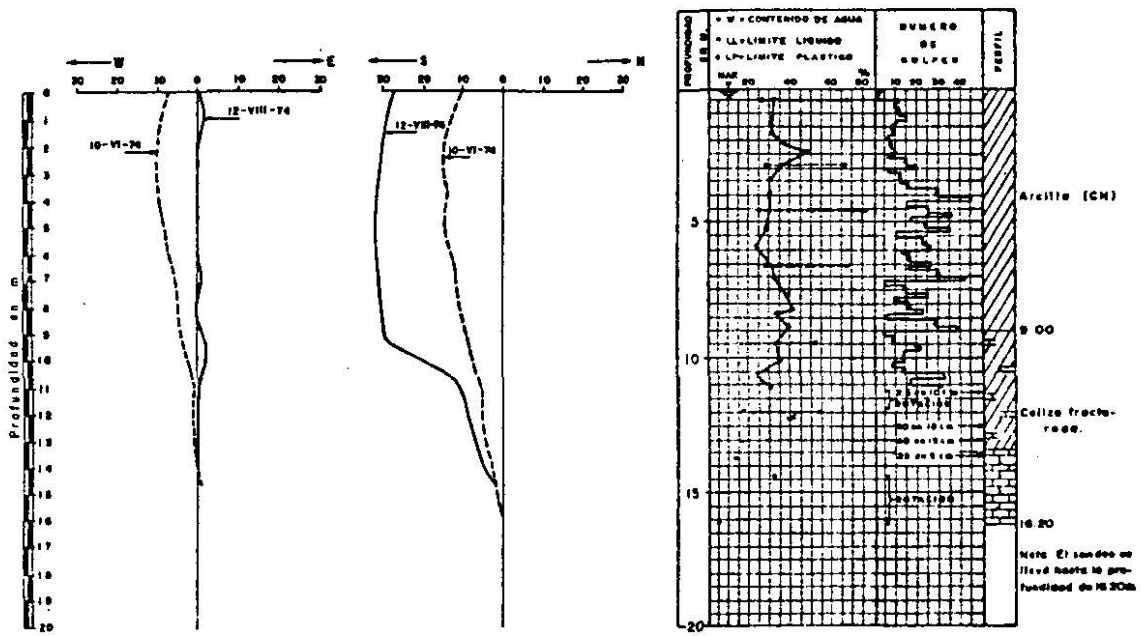


Figura XIII-A.1. Planta topográfica de la zona de deslizamiento.



GRAFICA DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES - PROFUNDIDAD INCLINOMETRO 3

- SONDEO Nº 3**  
**SÍMBOLOS % F: Fines**
- Arcilla
  - Limo
  - Arena
  - Grava
  - N.A.R.: Nivel del agua
  - Cauce
  - M.P.: Muestra perdida
  - L.: Lavado

Figura XIII-A.2. Propiedades de los suelos y datos de inclinómetros.

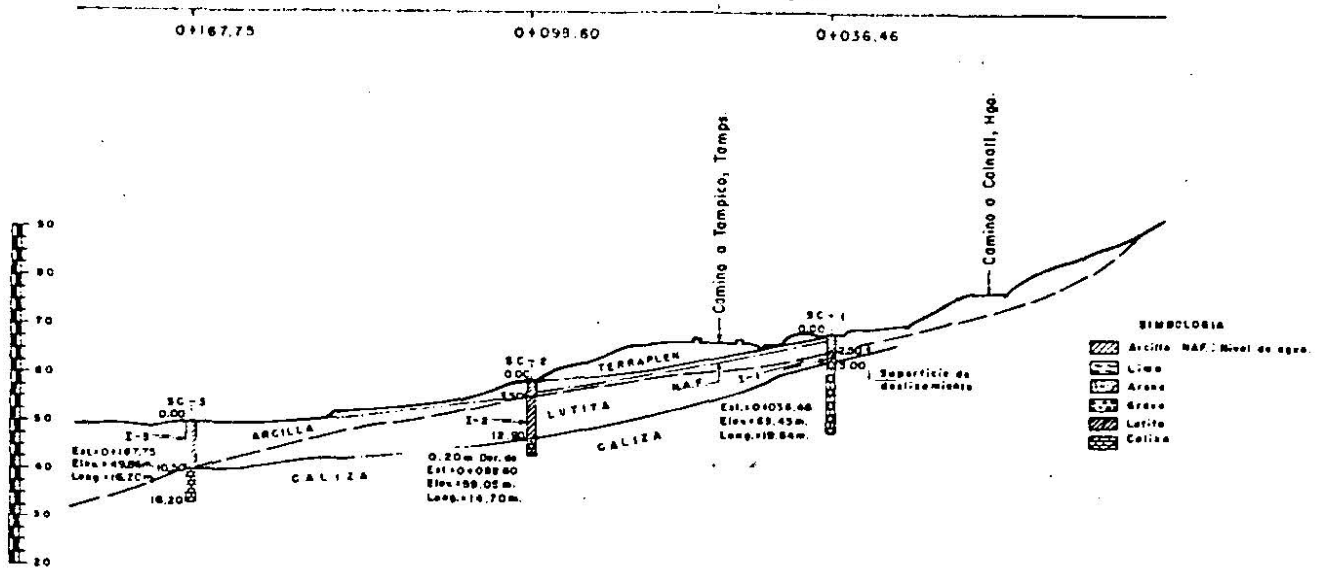


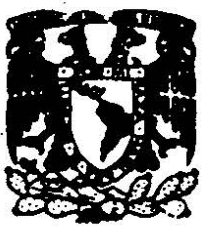
Figura XIII-A.3. Perfil del eje de inclinómetros.

## REFERENCIAS

- Shannon, W. L., Wilson, S. D. y Meese, R. H. *Field Problems: Field Measurements*. Capítulo 13 del libro *Foundation Engineering*, editado por G. A. Leonards. McGraw Hill Book Co. 1962.
- Vargas, M. *Building Settlement Observations in Sao Paulo*. Memorias del II Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Vol. IV. Rotterdam, 1948.
- Rico, A., Moreno, G. y Hernández, R. *Instrumentación de campo en carreteras*. VIII Congreso Nacional de Ingeniería Civil. México, 1969.
- Laboratoire des Ponts et Chaussées. *Etude de Remblais sur Sols compressibles*. Cap. 6. Edit. Dunod. Paris, 1971.
- California Division of Highways. *Notes on Procedures, Testing Methods and Use of Materials for Highway Purposes*. Materials and Research Department. Sacramento, California, 1968.
- Terzaghi, K. *Settlement of Structures in Europe and Methods of Observations*. Trans. ASCE. Vol. 103. 1938.
- Berbowyer, R. F. *Subsidence Problem in the Long Beach Harbor District*. Proc. ASCE. Vol. 85. Nº WW2. 1959.
- Casagrande, A. *An Unsolved Problem of Embankment Stability on Soft Ground*. Memorias del I Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. México, D. F., 1959.
- Rico, A., Moreno, G. y García G. *Test Embankments on Texcoco Lake*. Memorias del VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. México, D. F., 1969.
- Parsons, J. O. y Wilson, S. D. *Safe Loads on Dog — Leg Piles*. Trans. ASCE. Vol. 121. 1956.
- Rico, A. *Intervención en el panel de discusión de la División 3*. III Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones. Vol. III. Caracas, Venezuela, 1967.
- Casagrande, A. *Soil Mechanics in the Design and Construction of the Logan Airport*. Journal. Boston Society of Civil Engineers. Vol. 36. Nº 2. 1949.
- Casagrande, A. *Piezometers for Pore Pressure Measurements in Clay*. Notas para cátedra. Universidad de Harvard. 1958. Citada en la Ref. 1.
- Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Tomo I. Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Apéndice. Ed. Limusa, S. A. México, D. F., 1973.
- Hvorslev, M. J. *Time Lag and Soil Permeability in Ground Water Observations*. Waterways Experiment Station Bull. Nº 36. Vicksburg, Miss., 1951.
- Brooker, E. W. y Lindberg, D. A. *Field Measurement of Pore Pressure in High Plasticity Soils*. Proc. International Research Conference On Expansive Clay Soils. Universidad de Texas A. y M. 1965.
- Penman, A. D. M. *A Study of the Response Time of Various Types of Piezometers*. Pore Pressure and Suction in Soils. Butterworths Ed. Londres, 1961.
- Highway Research Board. *H. R. Record Nº 453 (6 Artículos)*. Academia Nacional de Ciencias. Washington, D. C., 1973.
- Marsal, R. J. y Ramírez de Arellano, L. *Performance of El Infiernillo Dam*. Symposium on Stability and Performance of Slopes and Embankments. ASCE. Soil Mechanics and Foundations Division. Berkeley, Cal., 1966.
- Laboratoire des Ponts et Chaussées. *Remblais sur sols compressibles*. Boletín especial T. Paris, 1973.
- Rico, A., Springall, G. y Springall, J. *Deslizamientos en la autopista Tijuana-Ensenada*. Contribución de la Secretaría de Obras Públicas de México al VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. México, D. F., 1969.
- De Fries, C. K. y Pardo, E. *Grandes rellenos fundados sobre suelo residual*. IV Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Vol. II. Sn. Juan Puerto Rico, 1971.
- Casagrande A. *Evaluation of Embankment Performance*. Conferencia presentada en A.S.C.E. Soil Mechanics and Foundations Division. Conference on Stability and Performance of Slopes and Embankments. Berkeley, Cal., 1966.
- Wilson, S. D. *Investigation of Embankment Performance*. A.S.C.E. Soil Mechanics and Foundations Division. Conference on Stability and Performance of Slopes and Embankments. Berkeley, Cal., 1966.
- Marsal, R. J. y Ramírez de Arellano, L. *Presa del Infiernillo. Observaciones durante el periodo de construcción y el primer llenado*. Publicación de la Comisión Federal de Electricidad. México, D. F., 1965.



26. Gamboa, J. y Benassini, A. *Behavior of Nettahualcoyotl 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 Misterek, 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. Kaufman, 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*. Procs. 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 Nº 2. 1916.
35. Hanna, T. H. *Foundation Instrumentation*. Capítulo 4. Trans Tech. Publications. 1973.
36. Carlson, R. W. y Pirtz, 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, F. B. *The Measurement of Earth Pressures on the Chicago Subway*. Bull. A.S.T.M. Agosto, 1941.
39. Peck, F. B. *Earth Pressure Measurements in Open Cut 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. Nº 2. 1970.
43. Hanna, T. H. *Foundation Instrumentation*. Capítulo 8. Trans Tech. Publications. 1973.
44. Carr, R. W. y Hanna, T. H. *Sand Movement Measurements near Anchor Plates*. Procs. A.S.C.E. Vol. 97. SM5. 1971.
45. Eggstad, A. *Deformation Measurements below a Model Footing on the Surface of Dry Sand*. Procs. European Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. I. Weisbaden, 1963.
46. Morgan, J. R. *Contribution to Discussion on Session 4*. Procs. Roscoe Memorial Symposium. Cambridge University, 1971. Citado en la Ref. 43.
47. Rico, A., Sosa, R., Quintero, M., Aztegui, E. y Rangel, M. *Puente "Mariano García Sela" (Metlac)*. Modelo físico de la cimentación de la pila Nº 2. Revista Ingeniería. Facultad de Ingeniería de la UNAM. 1970.
48. Széchy, 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. Septiembre, 1950.
50. Terzaghi, K. *Shield Tunnels of the Chicago Subway*. Journal of the Boston Society of Civ. Eng. 1942.
51. Rico, A., Springall, G., Springall, J., Moreno, G. y Mendoza, J. A. *Dedicamientos 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.**

**GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES**

**INTRODUCCION A LOS GEOTEXILES Y SUS APLICACIONES**

**M. en I. GABRIEL GARCIA ALTAMIRANO**

## INTRODUCCION A LOS GEOTEXTILES Y SUS APLICACIONES

El presente documento tiene por objeto definir el término GEOTEXTIL, enumerar los tipos que se conocen a la fecha y describir algunas de sus aplicaciones.

Con el término geotextil definimos a las telas que se usan en la Geotecnia, existen diferentes tipos de geotextiles de acuerdo a su fabricación y al tipo de fibras que lo -- constituyen.

### TIPOS DE GEOTEXTILES

De acuerdo a su fabricación existen tres tipos - distintos que son:

- a) Materiales entrelazados.- Son los que todo el -- mundo conoce y consisten en dos series de hilos y/o fibras y/o cables, generalmente entrelazados en forma perpendicular o poligonal constituyendo una verdadera malla.
- b) Materiales que constituyen una verdadera tela, - también muy usados y son aquellos que están cons- tituidos por fibras unidas mediante un verdadero tejido de punto.
- c) Materiales no tejidos. Consisten en fibras que - se colocan al azar, estos tipos de geotextiles no son muy conocidos por lo que merecen la explica- ción que se da a continuación:

La etapa inicial de su fabricación consiste en colocar en la zona que se quiera refor-- zar, las fibras al azar formando una tela -

heterogénea sin resistencia; en una segunda etapa la resistencia de la tela se obtiene por alguno de los procedimientos de unión - química, térmica o mecánica que se indica a continuación.

UNION QUIMICA. Se le agrega una sustancia - química a las fibras para unir las y formar la tela.

UNION TERMICA. Con las fibras colocadas al azar son calentadas y comprimidas, lo que - causa su fundición parcial y que se adhieran entre sí.

UNION MECANICA. Por traslape y cosido de -- geotextiles de menor tamaño.

Los geotextiles no tejidos son relativamente gruesos (de 2 a 5 mm. de espesor) mientras que los otros son más delgados (0.5 a 1 mm.).

En resumen un geotextil se puede obtener por la combinación de dos o más tipos de fabricación.

POLIMEROS. Los geotextiles difieren de los polímeros porque estos pasan a formar las fibras de los geotextiles entre - los polímeros más empleados se cuentan el poliéster, polipropileno, el polietileno, etc.

Con respecto al intemperismo químico y biológico propiciado por el terreno natural, se pueden esperar decenas de años en la vida útil de los mismos en un ambiente normal. Pero en medios donde se encuentran combustibles como el diesel,

ácidos altamente concentrados o las aguas alcalinas pueden tener un envejecimiento prematuro; por otra parte todos los polímeros son afectados por la luz, por lo que en su fabricación y colocación es necesario evitar su exposición a los rayos solares; sobre todo a tiempos de exposición muy largos de luz ultravioleta. En algunos casos el geotextil estará permanentemente expuesto a la luz, por lo que debe -- protegerse.

#### APLICACIONES DE LOS GEOTEXTILES

En la práctica un geotextil puede tener una o varias aplicaciones; en este artículo se describen algunas aplicaciones y se da un ejemplo en cada caso.

- 1.- Dren.- La tela geotextil se coloca en un suelo de baja permeabilidad, a través del cual fluye lentamente el agua; la función del geotextil será la de captar el agua y trasladarla al exterior. Ejemplo: Un dren chimenea en el talud de aguas abajo del corazón impermeable de una presa de materiales graduados. Fig. 1.a
- 2.- Membrana impermeable.- La tela geotextil se impregna de un material aislante, en este caso a diferencia de los demás se tiene un geotextil modificado. El material aislante puede ser asfalto o el plástico su función, es detener los líquidos y gases. Ejemplo: Recubrimiento de un canal ( Fig. 1.b. )

3.- Subdrenes de zanja.- La tela geotextil forma parte del subdren y a manera de envoltura sirve para que capte y pase el agua a través de él, pero no permite que pase el suelo fino.

Dos circunstancias deben distinguirse:

- Se presenta un flujo laminar; como ejemplo se tiene un subdren de zanja. ( Fig. 1.c )
- Flujo dinámico; como ejemplo se tiene la protección de un muelle en el que el geotextil se coloca entre el talud natural y el enrocamiento que forma el muelle. (Fig. 1.d )

4.- Filtro.- La tela geotextil es colocada con el objeto de detener las partículas sólidas que contiene un fluido viscoso, dejando pasar solo el agua.

Ejemplo: Pozo de decantación ( Fig. 1.e )

5.- Soporte o apoyo.- La tela geotextil se coloca entre una membrana impermeable y un material agrietado con el fin de prevenir que se reviente la membrana. Ejemplo: El fondo de un canal viejo agrietado y que es revestido o pavimentado. ( Fig. 1. f )

6.- Separador de materiales.- La tela geotextil se coloca entre dos materiales que tienden a mezclarse e incrustarse, entre otras cosas por los esfuerzos producidos por las cargas aplicadas o por pesos propio; su función es mantener separados estos materiales o suelos y minimizar la incrustación.

Un ejemplo es la colocación de la geotextil sobre el terreno natural que soporta el balasto de una vía de F.F.C.C. ( Fig. 1. g )

- 7.- Superficie de rodamiento: La tela geotextil se coloca sobre el terreno natural para suministrar una superficie de rodamiento plana y limpia para el tránsito.  
Ejemplo: Helipuerto sobre el terreno natural. (fig.1.h)
- 8.- Malla de contención.- La tela geotextil se coloca sobre un talud de una masa de roca y/o suelo, con el fin de prevenir caídos.  
Ejemplo: Malla colocada sobre un talud. ( Fig. 2. a )
- 9.- Membrana.- La tela geotextil se coloca entre dos materiales que tienen diferentes resistencias; su función es la de retener los esfuerzos que le produzca en la capa de mayor resistencia.  
Ejemplo: Camino revestido para impedir que las llantas de un vehículo se hundan sobre la capa subrasante formada por material de mala calidad. ( Fig. 2. b )
- 10.- Anclaje.- La tela geotextil une a dos masas de suelo y roca las cuales tienden a moverse.  
Ejemplo: Los anclajes de un muro de retención.  
( Fig. 2. c )
- 11.- Fijadora.- La tela geotextil se coloca sobre un suelo cuyas partículas tienen tendencia a moverse.  
Ejemplo.- Prevención de la erosión de un talud  
( Fig. 2. d )
- 12.- Refuerzo.- La tela geotextil se coloca en un suelo que no es capaz de tomar los esfuerzos de tensión, su función es absorber dichos esfuerzos.  
Ejemplo: Masa de suelo armada con capas múltiples de geotextiles. ( Fig. 2 e )

- 13.- Amortiguador.- La tela geotextil se coloca sobre una masa de suelo sometida a impactos y vibraciones, su función es reducir la intensidad de los impactos y vibraciones transmitidas a la masa de suelo.  
Ejemplo: El uso de un geotextil entre los durmientes y el balasto. ( Fig. 2 . f )
- 14.- Refuerzo para evitar agrietamientos superficiales.- La tela geotextil se colocará entre dos capas que tienen una tendencia a reflejar las grietas; su función será evitar que se transmita el agrietamiento de la capa inferior a la superior. ( Fig. 2 . g )
- 15.- Ligadura.- La tela geotextil se coloca entre dos materiales que no deben tener movimientos, su función será incrementar su resistencia ( adherencia y fricción ) entre esos materiales ( Fig. 2. h. )
- 16.0 Lubricante.- La tela geotextil se coloca entre dos materiales los que se deben desplazar entre si; su función es reducir su resistencia en la superficie de contacto ( adherencia y fricción )  
Ejemplo: Una capa múltiple de concreto, geotextil, geomembrana y pavimento para un recubrimiento de un canal donde se esperan movimientos diferenciales.  
( Fig. 2. i )



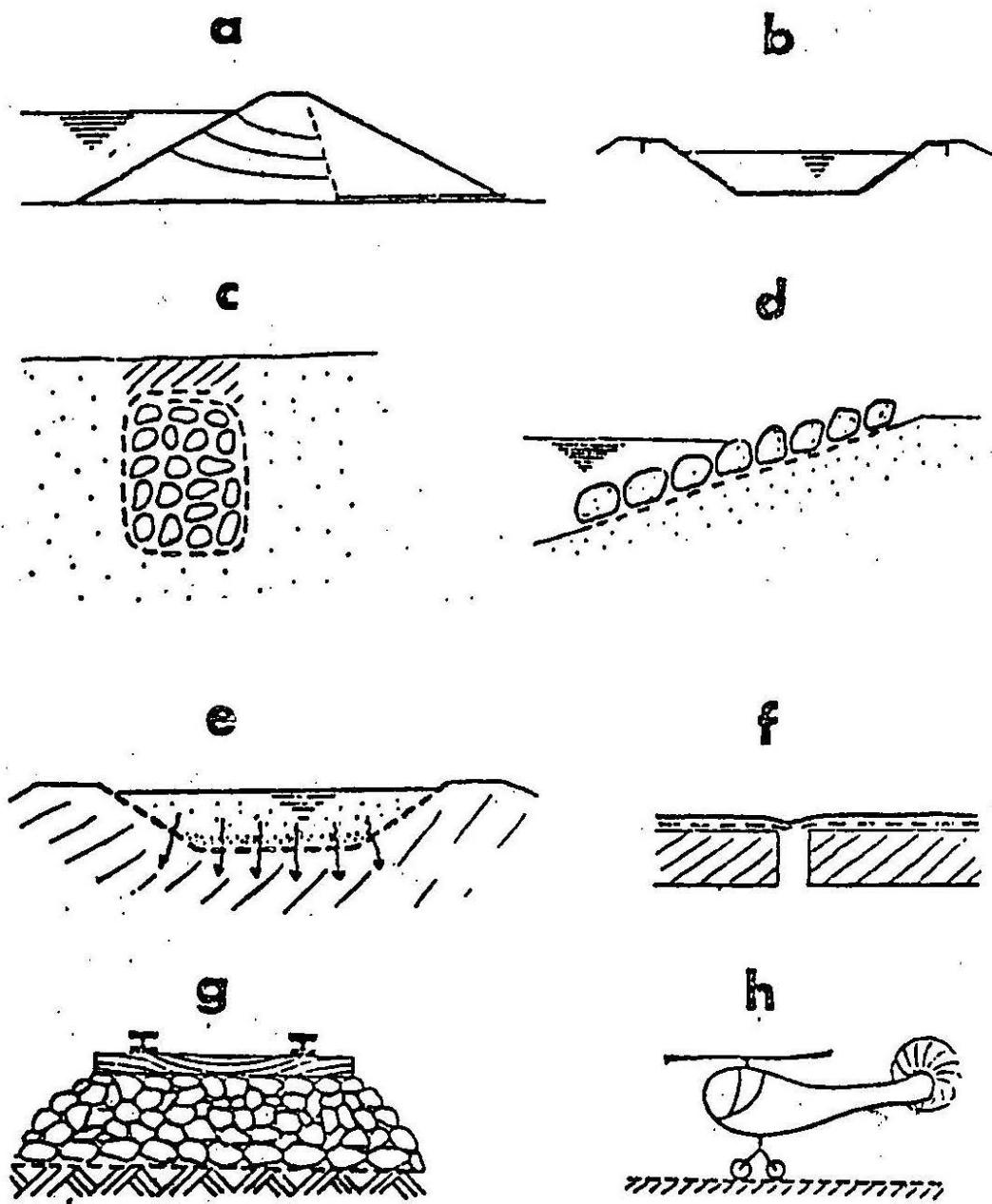


FIGURA No. 1. ..

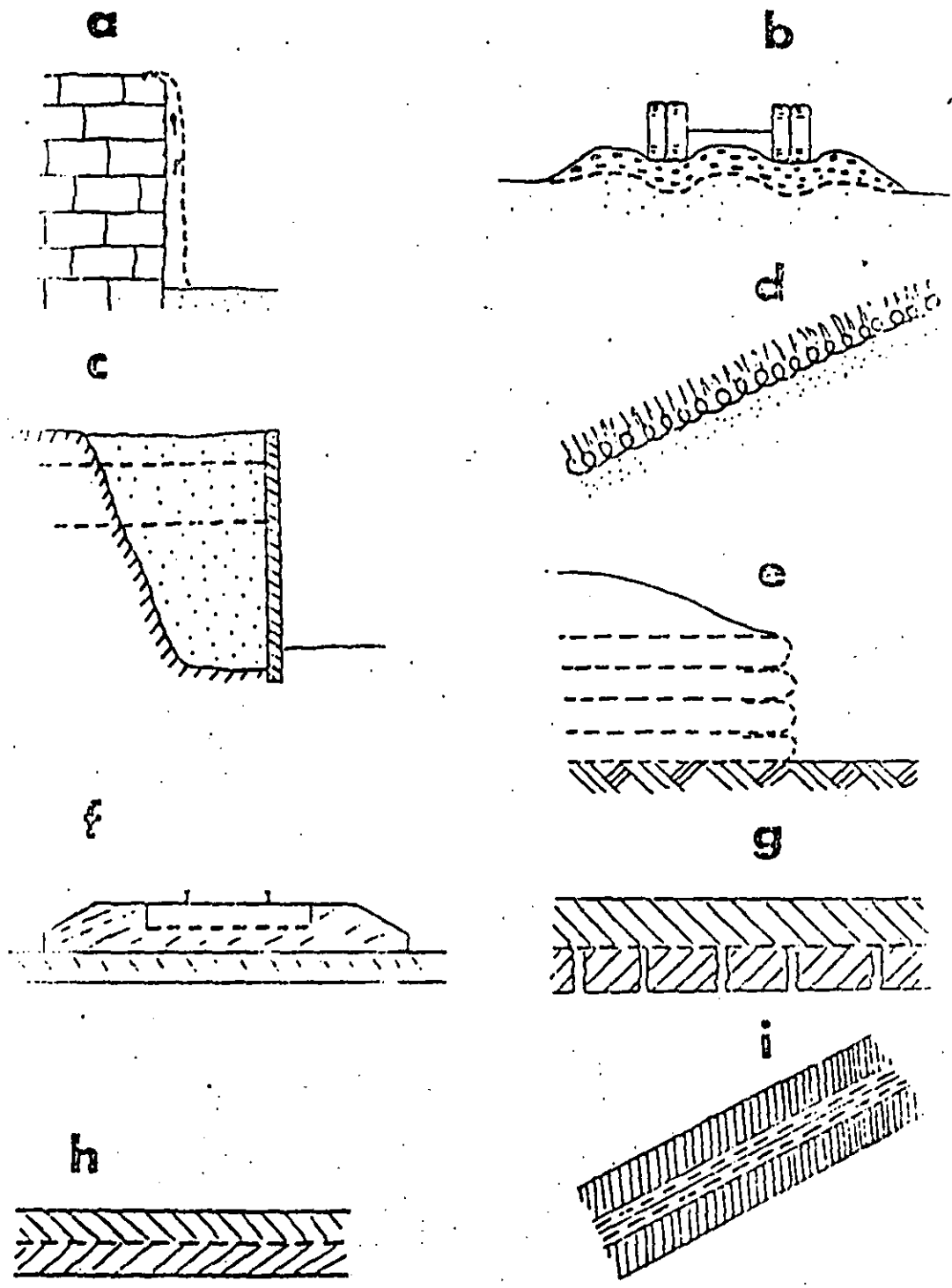
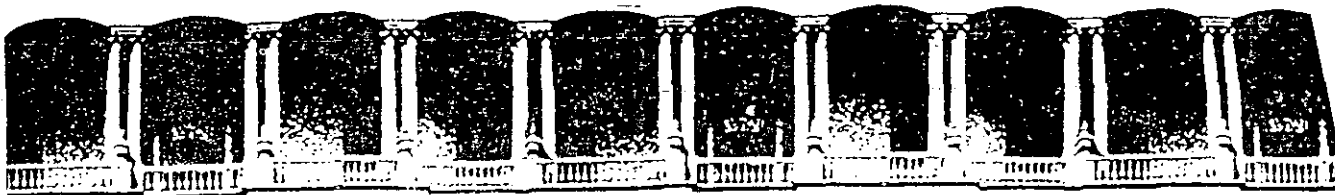


FIGURA No. 2



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

***CURSOS ABIERTOS***

***GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES***

***COMPORTAMIENTO DE PEDRAPLENES  
CARRETEROS Y DE SU ESTRUCTURA DE DRENAJE***

***M. EN I. MANUEL JESUS MENDOZA LOPEZ***

# COMPORTAMIENTO DE PEDRAPLENES CARRETEROS Y DE SU ESTRUCTURA DE DRENAJE

Manuel J. MENDOZA L.

Instituto de Ingeniería U.N.A.M.

**RESUMEN** Se describen en este trabajo las diferentes etapas de una investigación acerca del comportamiento de pedraplenes carreteros. A las determinaciones experimentales de las propiedades mecánicas de ciertas mezclas de enrocamiento y suelo, que son los materiales típicos de estas estructuras térreas, continuó la observación e instrumentación de dos prototipos, incluyendo su estructura de drenaje. Se exponen conclusiones y recomendaciones sobre el diseño y construcción de estas obras.

## 1. INTRODUCCION

El desarrollo del país requiere la ampliación y mejora del sistema actual de carreteras. Debido a que en México se tienen grandes regiones en donde la topografía es muy accidentada por los sistemas orográficos existentes, la construcción de carreteras en tales zonas necesita de una cantidad considerable de puentes, túneles y pedraplenes. Por otra parte, como los diseños geométricos actuales contemplan una elevación de la rasante para eliminar las fuertes pendientes, los pedraplenes resultan en varias ocasiones de mediana a gran altura. La opción de recurrir a un pedraplén en vez de un puente, lo dicta el estudio de la curva masa y de la sección hidráulica necesaria para drenar la cuenca que reconoce la cañada en estudio; cuando se tienen volúmenes importantes de material proveniente de cortes contiguos, aunado a la posibilidad de adoptar una alcantarilla como estructura de drenaje, un pedraplén resulta una solución potencialmente más económica que la de un puente. Usualmente los cortes aportan una mezcla de fragmentos rocosos y suelos.

La necesidad de conocer el comportamiento de los pedraplenes se pone en evidencia si se recuerda que algunos pedraplenes construidos en el pasado (ref 1) han experimentado considerables asentamientos causando fallas en el pavimento y altos costos de mantenimiento.

En este trabajo se realiza un compendio de las labores desarrolladas en esta investigación y de sus resultados experimentales; se correlacionan las observaciones de campo, los resultados de las pruebas de laboratorio y los procedimientos de construcción. Se apuntan algunas recomendaciones para la selección de materiales y normas de construcción.

## 2. DESCRIPCION GENERAL DE LA INVESTIGACION

En la primera etapa de esta investigación, el Prof. Marsal dirigió trabajo experimental (ref 2) con mezclas tipo de enrocamiento y porcentajes variables de arena, limo o arcilla, que son los materiales con que usualmente se construyen los pedraplenes. Esta etapa fue necesaria ya que poco se conocía en la literatura geotécnica, sobre el comportamiento mecánico de mezclas enrocamiento-suelo.

La cantidad de pedraplenes que se deben construir a lo largo de un camino y la variabilidad de los materiales que los constituyen, obligan a recurrir a las mezclas de laboratorio semejantes a las reales, a fin de estimar los parámetros de sus propiedades mecánicas; resultaría injustificado, antieconómico e impráctico pretender muestrear y ensayar a los materiales constituyentes de estas estructuras en pruebas de tipo mecánico, a menos que por su altura, volumen o condiciones especiales así lo exijan.

Se determinaron en el laboratorio las características de compactación, compresibilidad y resistencia al esfuerzo cortante. El enrocamiento empleado fue un basalto sano con tamaño máximo de 17.5 cm y mínimo de 6 mm, que se mezcló con diferentes proporciones de suelo. La compactación fue tanto vibratoria como estática y las pruebas de compresión unidimensional se realizaron en un odómetro de 1 m<sup>2</sup> de área y hasta un esfuerzo axial máximo de 50 kg/cm<sup>2</sup>; por su parte, para los ensayos triaxiales se formaron especímenes de 1.13 m de diámetro y 2.5 m de altura y se sometieron a una presión máxima de confinamiento  $\sigma_3 = 20 \text{ kg/cm}^2$ .

Posteriormente se reconoció la necesidad de observar el comportamiento de prototipos desde su construcción hasta años después durante su operación; para ello se llevó a cabo

una búsqueda de los sitios convenientes de estudio. Así pues, en la segunda etapa de la investigación se efectuó la instrumentación de un primer prototipo, con lo que se pudo conocer su comportamiento durante la construcción (ref 3) y años después (ref 4). El pedraplén instrumentado es el conocido como "La Plazuela" y se encuentra en el Camino Costero del Pacífico (Michoacán); su estructura de drenaje es del tipo flexible ya que es un tubo circular de lámina acanalada de acero.

La tercera etapa de la investigación consistió en la instrumentación de un segundo pedraplén (ref 5) que fue el denominado "La Chachalaca" y está situado en el camino México-Tehuacan (Guerrero); su estructura de drenaje es del tipo rígido ya que es una bóveda circular de mampostería de piedra.

La instrumentación de estos pedraplén se planeó para conocer los desplazamientos y es fuerzas que experimentan, tanto en su cuerpo en sí como en su alcantarilla de drenaje. Lo último se debe a que el comportamiento de tales obras está íntimamente ligado a las deformaciones del pedraplén, definiendo así un problema típico de interacción suelo-estructura; su correcto análisis y diseño debe tomar en cuenta este hecho.

La etapa final de esta investigación consistió en la revisión de las soluciones teórico-numéricas para determinar la distribución y magnitud de las cargas que actúan sobre las alcantarillas, así como la comparación con los valores medidos.

La comparación de los valores estimados de esfuerzos y deformaciones, tanto en el pedraplén como en su alcantarilla, con los datos observados mediante la instrumentación dispuesta en los dos pedraplén prototipo, permite revisar los criterios actuales de diseño y los procedimientos de construcción; así mismo nos da oportunidad de calibrar las soluciones teóricas.

### 3. PROPIEDADES MECANICAS DE LAS MEZCLAS ENROCAMIENTO-SUELO

Los materiales con que se construyen los pedraplén están constituidos usualmente por una gran variedad de enrocamientos y suelos. Ello está determinado por una parte por el tipo de rocas y el fracturamiento en los cortes de donde se explotan y por la otra, por el tipo y grado de intemperismo. Para tratar de reproducir al menos algunas de esas múltiples combinaciones se realizó una campaña de ensayos en los que se incluyó un solo enrocamiento de granulometría constante, mezclado con diferentes porcentajes de arena, limo o arcilla. El tipo y condiciones de cada prueba se indican en la Tabla I y las características de los componentes se incluyen en la Tabla II. Se han reportado estos ensayos con anterioridad (ref 2) y aquí sólo se mencionan algunos resultados.

TABLA I CONDICIONES DE COMPACTACION Y ENSAYE DE LAS MEZCLAS ENROCAMIENTO-SUELO (REF 2)

Serie	Tipo	Prueba	Arena %	Prueba	Limo %	Prueba	Arcilla %
A	Compactación dinámica (D-1)	1	0	9	10	14	10
		2	9.1	10	30	15	30
		3	16.6	11	50	16	50
		4	23.1	12	70	17	70
		5	33.3	13	100	18	100
		6	50	—	—	—	—
		7	70	—	—	—	—
B	Compactación dinámica (D-2)	37	0	—	—	—	—
		38	20	—	—	—	—
		39	50	—	—	—	—
C	Compactación estática	19	0	22	20	—	—
		20	20	23	50	—	—
D	Compactación dinámica-estática	24	0	27	20	—	—
		25	20	28	50	—	—
E	Compactación dinámica (D-1)	29	0	32	10	—	—
		30	10	33	30	—	—
		31	30	—	—	—	—
		40	0	43	10	—	—
		41	10	44	30	—	—
		42	30	—	—	—	—
F	Comparación entre compactación dinámica y estática	—	—	34	30	—	—
		—	—	35	50	—	—
				36	30	—	—

\* Fracción del suelo en porcentaje del peso total  
 Compactación dinámica — 5 min de vibrado, discos (D-1) ó (D-2)  
 Vibrador eléctrica D-1 (150 kg) que produce impactos verticales de 1 ton a 50 cps  
 Vibrador neumático D-2 (170 kg) que produce impactos verticales de 6 ton a 190 cps  
 Compactación estática — Tres ciclos de carga de 0-5 kg/cm<sup>2</sup>  
 Compactación dinámica — 5 min de vibrado, disco (D-1) + tres ciclos de carga de 0-5 kg/cm<sup>2</sup>

TABLA II CARACTERISTICAS DE LOS COMPONENTES DE LAS MEZCLAS (REF 2)

Enrocamiento	Basalto vesicular sano, tamaño máximo 175 mm, mínima 6 mm; diámetro efectivo 8.8 mm; $C_u = 5.3$ , $e_{max} = 0.80$ , $e_{min} = 0.61$ , $\gamma_{dmax} = 1.815 \text{ t/m}^3$ , $\gamma_{min} = 1.559 \text{ t/m}^3$
Arena	Bien graduada, volcánica, tamaño máximo 65 mm, diámetro efectivo 0.12 mm, $e_{max} = 0.69$ y $e_{min} = 0.40$
Limo	Deposito volcánico del Valle de México, LL = 29%, $I_p = 7$ ; $\gamma_{dmax} = 1.52 \text{ t/m}^3$ y $w_{opt} = 20\%$ Proctor estándar
Arcilla	Aluvial; 96% pasa la malla # 40; LL = 38%, $I_p = 13$ ; $\gamma_{dmax} = 1.456 \text{ t/m}^3$ y $w_{opt} = 20.3\%$ Proctor estándar

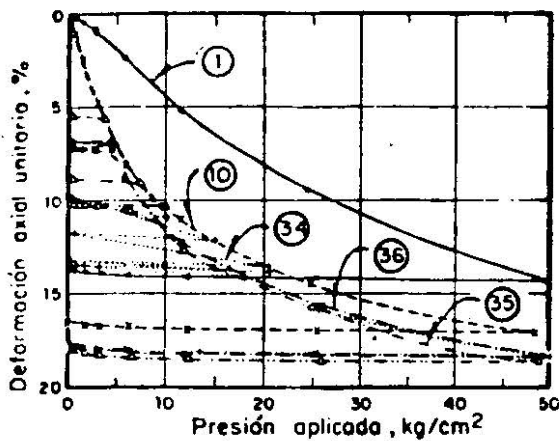
La Fig 1 revela que las diferencias en las curvas de compresibilidad de especímenes compactados estáticamente son mínimas y que su rama virgen corre casi paralela a la curva del ensayo 10, compactado por vibración. La eficiencia relativa de los procedimientos diferentes de compactación se muestra en la Fig 2, en término de la relación de vacíos inicial alcanzada.

En la Fig 3 se aprecia que la compresibilidad de las mezclas con arena es menor que el del enrocamiento solo; por el contrario, cuando las mezclas son con limo o arcilla la compresibilidad aumenta para porcentajes de suelos de más de 10%. Las mayores diferencias en la

pendiente de las curvas ocurren cuando el es-  
fuerzo axial  $\sigma_v < 15 \text{ kg/cm}^2$ . Esta concavidad  
pronunciada refleja el rearrreglo de los  
granos y el aumento de su rotura hasta un má-  
ximo; la concavidad se reduce a niveles mayo-  
res de esfuerzo como resultado de la mayor  
compacidad por la deformación sufrida.

Los ensayos de compresión triaxial drenada -  
con mezclas de enrocamiento-arena (Fig 4) in-  
dican también un mejoramiento en la resisten-  
cia al corte conforme se aumenta hasta cierto  
punto la fracción arenosa; la envolvente  
al origen para el enrocamiento solo determi-  
na una pendiente con  $\phi = 34^\circ$ , en tanto que  
para la mezcla con 30% de arena alcanza un  
 $\phi = 39^\circ$ . Esta figura incluye las curvas es-  
fuerzo-deformación, en las que el módulo de  
deformación aumenta también con el porcenta-  
je de arena, junto con las curvas  $\epsilon_v$  vs  $\epsilon_2$   
que exhiben dilatación.

La contaminación del enrocamiento con limo o  
arcilla provoca efectos desfavorables en las  
curvas esfuerzo-deformación como se distin-  
gue en la Fig 5; la resistencia cortante dis-  
minuye considerablemente aun para porcenta-  
jes de limo menores del 15%. El comportamien-  
to mecánico de una mezcla con más del 30% de  
contaminante, es semejante al del contaminan-  
te solo.



SERIE F

Prueba	Tipo de compactación	Carga máxima (kg/cm²)	Duración, min
1	Vibratoria	—	—
10	Disco (D-1)	—	—
34	Estática	20	29
35		10	9
36		5	5

Nota: ver tabla 1 para identificar las pruebas

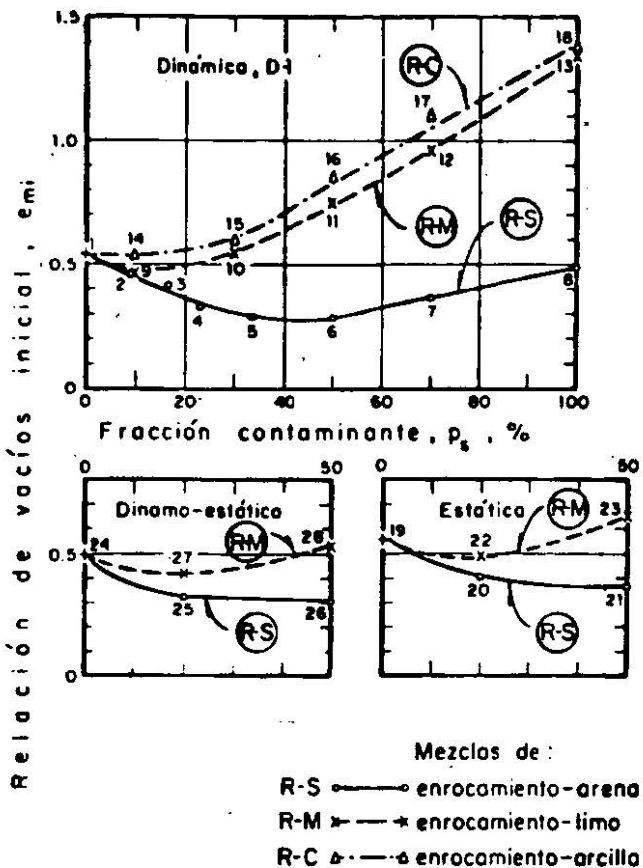
Fig 1. Efecto sobre las curvas de compresibi-  
lidad de las compactaciones estática  
y por vibración (ref 2).

La información anterior de las 28 mezclas di-  
ferentes enrocamiento-suelo puede ser un ín-  
dice de las propiedades del material de cie-  
to pedraplén, para lo que es necesario esta-  
blecer la mejor semejanza, a través de la i-  
dentificación y clasificación de los fragmen-  
tos rocosos (ref 6) y de los suelos; la de-  
aquellos mediante la granulometría y la soli-  
dez de sus fragmentos o granos y la de éstos  
mediante el S.U.C.S.

#### 4. PEDRAPLENES INSTRUMENTADOS

##### 4.1 Descripción del pedraplén La Plazuela y de sus materiales

El pedraplén "La Plazuela" está localizado en  
el km 7+190 del subtramo La Placita-Río Tizu-  
pa, Michoacán (tramo Cerro de Ortega-Playa  
Azul) del Camino Costero del Pacífico. El pe-  
draplén salva una altura de 19.5 m, tiene un  
desarrollo por su rasante de 81 m y la pen-



Nota: ver tabla 1 para identificar las pruebas

Fig 2. Efecto del tipo de compactación y del  
porcentaje de suelo sobre la condición  
inicial alcanzada (ref 2).

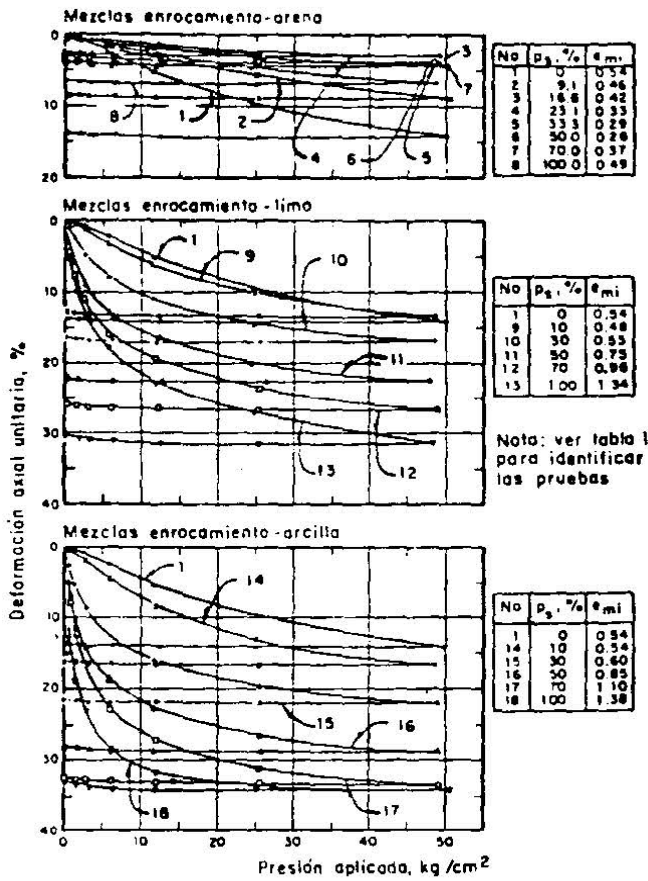


Fig 3. Curvas de compresibilidad en ensayos confinados. Compactación por vibración. (ref 2).

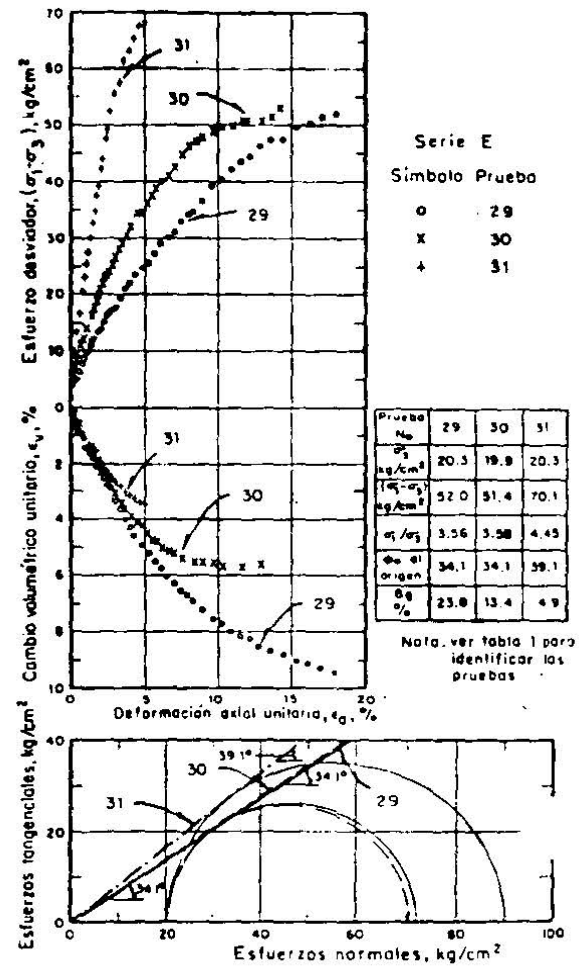


Fig 4. Ensayes de compresión triaxial en clas de enrocamiento-arena (ref 2)

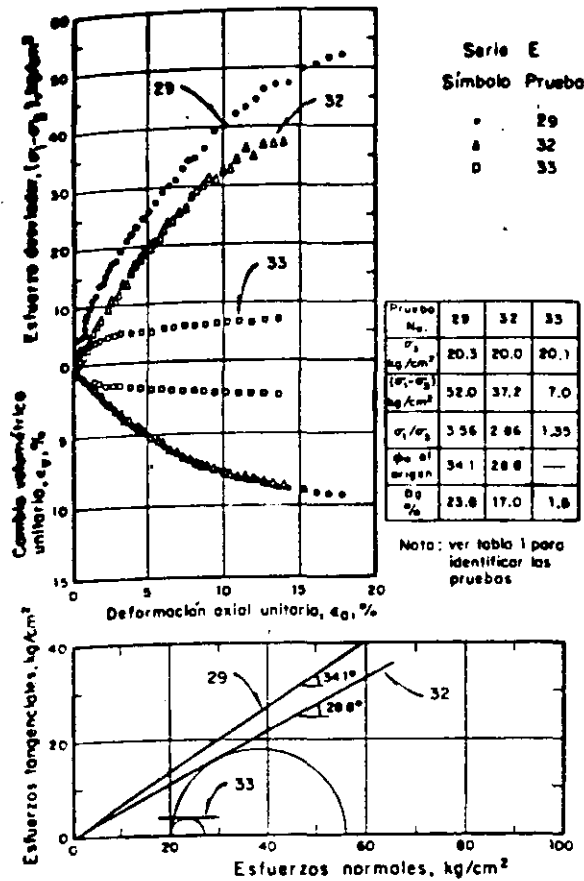


Fig 5. Ensayes de compresión triaxial en mezclas de enrocamiento-limo (ref 2).

hiente de sus taludes es de 1.5: 1; sus alineamientos son curvos, como se distingue en la Fig 6. Su estructura de drenaje es un tubo de lámina acanalada de acero de 78.5 m de longitud, sección transversal circular con 3.2 m de diámetro y pendiente longitudinal del 12%.

En ambos flancos de la hondonada que cubre el pedraplén se aprecia una roca caliza; cadena miento atrás se muestra competente, fracturada y la profundidad alterada es reducida. Por razones constructivas y de la programación de su ejecución, se explotó el banco contiguo a denamiento adelante, cuya roca caliza se encontró muy fracturada, metamorfizada e intemperizada en un espesor variable de hasta 6 u 6 m. El pedraplén se cimentó sobre la misma formación caliza que se observó muy fracturada y poco intemperizada.

Durante la construcción se tomaron dos muestras representativas, cuya granulometría se muestra en la Fig 7. La fracción contaminante (pasa malla No. 4) se clasificó como SM ó SM-ML, con  $w_L = 30.7\%$  e  $I_p = 6.6$ . Las determinaciones de  $L$  absorción de  $P$  agua y resistencia

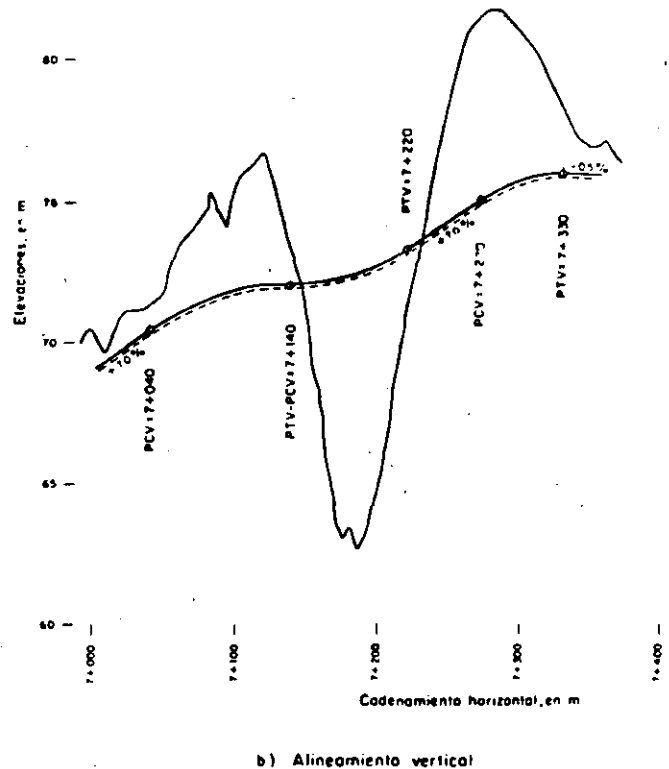
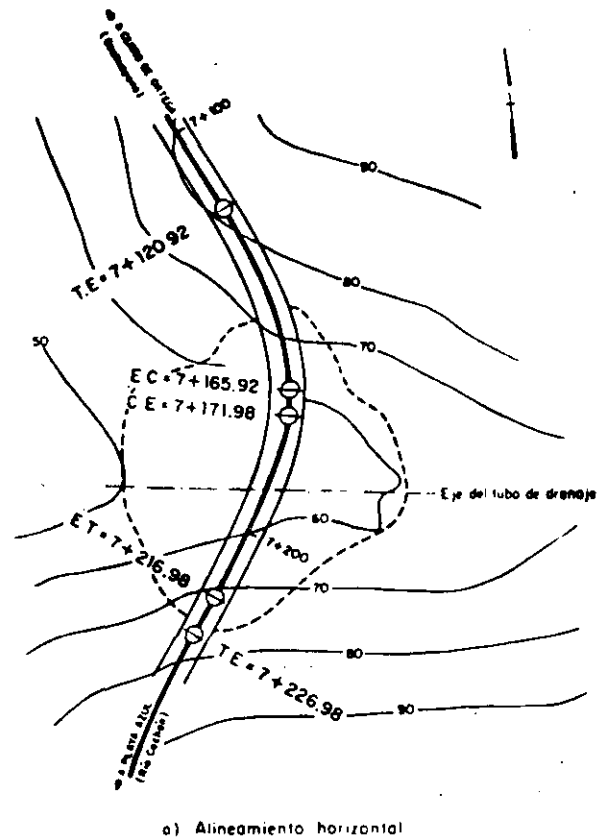


Fig 6. Pedraplén instrumentado "La Plazuela".



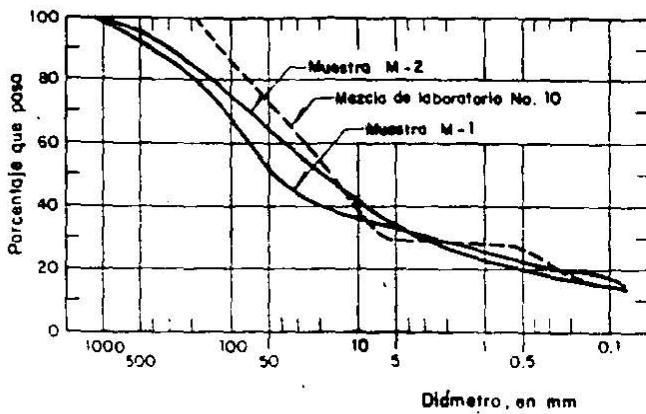


Fig 7. Distribuciones granulométricas del material del pedraplén "La Plazuela" y de su mezcla de laboratorio semejante.

a la rotura de la fracción gruesa con diferentes tamaños, indicaron que los fragmentos rocosos eran del tipo duro a semi-duro; conforme a esto y a que el coeficiente de uniformidad,  $C_u > 10$ , se clasificó a la fracción gruesa como del tipo 2W (ref 6).

Con base en los índices anteriores, se pudo establecer semejanza del material de este pedraplén con la mezcla ensayada de laboratorio, correspondiente a un 30% de limo y 70% de enrocamiento basáltico.

#### 4.2 Descripción del pedraplén "La Chachalaca" y sus materiales.

El pedraplén "La Chachalaca" está situado en el km 70+520 del tramo Cd. Altamirano-El Cedral, Guerrero del camino México-Zihuatanejo. El pedraplén de alineamientos también curvos tiene una altura máxima de 21.2 m, una longitud por la rasante de 90 m y taludes con pendiente 1.5:1; la zona donde se localiza la obra es de topografía accidentada, como se aprecia en las Figs 8 y 9. Su estructura de drenaje es una bóveda circular de mampostería de 4.0 m de claro, sobre cuya clave actúa un espesor máximo de material de 16.5 m.

En ambos flancos de la hondonada que salva el pedraplén se observa una roca ígnea de tipo andesítico, muy fracturada e intemperizada. Siguiendo criterios de compensación, el corte contiguo cadenamiento atrás se explotó para obtener el material que se reconoció como "G" y que cubrió el 80% del volumen total del pedraplén. En este corte principal se encontró superficialmente un material areno-arcilloso, el que junto con los fragmentos rocosos subyacentes empacados se atacaron con tractor D-8. Bajo esta capa superficial de espesor variable, con máximo de unos 5 ó 6 m, se encontró una roca fracturada cuya obtención requirió explosivos y que proporcionó bloques rocosos prismáticos, de hasta 2 m de longitud.

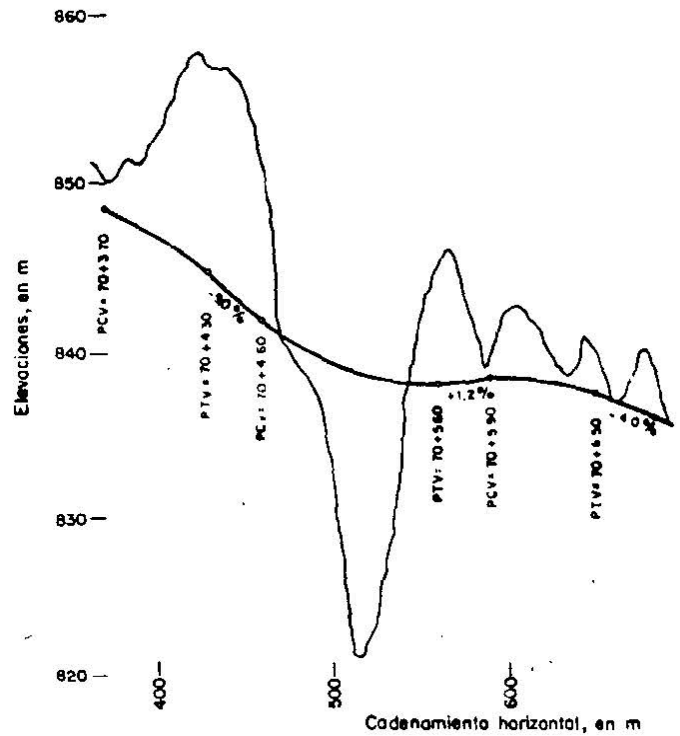


Fig 8. Alineamiento vertical en la vecindad del pedraplén "La Chachalaca".



Fig 9. Vista del pedraplén instrumentado "La Chachalaca".

El material que se denominó "C" para completar el pedraplén, se obtuvo de cortes cercanos cadenamiento adelante; sus fragmentos encontrados más alterados y en un espesor mayor que los del corte principal. El suelo taminante de estos fragmentos fue una arena arcillosa, que se atacó con la cuchilla de tractor D-8.

Por lo antes descrito, el pedraplén está formado en su parte inferior por el enrocamiento heterogéneo "G", constituido por la mezcla que va desde un suelo fino hasta grandes bloques rocosos. La parte superior está constituida por la mezcla "C" de suelo fino, gravas y fragmentos rocosos pequeños, frágiles y desmenuzables.

durante la construcción se obtuvieron dos muestras representativas de los materiales "C" y "G", una vez tendidos y bandeados, para lo que se hicieron pozos a cielo abierto, a los que se aprovecharon para efectuar una muestra volumétrica. La granulometría de estos materiales se muestra en la Fig 10; así, para el enrocamiento "G" se aprecia que 26% del material total pasa la malla No. 4 y 6.2% la No. 200, en tanto que las cifras respectivas para el enrocamiento "C" son 37% y 10.3%. La fracción contaminante (pasa malla No. 4) se clasificó como SC o SC-CL; la fracción menor de la malla No. 40 dio  $w_L = 28\%$  e  $I_P = 12$  para el material "G" y  $w_L = 41.3\%$  e  $I_P = 18.2$  para el "C".

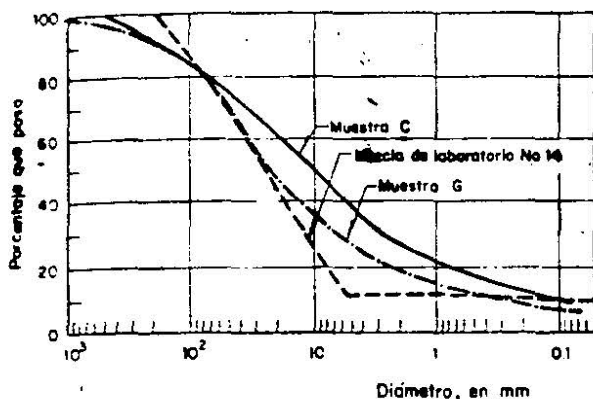


Fig 10. Distribuciones granulométricas de los materiales del pedraplén "La Chachalaca" y de su mezcla de laboratorio semejante.

Conforme a los valores de los índices de solidez ya mencionados y su granulometría, se puede clasificar (ref 6) a la fracción gruesa como 3W, que corresponde a un enrocamiento bien graduado y de fragmentos blandos. Por otra parte, de acuerdo con el tipo y porcentaje de contaminante, así como de sus límites de plasticidad, se puede establecer cierta semejanza de los materiales "C" y "G", con la mezcla artificial de laboratorio No. 14; ésta contiene 10% de arcilla y 90% de enrocamiento basáltico. Sin embargo, cabe señalar que los fragmentos basálticos son duros, en tanto que éstos del pedraplén son blandos; en compensación, el porcentaje de arcilla en el prototipo es menor al de la mezcla de laboratorio.

Cabe mencionar que la cala volumétrica efectuada en el material "G" arrojó un valor de 12150 kg/m<sup>3</sup> para el peso volumétrico total.

Al revisar los manuales de diseño (ref 7) y las especificaciones de construcción de la Secretaría (ref 8), se encuentra que indistintamente del material, se adopta un valor de 1.6 ton/m<sup>3</sup>. Se llama la atención acerca de que en general, para enrocamientos contaminados por suelos (refs 2 y 9) se alcanzan valores mayores al antes señalado.

#### 4.3 Construcción e instrumentación

Antes de la construcción de ambos pedraplenes se hizo una limpia del fondo de la cañada, eliminándose arbustos, troncos, etc. En los pedraplenes instrumentados se levantaron verticalmente desde el desplante cuatro tubos telescópicos de aluminio, con el objeto dual de medir movimientos verticales y horizontales del cuerpo téreo, tanto durante la construcción como durante su operación; para el caso se emplearon sondas de asentamiento e inclinómetro dentro de tales tubos, los que son de dimensiones estándar.

Las placas acanaladas de acero del pedraplén "La Plazuela" se apernaron en el sitio, Fig 11, sin formar previamente una cama para recibir al tubo; no se arrojó éste con material granular seleccionado. Asimismo, recibió una carga asimétrica ya que se levantaron de manera desigual los primeros metros a los lados del tubo. No se apuntaló el tubo, aunque se restringió el paso del tractor hasta tener un colchón sobre la clave de por lo menos un metro.

En el pedraplén "La Chachalaca" se optó por una alcantarilla rígida de mampostería, cuyas dimensiones bajo el ancho de la calzada se muestran en la Fig 12; el espesor de la bóveda se reduce gradualmente bajo los taludes hasta sólo 35 cm.



Fig 11. Vista de la alcantarilla flexible del pedraplén "La Plazuela".

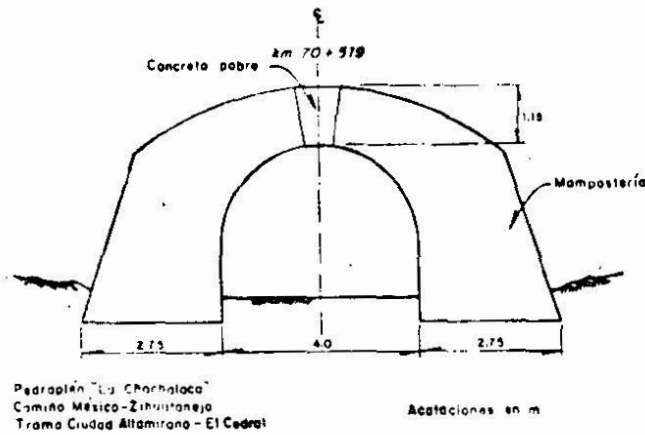


Fig 12. Sección transversal de la alcantarilla del pedraplén "La Chachalaca".

Los cortes se atacaron con la cuchilla y/o el escarificador de un tractor de 30 tons, siguiendo sensiblemente la configuración del terreno. En el pedraplén "La Plazuela" no fue necesario el uso de explosivos, en tanto que sí se requirieron para el material "G" del pedraplén "La Chachalaca".

El material para ambas estructuras fue acarreado por el propio tractor, tirado a volteo desde uno de los flancos de la barranca (balconeo) y tendido posteriormente en el pedraplén, también con tractor, en capas de alrededor de 1.5 m de espesor; una vez tendida cada capa, se le hizo pasar el tractor en cuatro ocasiones en cada punto (bandoado). En sólo dos ocasiones se regó agua sobre las capas tendidas en el pedraplén "La Plazuela". El tramo más bajo de cada tubo de inclinómetro se fijó en la roca fracturada de la cimentación con sus ranuras orientadas en las direcciones normal y longitudinal al camino. Cada tramo subsiguiente del tubo se añadió cuando el nivel del pedraplén estaba cerca de la boca del tramo inmediato anterior y, antes de tender una capa adicional. A fin de evitar cargas puntuales sobre los tubos y protegerlos también de las acciones del tractor, se construyó alrededor de cada uno de ellos un brocal de fragmentos rocosos; en el espacio entre tubo y brocal se colocó una grava-arena vibrada. En las Figs 13 y 14 se presentan las plantas de localización de la instrumentación dispuesta en los pedraplenes estudiados.

Se colocaron dos celdas de presión en el pedraplén "La Plazuela" y tres en "La Chachalaca", todas ellas en posición horizontal y en secciones típicas de cada pedraplén o en la vecindad de las alcantarillas; lo anterior con objeto de medir los esfuerzos verticales actuantes, así como para ratificar el efecto de la interacción entre el enrocamiento y la alcantarilla. Estas celdas consisten de un colchón flexible circular de acero inoxidable (36.5 cm de diámetro y 2.5 cm de altura) que contienen etilen-glicol; la presión del flui-

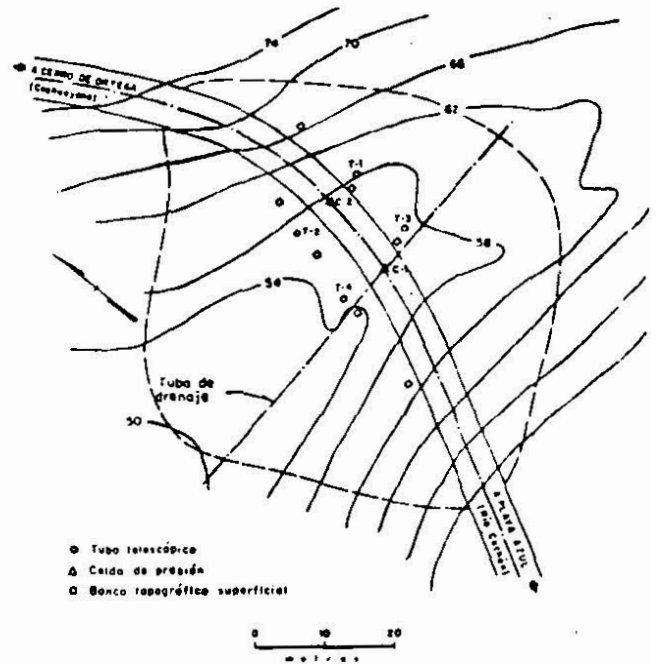


Fig 13. Planta de localización de la instrumentación dispuesta en el pedraplén "La Plazuela".

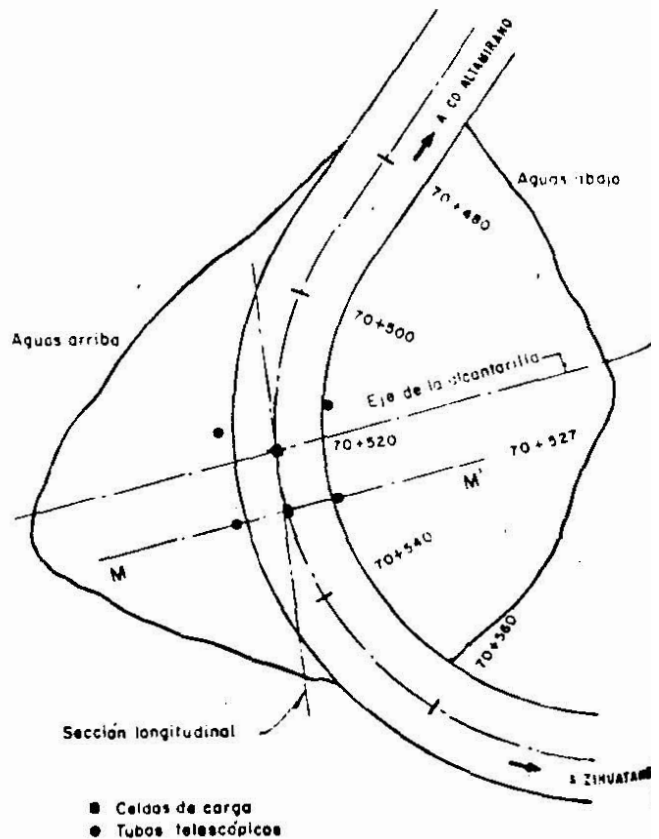


Fig 14. Planta de localización de la instrumentación dispuesta en el pedraplén "La Chachalaca".

provocado por los esfuerzos normales externos se mide neumáticamente con un transductor. El transductor y las mangueras del sistema se protegieron dentro de tubos metálicos, que se condujeron a las alcantarillas, donde se efectúan las mediciones respectivas.

"La Chachalaca", una vez concluida su alcantarilla rígida se dispuso en su interior en el cruce del eje del camino, una sección transversal instrumentada a fin de medir los desplazamientos que experimentan la bóveda y paredes, al ir construyendo el pedraplén íntimo. Se anclaron referencias metálicas en la bóveda, las que se ligaron con un perno a sujeto al piso, mediante alambres de acero de longitudes diferentes y un extensómetro eléctrico de 10 cm de carrera y sensibilidad 0.01 cm. Antes de iniciarse el tendido de grava sobre la alcantarilla se realizó una medición, que corresponde a la condición inicial de construcción; durante ésta y posterior a ella, se han hecho otras mediciones que por diferencia con las iniciales, demuestran los desplazamientos convergentes de la bóveda y divergentes de las paredes.

Para terminar "La Plazuela" se dispusieron bancos topográficos superficiales a lo largo de los hombros. En "La Chachalaca" se colocaron los bancos en cuatro líneas, una por cada borde y otra en cada talud; en este pedraplén se pusieron 25 referencias, además de mojoneras extremas de cada línea. Con su posición se registran topográficamente los asentamientos mediante nivelación, y los desplazamientos horizontales con el establecimiento de líneas de colimación.

Los desplazamientos verticales dentro del pedraplén se midieron conforme se avanzó en la construcción y posteriormente durante su operación; ello se efectúa con un torpedo de asentamientos cuyas aletas retráctiles se atan en el extremo inferior de cada tramo de torpedo telescópico, lo que permite medir con una cinta metálica graduada la distancia de cada tramo a la boca del tubo en la superficie. Para cada medición que se realiza a través del tiempo se conoce por nivelación la cota de la boca; los niveles de los tramos dentro del pedraplén se obtienen simplemente al restarle a dicha cota, las profundidades medidas.

Los datos del inclinómetro se registraron en un puente de Wheatstone, que recoge la señal de un transductor acoplado a un péndulo, los cuales se encuentran dentro de un torpedo estanco. La sensibilidad del sistema es de un tercio de minuto de inclinación en un intervalo  $\pm 17^\circ$  respecto a la vertical.

## ESFUERZOS Y DEFORMACIONES

### Esfuerzos verticales.

En la Fig 15 se muestran las variaciones del esfuerzo vertical  $\sigma_z$  conforme se fue construyendo el pedraplén "La Plazuela"; se incluye el esfuerzo geostático  $\gamma H$ . La celda No. 1

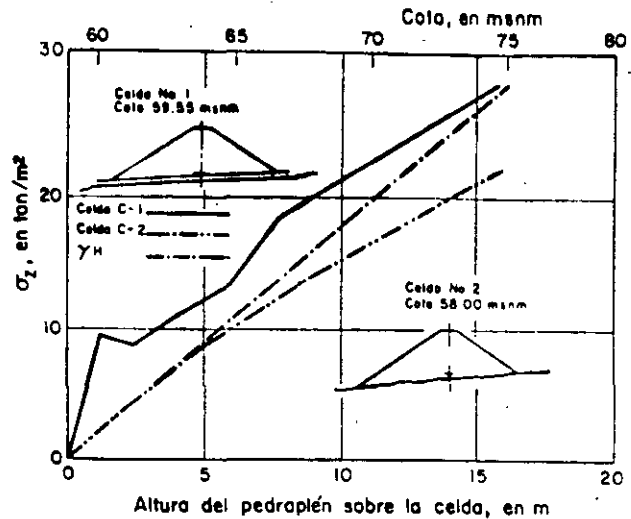


Fig 15. Esfuerzos verticales medidos en el pedraplén "La Plazuela" y sobre su alcantarilla flexible.

se encuentra 30 cm sobre la clave de la alcantarilla flexible, en tanto que la No. 2 se localiza en una sección transversal típica del pedraplén, distante de la alcantarilla. La variación en la celda No. 1 fue inicialmente un tanto errática, debido a las apreciables deformaciones del tubo; al final de la construcción el esfuerzo vertical sobre la clave es sensiblemente igual al  $\gamma H$  sobreyacente, con ligero aumento después de la construcción. En el cuerpo del pedraplén, la celda No. 2 mostró una respuesta bien definida conforme se avanzó en la construcción. La variación del esfuerzo vertical no fue lineal, que correspondería a la condición geostática de un medio seminfinito, sino que se tuvieron cada vez incrementos más pequeños conforme se colocaron capas superiores; al final de la construcción se midió aproximadamente un 80% del peso del prisma sobreyacente.

En la Fig 16 se muestran las variaciones de  $\sigma_z$  durante la construcción del pedraplén La Chachalaca; de manera análoga al anterior, se dispusieron celdas de presión sobre la clave de la alcantarilla, en este caso rígida, y en una sección transversal alejada de ella. Los valores medidos sobre la clave resultan del orden de 175% de  $\gamma H$ ; esta concentración de esfuerzo se debe a la mayor rigidez de la alcantarilla respecto al material circundante, con lo que se provoca un arqueado invertido al comprimirse menos la bóveda de la alcantarilla que el material del pedraplén a los lados de la misma. Una vez en operación el pedraplén, se detectó una ligera reducción de  $\sigma_z$ ; lo anterior parece reflejar los ciclos estacionales de sequía-lluvia, que producen asentamientos diferenciales sobre y cerca de la alcantarilla, los que a su vez provocan la acentuación del efecto de interacción material terreno-estructura.

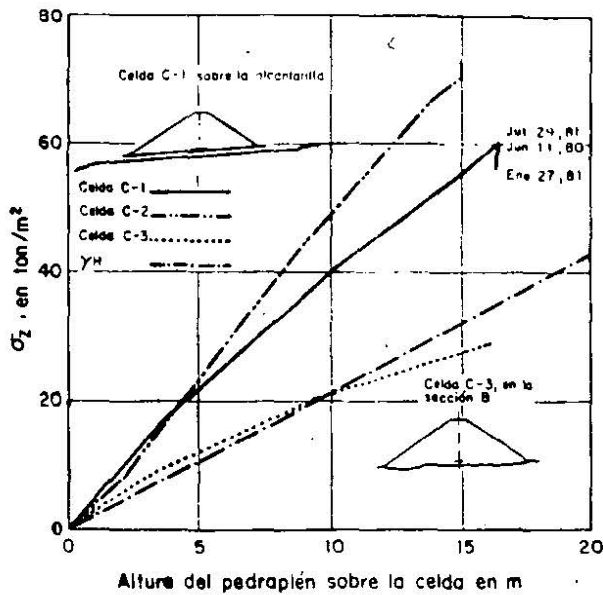


Fig 16. Esfuerzos verticales medidos en el pedraplén "La Chachalaca" y sobre su alcantarilla rígida.

En una sección alejada de la alcantarilla, se pudo constatar que los esfuerzos medidos fueron muy próximos al esfuerzo geostático al alcanzarse la altura máxima; al final de la construcción se midió un esfuerzo de aproximadamente el 85% del  $\gamma H$ .

Con estos dos casos se pone en evidencia la importancia del conocimiento de los mecanismos de interacción entre la alcantarilla y el material del pedraplén. El esfuerzo sobre la clave no es simplemente el  $\gamma H$  del prisma de material sobreyacente; así, se puede duplicar el valor de  $\gamma H$  en una alcantarilla rígida (mampostería o concreto) o bien ser una fracción de ese valor en una flexible (acero, aluminio, plástico). Existen diversas soluciones teóricas para predecir las cargas sobre las alcantarillas; entre ellas se cuenta con una elástica propuesta por el Dr N Carrillo, la de Marston-Spangler y la sugerida por Terzaghi. La exposición de tales teorías está fuera del objetivo de este trabajo; en la ref 10 se hace una revisión de ellas. Adicionalmente, en la ref 11 se describe una técnica para evaluar, mediante el método de los elementos finitos, los asentamientos que se generan por el aumento en el grado de saturación de los materiales del pedraplén durante la temporada de lluvias.

## 5.2 Deformaciones verticales

Como resultado de las mediciones con sonda de asentamientos durante la construcción de los dos pedraplenes estudiados, se encontró que en ambos ocurrieron mayores deformaciones en las zonas bajas del pedraplén que en las superiores. En la Fig 17 se muestra la variación de las deformaciones verticales unitarias me-

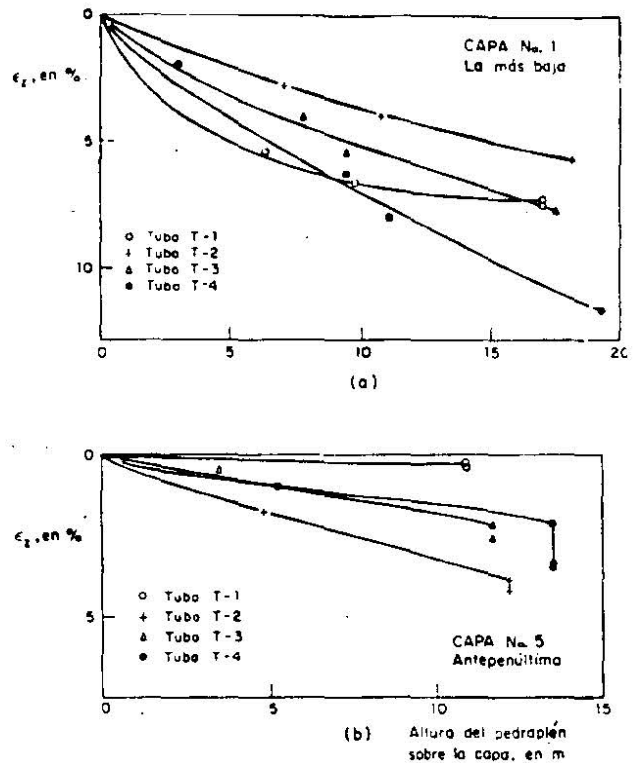


Fig 17. Deformaciones unitarias verticales medidas durante la construcción. Pedraplén "La Plazuela".

didadas conforme se fueron adicionando capas cima; la capa del fondo experimenta valores de  $\epsilon_z$  hasta del 10% (Fig 17a) en tanto que la penúltima no llega al 5% (Fig 17b) para misma sobrecarga de material. Las diferencias de  $\epsilon_z$  en diversas capas es síntoma de heterogeneidad en el material. Las deformaciones acumuladas en el período de construcción del pedraplén "La Plazuela" ascendió a 40 cm, mientras que en "La Chachalaca" fue de 60 cm; después de estos asentamientos se restituyen con más material durante la construcción, para dar finalmente la rasante de proyecto.

Va durante la operación es muy significativa la relación entre la ocurrencia de asentamientos y la temporada de lluvias. En la Fig 18 perteneciente al pedraplén "La Plazuela" puede apreciarse el fuerte asentamiento entre julio y septiembre del primer año de servicio el cual disminuye en las subsecuentes temporadas de lluvia. Lo anterior se repite en "La Chachalaca" con la salvedad de que los asentamientos en los lados izquierdo y derecho son desiguales, como se observa en la Fig. 19; ello se debe a la efectividad de un drenaje de generosas dimensiones situado en el lado izquierdo (aguas abajo), que permite desalojar el agua hasta el propio pie del pedraplén sin verterla sobre los taludes.

Las estimaciones de asentamientos, con base en el coeficiente de compresibilidad definido

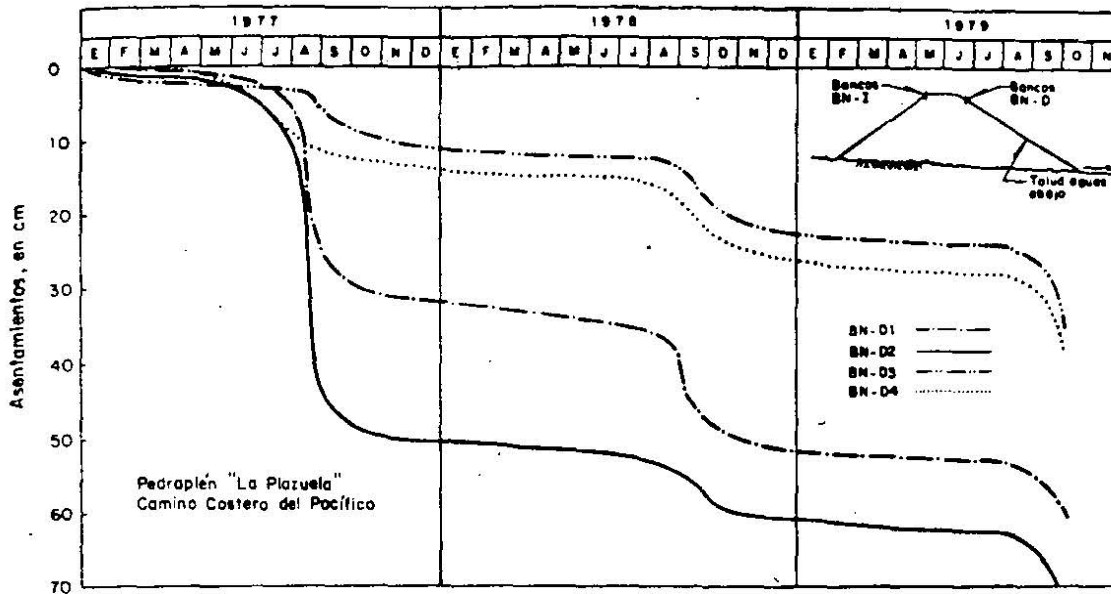


Fig 18. Asentamientos de los bancos topográficos superficiales en la vecindad del hombro aguas abajo. Pedraplén "La Plazuela".

en los ensayos con las mezclas No 10 y No 14, dieron valores muy semejantes a los medidos, antes de la temporada de lluvias en ambos pedraplenes; ello ratifica la conveniencia de recurrir a los resultados de los ensayos de compresibilidad y resistencia de esas mezclas tipo, para predecir el comportamiento de pedraplenes.

Los asentamientos ocurridos en "La Plazuela" después de cinco años de operación son de aproximadamente 70 cm, mientras que en la Chachalaca asciende a 30 cm en dos años.

### 5.3 Deformaciones horizontales

Los desplazamientos horizontales durante la construcción en ambos pedraplenes, medidos con inclinómetro, fueron moderados; no excedieron en ningún caso los 10 cm. Ya durante la operación se hizo notorio el efecto de las lluvias; en la Fig 20 se muestran los desplazamientos laterales experimentados por los bancos del hombro aguas abajo en "La Plazuela". En la Fig 21 se pone en evidencia nuevamente la bondad de un buen sistema de drenaje superficial en el pedraplén "La Chachalaca"; tales desplazamientos superficiales repercuten hasta incluso 9 m de profundidad como se distingue en la Fig 22.

La combinación de los desplazamientos verticales y horizontales experimentados por estos dos pedraplenes, dio como resultado agrietamientos longitudinales y transversales, de hasta 4 cm de abertura en La Plazuela; estos agrietamientos no ponen en peligro la estabilidad de dichas estructuras, pero de haberse construido el pavimento definitivo inmediatamente después de las terracerías, aquéllos hubieran originado molestias y gastos adicionales para su reparación y mantenimiento.

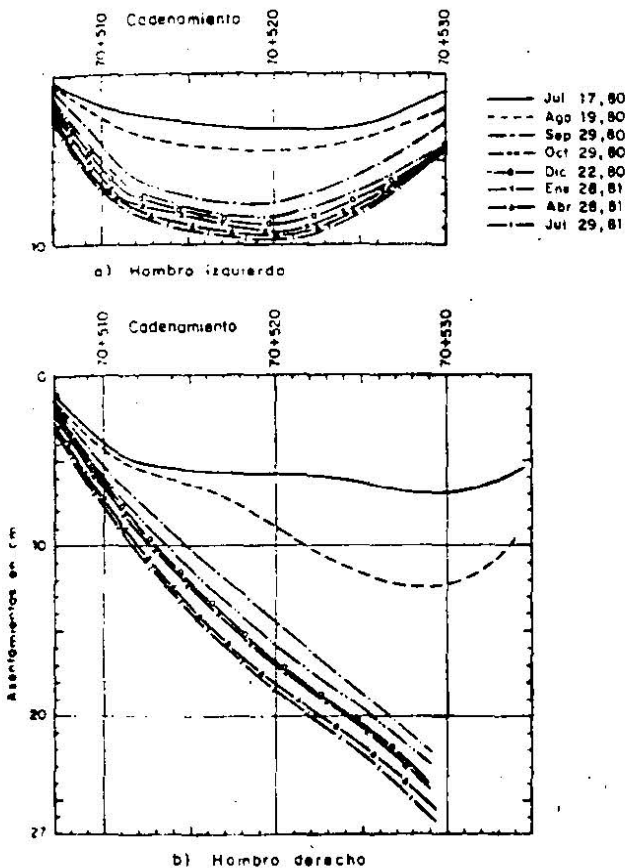


Fig 19. Asentamientos de los hombros del pedraplén "La Chachalaca" durante su operación.

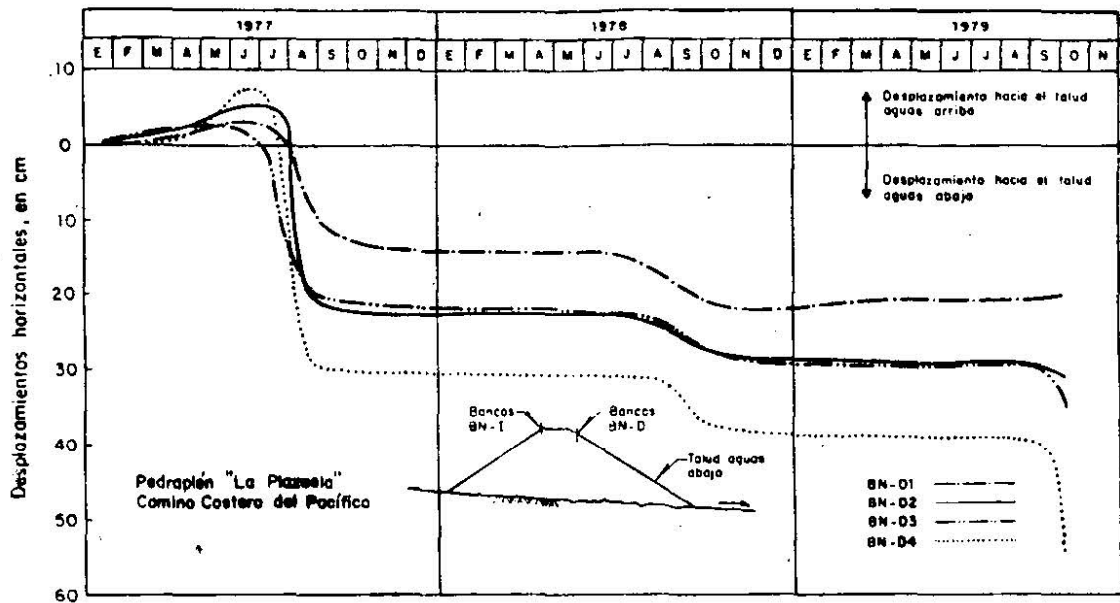


Fig 20. Movimientos horizontales de los bancos topográficos superficiales en la vecindad del hombro aguas abajo. Pedraplén "La Plazuela".

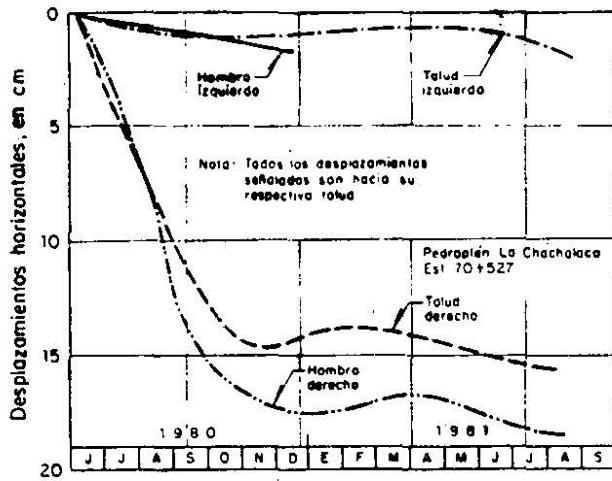


Fig 21. Desplazamientos laterales superficiales en el pedraplén "La Chachalaca" durante su operación.

#### 5.4 Deformaciones de las alcantarillas

De las mediciones realizadas en la alcantarilla de mampostería del pedraplén La Chachalaca, se desprende que los desplazamientos radiales de la bóveda son convergentes, ver Fig 23, sensiblemente simétricos y con un máximo de aproximadamente 11 mm, al cabo de un año de operación. Los desplazamientos en la dirección horizontal y transversal de la alcantarilla son divergentes y de no más de 3 mm. La

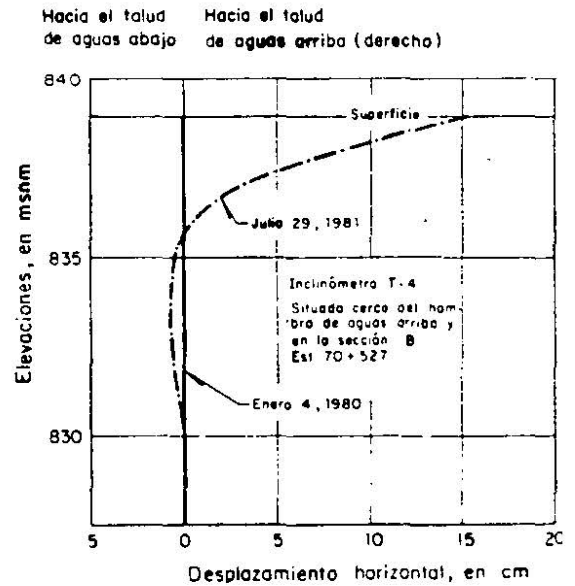


Fig 22. Desplazamientos horizontales en la vertical bajo el hombro de aguas arriba, durante la operación del pedraplén "La Chachalaca".

mayor parte de las deformaciones de la bóveda ocurren durante la construcción, debido a los esfuerzos crecientes a que se ve sometida en esta etapa; las deformaciones diferidas medidas representan aproximadamente 10% de las servadas al cabo de la construcción.

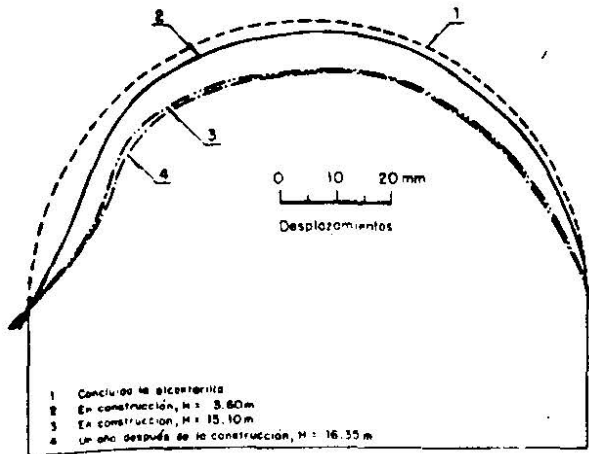


Fig. 13. Deformaciones medidas de la bóveda del pedraplén "La Chachalaca".

Para complementar las mediciones de campo, se efectuó a cabo un análisis con el método de los elementos finitos (ref 11) con el que se calcularon deformaciones de la bóveda muy semejantes a las medidas; con ello se ratificó la validez de esta técnica analítico-numérica.

En lo que se refiere al tubo acanalado de la alcantarilla del pedraplén La Plazuela, se midieron deformaciones apreciables que llevaron al tubo inicialmente circular a una forma elipsoidal, sobretodo en la parte bajo la calzada del camino. Al final de la construcción se midió en la sección transversal de la alcantarilla bajo el eje del camino, una diferencia de 48 cm entre sus dimensiones horizontal (horizontalizada) y vertical (disminuida), lo que presenta una deformación unitaria de 7.5% en cada dirección.

#### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La ocurrencia de los mayores asentamientos y desplazamientos laterales en el cuerpo de un pedraplén carretero, así como de la generación de agrietamientos, coincide con la temporada de lluvias. Al parecer ocurre un fenómeno de colapso por la baja cantidad de agua que poseen estos materiales al ser colocados en el pedraplén.

Toda vez que económicamente sea factible añadir agua a los materiales durante su construcción, es técnicamente, muy justificable. De otra manera, es recomendable no construir el pavimento definitivo sino después de sufrir una temporada de lluvias, y construir obras de drenaje superficial de tamaños suficientes. En pedraplenes cuyos alineamientos faciliten el escurrimiento de agua hacia ellos, y tratándose de zonas con fuertes lluvias, la obra de drenaje tipo canal que se empleó en el pedraplén "La Chachalaca", permite encauzar con eficiencia el agua prácticamente hasta el pie del pedraplén.

b) La predicción teórica de asentamientos sobre la base de los resultados de laboratorio coincide con las deformaciones medidas antes de la temporada de lluvias. Usando ensayos simples de clasificación y caracterización de los componentes de cierto enrocamiento-suelo, es posible asignar le por comparación los parámetros de compresibilidad y resistencia de mezclas tipo ensayadas en el laboratorio.

Para poder predecir los asentamientos que ocurrirán después de una temporada de lluvias, se sugiere llevar a cabo ensayos de laboratorio con mezclas de enrocamiento-suelo, que se someterían a procesos de humedecimiento bajo carga; tal procedimiento no se incluyó en la etapa inicial de la investigación, ya que su importancia se evidenció después de instrumentar los dos prototipos.

c) Se midieron en los pedraplenes deformaciones desiguales a través de su cuerpo; en ambos se detectaron deformaciones mayores en las zonas más bajas comparando desde luego bajo mismas sobrecargas. Esto se debe primordialmente a la presencia de material más alterado y compresible en las zonas más profundas del pedraplén, debido a la explotación por capas del corte.

El procedimiento de construcción actual de los pedraplenes, favorece la formación de una masa heterogénea. Para pedraplenes altos parece conveniente la explotación del banco de préstamo en frentes verticales, a fin de facilitar la mezcla de los suelos superficiales con los fragmentos rocosos menos intemperizados y más profundos.

Otra alternativa para reducir la compresibilidad de pedraplenes altos, es la separación de los materiales según su tamaño, para zonificarlos en el cuerpo del pedraplén. Para el caso, el material de los cortes debería separarse en por lo menos dos fracciones, por ejemplo en mayores y menores de 30 cm. La fracción menor se colocaría hacia el centro en capas de unos 50 cm de espesor, mientras que la fracción mayor se dispondría en las zonas cercanas a los taludes en espesores de 1 a 2 m.

Otro aspecto que provoca heterogeneidades en el pedraplén es el balconeo del material desde los flancos de una cañada, debido a la segregación de los materiales; sería deseable transportarlos a través de rampas de acceso por medios apropiados.

d) Debe tenerse en cuenta en el análisis y diseño de las alcantarillas bajo pedraplenes el fuerte efecto de interacción material térreo-estructura. En una alcantarilla rígida de mampostería o concreto ocurre concentración de esfuerzo vertical debido a un efecto de arco invertido; así, el esfuerzo sobre la clave puede resultar casi el doble del peso propio, como se midió en el pedraplén "La Chachalaca". Por el con-



trario, en una alcantarilla flexible de lámina acanalada de acero ocurre un efecto de arqueado, con lo que el esfuerzo sobre su clave puede resultar incluso menor al geostático, como se midió en el pedraplén "La Plazuela". Existen soluciones analíticas y analítico-numéricas que permiten estimar la magnitud y distribución de las presiones que actúan sobre las alcantarillas tanto rígidas como flexibles.

- e) La construcción de pedraplenes por capas está ampliamente justificada. Para estructuras de menos de 20 m de altura, tres pasadas de tractor (bandeo) del peso de un D-8 en cada capa parece suficiente con tal de que los fragmentos rocosos de más de 75 cm sean colocados cerca de los taludes.

#### RECONOCIMIENTOS

Se reconoce el patrocinio de la actual Secretaría de Comunicaciones y Transportes, a través de su Dirección General de Carreteras Federales, para la realización de esta línea de investigación que inició el Prof. R J Marsal.

Merecen agradecimiento los ingenieros de la Oficina de Geotecnia de la DGCYF y los residentes de los caminos, quienes participaron con el autor en la selección de sitios y la planeación e instrumentación de los pedraplenes; en esta última tarea se reconoce la valiosa colaboración del Sr. Orlando Palacios L del Instituto de Ingeniería, UNAM.

#### REFERENCIAS

1. Vargas, F (1975) "Proyecto y construcción de carreteras", ponencia mexicana al XV Congreso Mundial de Carreteras, Tema 1, México
2. Marsal, R J y Fuentes, A (1975) "Enrocamientos contaminados por suelos", Informe del II-UNAM a la SOP
3. Mendoza, M J (1979) "Behavior of contaminated rockfills for roads". 2a parte de la potencia mexicana al XVI Congreso Mundial de Carreteras, Tema 2, Viena
4. Mendoza, M J (1979) "Comportamiento del pedraplén La Plazuela después de la construcción. Camino Costero del Pacífico", Informe del II-UNAM a la SAHOP
5. Mendoza, M J (1982) "Comportamiento del pedraplén La Chachalaca durante su construcción y operación. Camino México-Zihuatanejo". Informe del II-UNAM a la SAHOP
6. Marsal, R J (1972) "Resistencia y compresibilidad de enrocamientos y gravas", Publicación Series No 306 del Instituto de Ingeniería, UNAM
7. S.O.P. (1965) Proyectos tipo de obras de drenaje para carreteras, Dirección General de Proyectos y Laboratorios, México
8. S.O.P. (1974), Especificaciones generales de construcción, Parte Tercera, México
9. Penman, A y Charles, J (1975) "Deformations and stresses in rockfill over a rigid culvert", Building Research Establishment, Current paper 100/75
10. Mendoza, M J, Romo M P y Magaña, R (1982) "Cargas sobre alcantarillas de pedraplenes", Informe del II-UNAM a la SAHOP
11. Mendoza, M J, Romo M P y Magaña, R (1977) "Pressures on a road-embankment rigid vert", Memorias del 7° CPMSIC, Vol I, p 389, Vancouver.



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

***CURSOS ABIERTOS***

***GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES***

***OBRAS COMPLEMENTARIAS DE DRENAJE  
ESTUDIOS GEOTECNICOS PARA VIAS TERRESTRES***

***AUTORES:***

***M. EN I. ALFONSO RICO RODRIGUEZ  
ING. HERMILO DEL CASTILLO***

***EXPOSITOR***

***M. EN I. GABRIEL GARCIA ALTAMIRANO***

## Obras complementarias de drenaje. Estudios geotécnicos para vías terrestres

### XI-1 INTRODUCCION

Como ya se ha mencionado en diversas ocasiones precedentes, el drenaje de una vía terrestre comprende varios matices que han de ser tratados separadamente. En el Capítulo VII de esta obra se discutieron ya los métodos que han ido imponiendo la teoría y la experiencia para el control de las aguas subterráneas, que afectan de un modo u otro a la vía terrestre llegando a ella por infiltración; se adoptó en aquella ocasión el nombre genérico de Subdrenaje para las técnicas de control de esas aguas, dejando el término Drenaje para la metodología de control de las aguas que llegan a la vía y la afectan por escurrimiento superficial, independientemente de que dichas aguas hayan caído sobre o fuera de la vía terrestre propiamente dicha.

Las estructuras de drenaje más espectaculares de una vía terrestre son los puentes y las alcantarillas, responsables principales del drenaje transversal; es decir, del paso de grandes masas de agua, arroyos, ríos, etcétera a través de la obra, en una dirección más o menos perpendicular a ella. Suele llamarse a los puentes obras de drenaje mayor y a las alcantarillas de drenaje menor. La frontera entre ambos tipos de estructura no está, naturalmente, definida; convencionalmente, se acepta en México que un puente es la obra que tiene algún claro de longitud mayor que 6 m, reservándose el nombre alcantarilla para estructuras resueltas con claros menores, independientemente del hecho de que esos claros menores de 6 m pudieran repetirse varias veces, dando a la obra en conjunto una longitud más grande que ese límite. Una convención tal como ésta, aunque no necesariamente la misma, sirve para distinguir los puentes de las alcantarillas en todas las instituciones interesadas en otras partes del mundo.

Básicamente los puentes interesan desde el punto de vista de la Mecánica de Suelos Aplicada sólo en lo que se refiere a su cimentación, cuyos problemas ya fueron tratados en un Capítulo anterior de esta

obra; también lo fueron, si bien someramente, los criterios de exploración de suelos que con ellos se relacionan (Capítulo III), así como aspectos que interesan a los terraplenes de acceso y algunos otros que en un momento u otro fueron discutidos en páginas anteriores de este libro. Así, no se siente la necesidad de insistir ahora en estas estructuras, por otra parte tan interesantes.

Las alcantarillas son, como se dijo, en muchos aspectos similares a los puentes, pero se diferencian en dos que bastan para hacerlas merecedoras de un

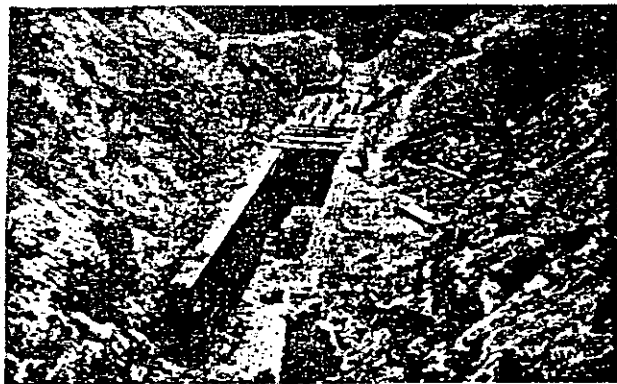


Alcantarilla típica en una carretera. Losa de concreto.

tratamiento definitivamente diferente. En primer lugar, son muchas y, en segundo representan individualmente niveles de inversión mucho más bajos. Esto hace que tradicionalmente el nivel de estudio que se dedica a los puentes sea distinto que el que se dedica a una alcantarilla. En los primeros se realizan rutinariamente estudios de exploración de suelos e investigaciones de laboratorio y sus cimentaciones son objeto de proyectos muchas veces muy elaborados, que hacen uso de las técnicas más sofisticadas, tales como los pilotes de punta o de fricción, los cilindros o los grandes cajones de cimentación (naturalmente no se hace aquí ninguna referencia a los muy importantes estudios hidrológicos e hidráulicos, que constituyen una parte medular del proyecto de los puentes). En las alcantarillas, por el contrario constituye la tónica común que los estudios de cimentación que se hacen para cada una de ellas sean someros; se trata, debe tenerse en cuenta, de llegar a garantizar en el terreno una capacidad de carga no muy elevada (generalmente son suficientes capacidades comprendidas entre 1.0 y 3.0 kg/cm<sup>2</sup>) y es raro ir más lejos de la simple inspección visual de muestras obtenidas en pozos a cielo abierto, con posteadoras u otras herramientas de uso barato y alcance restringido. El proyecto de la cimentación en sí, así como el estructural suele ser cuestión de proyecto tipo y tampoco suelen hacerse en las alcantarillas los estudios hidráulicos que son de rutina en los puentes. A despecho de lo generalizados que estén los criterios anteriores, debe pensarse que el gran número de alcantarillas que existen en las carreteras y en los ferrocarriles hace que, a fin de cuentas, su inversión total represente una cantidad mayor que la que se dedica a los puentes del mismo tramo. Para fijar ideas y citando números toscamente aproximados, puede decirse que el número común de alcantarillas puede no ser inferior a 3 ó 4 por kilómetro, en tanto que la inversión total que en las alcantarillas se hace puede alcanzar un 15 ó un 20 % del costo total de la vía. Ante magnitudes de inversión de tal orden y considerando que el colapso de una alcantarilla produce una interrupción local, pero generalmente completa de la vía, ha de plantearse la pre-

gunta de si la atención que se da tradicionalmente a estas estructuras es suficiente o está en los límites de lo prudente. La experiencia de los autores de este libro es que la falla de las alcantarillas es relativamente sistemática aunque sólo sea en el sentido de provocar problemas de conservación anormal y ocurre en un número muy superior a lo deseable; sin embargo, la misma experiencia indica que la mayoría de las alcantarillas que fallan no lo hacen por problemas de cimentación o por razones en las cuales la Mecánica de Suelos Aplicada juegue un papel relevante, sino por previsiones absolutamente insuficientes en lo que a la capacidad hidráulica de la estructura se refiere, relacionadas muchas veces con problemas de arrastre de sólidos, sedimentación y protección de las obras contra el embate de las aguas. Así, parece que el primer punto a preocupar en la búsqueda de una mejoría en los métodos para proyecto y construcción de alcantarillas deberá ser el procurar fundamentar mejor de lo que hasta ahora comúnmente se hace, su trabajo desde todos los puntos de vista hidráulicos. Es evidente que el gran número de estructuras por construir hará imposible la realización de un estudio hidráulico de detalle, bien fundado para cada una de ellas; también es cierto que quien pretendiera realizar tales estudios se encontraría en la imposibilidad de efectuarlos por la inexistencia de los datos estadísticos del comportamiento de los arroyos y las corrientes de agua que tales estudios suelen requerir. Se está, una vez más, ante la disyuntiva que es tan común en muchos aspectos del proyecto y la construcción de las vías terrestres y el problema ha de ser enfocado en la misma forma que se ha preconizado para otros similares en otras partes de este libro. Ha de renunciarse, como norma general de criterio, al estudio detallado de cada caso, adoptando en cambio métodos de obtención de información general, en que a un costo razonable pueda obtenerse un conocimiento panorámico suficiente para un tramo o una zona, que permita, junto con la aplicación de un criterio suficientemente generoso en la adopción de las secciones hidráulicas de detalle, llegar a proyectos de funcionamiento razonable. Desde este punto de vista, los estudios geológicos ya mencionados, especialmente los de fotointerpretación pueden ser de una ayuda invaluable, pero sobre todo serán útiles en este caso los estudios hidrológicos regionales, fuera del alcance de esta obra, que han revelado capacidad para proporcionar a un costo muy bajo por kilómetro de vía, información de carácter general lo suficientemente útil para poner al ingeniero proyectista al cubierto de errores de consideración.

Aun cuando los problemas hidráulicos sean los más destacados y frecuentes en el comportamiento de las alcantarillas, no deja de haber otros relacionados más o menos directamente con la Mecánica de Suelos Aplicada; dejando a un lado los obvios de cimentación, seguramente los problemas más importantes de esta clase son los que tienen que ver con



Construcción de una alcantarilla de losa.

vocación, con erosión o con tubificación de los terraplenes de acceso. La compactación del colchón de tierra sobre y a los lados de la alcantarilla juega también un papel de importancia. La mala ubicación de la alcantarilla en relación al cauce que se drena o a la terracería que la abriga contribuye muchas veces a generar o a agravar estos problemas.

En lo que a las consideraciones geotécnicas se refiere, los estudios de las alcantarillas tienen las mismas limitaciones que se comentaron para los problemas hidráulicos. La necesidad de fundamentar las recomendaciones de proyecto de cimentación, por ejemplo, en estudios someros y expeditos lleva a establecer la conveniencia de que éstos queden en manos de ingenieros con sólida preparación y sólida experiencia en el campo de la Mecánica de Suelos Aplicada. Conviene incorporar la responsabilidad de estas recomendaciones a los estudios geotécnicos generales, que necesariamente han de estar en manos de especialistas.

Además de estas obras bien conocidas de drenaje deben disponerse en un ferrocarril o en una carretera otras obras menos conocidas fuera del campo especializado, que contribuyen a encauzar y eliminar las aguas superficiales que de otro modo causarían daños. Suele darse a estas obras el nombre genérico de Obras Complementarias de Drenaje. Como tales se entenderán en esta obra a las siguientes:

- El bombeo
- Las guarniciones
- Los bordillos
- Los lavaderos
- Las bajadas
- Las bermas
- El uso apropiado de vegetación
- Los bordos
- Las cunetas
- Las contracunetas
- Los canales interceptores

Además de las anteriores, de definición y clasificación bien conocida, existe todo un conjunto de obras de canalización, conducción y eliminación que suelen construirse en un caso dado, según las necesidades específicas de ese caso, pero que carecen de encasillamiento general.

Las obras complementarias de drenaje no son de uso universal o rutinario; por lo menos, no deben serlo. Son obras que deben hacerse sólo en el lugar en que se requieran, pues de otra manera se derrochará dinero y se producirán, inclusive, resultados contraproducentes.

En lo que sigue se analizarán someramente estas obras, así como los criterios para su ubicación y construcción. Desgraciadamente lo que puede decirse al respecto es poco, pues aunque el tema reviste gran importancia práctica ha sido poco estudiado y menos, seriamente investigado, por lo que puede decirse que básicamente se encuentra aún dentro de las nor-

mas del arte del constructor, pero un tanto ajeno a una metodología científica.

## XI-2 EL BOMBEO

Dentro de la terminología de las Obras Complementarias de Drenaje, se denomina Bombeo a la pendiente transversal que se da en las carreteras y en las aeropistas para permitir que el agua que directamente cae sobre ellas escurra hacia sus dos hombros. En los caminos normales de dos bandas de circulación y en secciones en tangente es común que el bombeo se disponga con un 2 % de pendiente desde el eje del camino hasta el hombro correspondiente; en las secciones en curva, el bombeo se superpone con la sobreelevación necesaria, de manera que según se entra a la curva, esta última domina rápidamente, de manera que la pendiente transversal ocurre sin discontinuidades, desde el hombro más elevado al más bajo; en este caso y dentro de la transición de la sección en tangente a la de plena curva, suele haber un trecho en el que se complica un poco la conformación de una pendiente transversal adecuada, siendo éste un problema que debe resolverse en cada caso, pero al que ayuda siempre la existencia de pendiente longitudinal. En las carreteras con pavimento rígido el bombeo puede ser un poco menor, por ejemplo del orden de 1.5 %.

En las aeropistas se dispone también el bombeo desde el eje hacia los hombros, con pendiente de 1.5 %, generalmente. En México se ha llegado a aceptar 1.25 %.

En las carreteras de más de dos bandas de circulación pueden presentarse dos casos típicos. O se tiene un camellón central relativamente estrecho o se tiene uno muy amplio, generalmente sembrado de pasto. En el primer caso, es común que el bombeo tenga lugar del camellón hacia ambos hombros, pero en el segundo es común que se disponga un bombeo mixto, en dos vertientes, con pendientes desde el eje de cada banda hacia el hombro respectivo y hacia la sección central de la vía, en la cual suele existir un elemento de canalización.

Es común que en las curvas se produzca una zona de almacenamiento de agua en la parte del acotamiento que linda con la carpeta en el hombro más alto cuando, como sucede a veces, dicha carpeta tiene un nivel algo más alto que el del acotamiento. Para evitar esta zona de almacenamiento de agua e infiltración es recomendable terminar la orilla de la carpeta en bisel (Fig. XI-1).

Cuando se construyen terraplenes sobre suelos blandos, el bombeo, tiende a perderse con el tiempo, porque se produce mayor asentamiento en el centro de la sección que en sus hombros; el cálculo de asentamientos permite conocer esa diferencia en el valor de dicho asentamiento, a fin de hacer una previsión en el proyecto, exagerando el bombeo inicial, para

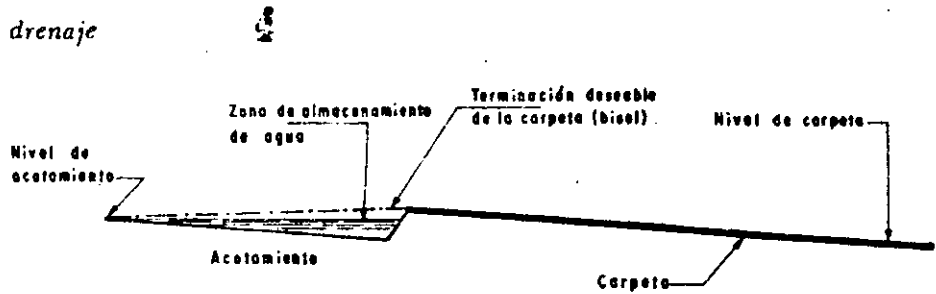


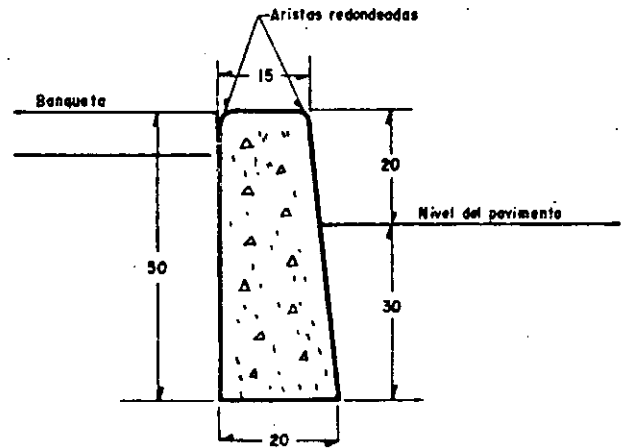
Figura XI-1. Terminación de la carpeta para evitar encharcamiento en zonas interiores de curvas.

evitar o, por lo menos, reducir el problema, que tiene su importancia práctica, pues no debe olvidarse que las eventuales renivelaciones futuras habrían de hacerse con material de carpeta, que es el más costoso.

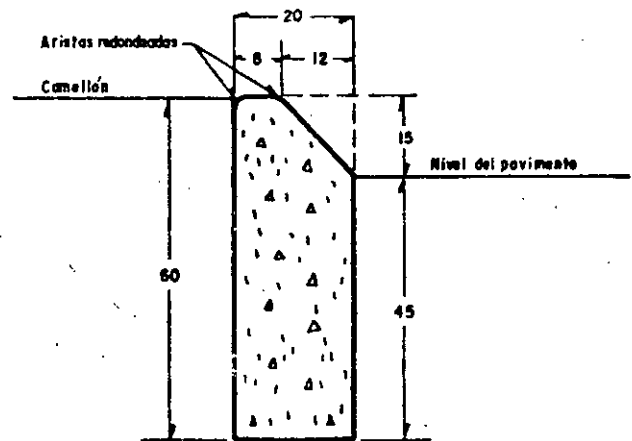
En caminos revestidos seguramente conviene que el bombeo no baje de 4% para dar muy rápida salida al agua transversalmente; en estos caminos modestos hay tendencia a transitar por la zona central, lo que provoca la formación de surcos en el revestimiento, con desplazamiento del material hacia afuera, formándose zonas de encharcamiento muy perjudiciales, si el bombeo no es fuerte.

En las autopistas de 4 o más bandas de circulación y camellón central suele ser un grave problema la acumulación en el camellón de toda el agua que se colecta en el ala más elevada de las curvas con sobre-elevación; eventualmente ha llegado a suceder que inclusive el agua rebasa el camellón que la represa, invadiendo la otra ala de la autopista; para evitar este peligro se dejan pequeñas interrupciones en el camellón, de trecho en trecho, con lo que el agua se concentra en ellas y pasa al ala opuesta. La solución definitiva de este problema es la construcción de un colector subterráneo bajo el camellón, al que pueda llegar el agua por bocas de tormenta situadas en el propio camellón y dispuestas en un tramo de longitud suficiente; el agua que se concentre en el colector subterráneo ha de ser eliminada en forma conveniente. Obviamente ésta es una solución cara, si se piensa que habría de ser aplicada en todas las curvas de la autopista. No existe una solución barata de tipo general a este problema. Cuando la conformación de la superficie de la curva es favorable, podría sustituirse el colector profundo por una caja de concreto con una sola entrada y su salida correspondiente; esto podrá hacerse pocas veces, pues la mayoría de las curvas serán amplias. Otra solución ocasional podría ser la construcción de una pequeña cuneta en el espacio del camellón, guardando todas las normas que la Ingeniería de Tránsito impondría a una depresión tal, vecina de las bandas de circulación de alta velocidad. El problema es difícil y sus efectos, muy perjudiciales para el tránsito; en cada caso deberá buscarse la solución que mejor se adapte a las condiciones geométricas.

en las orillas de las banquetas, para contener a las mismas y evitar que deslicen sobre la superficie de rodamiento; a la vez tienen la función de proteger a las banquetas contra la acción del tránsito. En las carreteras, las guarniciones se construyen con los mismos objetivos en las banquetas de los puentes, de las casetas de cobro de peaje y de pasos a desnivel y en algunos tipos de los camellones que separan las bandas de circulación de las autopistas o que se



a.- Guarnición en camellones laterales y banquetas



b.- Guarnición en camellón central

EN AMBOS CASOS:

- 1.- Dimensiones en cm
- 2.- Justas de Dilatación de cartón estallado de 0.3 cm de espesor deberán dispverse a cada 6.0m como máximo
- 3.- Concreto de  $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

### XI-3 LAS GUARNICIONES

En zonas urbanas, las guarniciones se construyen

Figura XI-2. Formas típicas de guarniciones (Ref. 1).

construyen en entronques, isletas de pasos a nivel, acétera.

Las guarniciones tienen relación con el drenaje, aunque ese no sea su objetivo principal, pues canalizan el agua que escurre en la superficie de rodamiento, guiándola hacia salidas especialmente dispuestas.

(La forma típica de las guarniciones se presenta en la Fig. XI-2 Ref. 1).

La forma trapecial se dispone para dar mayor resistencia a la sección al vuelco; el mismo objetivo se busca con la esbeltez de la sección, que permite una longitud de empotramiento conveniente.

Es práctica de algunos países colocar una verdadera guarnición enterrada entre la orilla de la carpeta y los acotamientos; se busca proteger al pavimento dándole, el confinamiento que le falta en las zonas de borde. Si esta guarnición se pinta adecuadamente, constituye un excelente medio de señalización; si la parte ligeramente sobresaliente es corrugada es una muy buena advertencia para el conductor que permite que su vehículo salga de la zona de carpeta (Ref. 1). Si se adopta esta solución, ha de prevverse desde la construcción de las capas inferiores del pavimento, adoptando las precauciones necesarias para que no impida el drenaje lateral del mismo (Ref. 2).

Las guarniciones se construyen usualmente de concreto, pero la piedra pudiera ser conveniente, si existe este material y abunda la mano de obra. La construcción presenta el problema específico del curado, que siempre será molesto y, a veces, de difícil y costosa solución en zonas en que el agua escasea mucho; generalmente se requieren 6 riegos al día. Se han empleado con éxito productos comerciales que facilitan el curado de la mezcla.

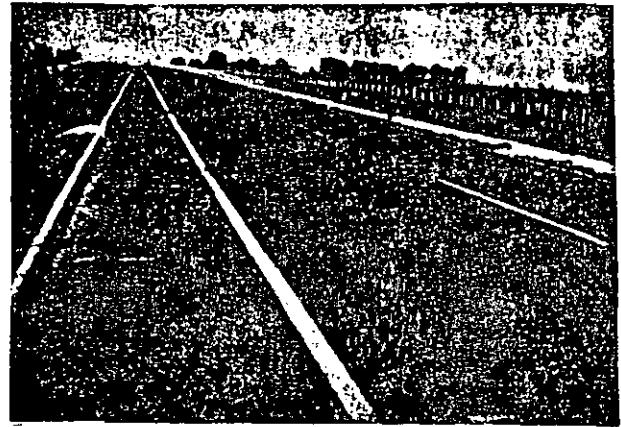
En la construcción de guarniciones de concreto se utiliza cimbra deslizante, de madera o de lámina de acero, siendo preferible las últimas por ser más fáciles de manejar y más durables, además de que logran mejor acabado en la guarnición.

Conviene siempre vibrar el concreto.

Se ha dicho en algunas ocasiones que la guarnición, sobre todo si es relativamente alta puede constituir un obstáculo psicológico para el tránsito, lo que produce un efecto de canalización que reduce los anchos efectivos; por este concepto, no conviene que sobresalgan más de 15 ó 20 cm.

#### XI-4 LOS BORDILLOS

Los bordillos son estructuras que se colocan en el lado exterior del acotamiento en las secciones en tangente, en el borde opuesto al corte en las secciones en balcón o en la parte interior de las secciones de terraplén en curva. Son pequeños bordos que forman una barrera para conducir el agua hacia los lavaderos y las bajadas, evitando erosiones en los taludes



Vista de un bordillo.

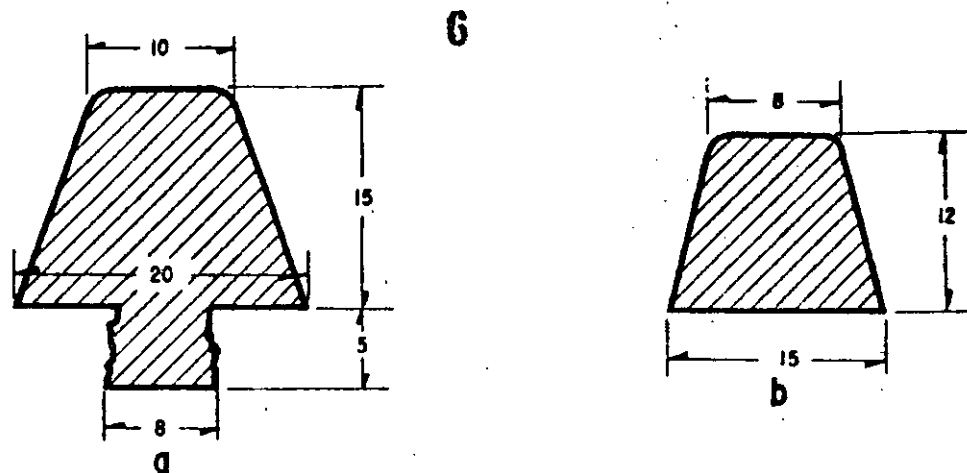
y saturación de éstos por el agua que cae sobre la corona del camino (Ref. 1).

La práctica mexicana utiliza generalmente bordillos de sección trapecial, de concreto asfáltico o hidráulico (Fig. XI-3. Ref. 1).

El anclaje que muestra el bordillo tipo a lo fija muy adecuadamente al material del acotamiento, protegiendo el alineamiento; el anclaje no se construye continuo, sino intermitente, por ejemplo, en pequeños tramos de 8 ó 10 cm cada 6 m. Seguramente el bordillo del tipo b es el que con más frecuencia puede verse en las carreteras mexicanas.

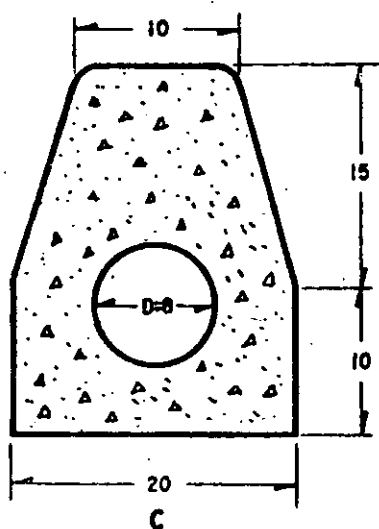
La altura del bordillo debe ser suficiente para que no sea rebasado por el agua almacenada, pero no debe rebasar ciertos límites, arriba de los cuales crea una sensación psicológica de confinamiento que es inconveniente para el vehículo que ha de estacionarse en el acotamiento o eventualmente circular por él; los bordillos demasiado altos también pueden impedir la apertura de puertas de los vehículos estacionados. Seguramente no debe pasarse de 25 cm en la altura de los bordillos, pero funcionarán muy bien en la gran mayoría de los casos estructuras con 12 ó 15 cm.

Para la construcción de los bordillos se utiliza preferentemente el concreto asfáltico o el hidráulico; podría pensarse en utilizar la piedra en donde exista y se desee el empleo masivo de mano de obra. En la construcción de bordillos de concreto asfáltico o hidráulico ha de emplearse cimbra metálica o de madera, a no ser que se disponga de máquinas especiales, que permitan la construcción en forma mucho más expedita de lo que permite el empleo de cimbra, que da lugar a operaciones lentas y caras. Las máquinas especiales tienen un molde de la estructura que es alimentado del material correspondiente por un tornillo sin fin; en estos casos es esencial vigilar la velocidad de avance de la máquina, que define la consistencia estructural y el buen acabado de la obra. En el uso del concreto asfáltico es también muy importante un adecuado control de la temperatura; valores elevados de ésta conducen a obras sin la debida liga, que se desintegran, en tanto que temperaturas



Bordillo con anclaje

Bordillos de concreto asfáltico, elaborado con material pétreo de tamaño máximo de 3/4" y cemento asfáltico No.6 en proporción aproximada de 100 kg/m<sup>3</sup> de material pétreo



Bordillos de concreto hidráulico, con  $f'_c = 150 \text{ km/cm}^2$

Todas las dimensiones están en centímetros

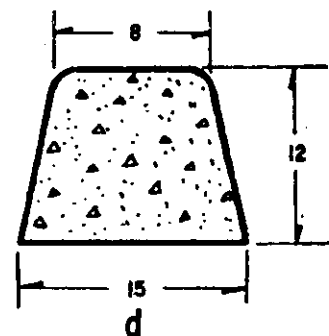


Figura XI-3. Tipos de bordillos comunes en la práctica mexicana (Ref. 1).

bajas producen estructuras poco consistentes, por manejarse un producto de excesiva viscosidad. Ciento treinta grados centígrados es quizá un valor recomendable para la temperatura, en condiciones normales (Ref. 1).

Especialmente los bordillos de concreto hidráulico requieren juntas de expansión, que suelen disponerse cada 10 m. En este mismo material deberá cuidarse especialmente el curado.

La tabla XI-1 (Ref. 1) proporciona los límites entre los que debe mantenerse la curva de distribución granulométrica del material pétreo que se incorpore a la planta en la que se fabrique el concreto asfáltico para bordillos.

El gasto que debe esperarse para ser canalizado por un bordillo puede calcularse en función del área drenada (entre lavaderos), de la precipitación máxima por hora y de la duración de ésta.

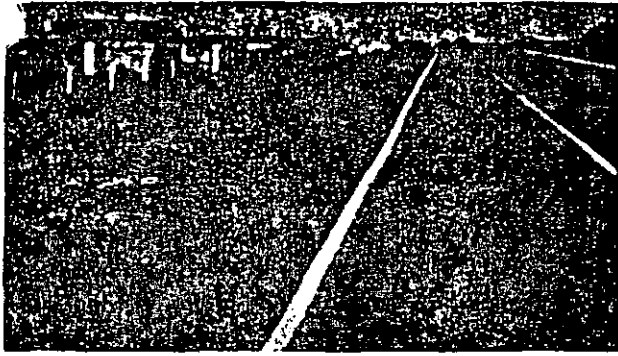
TABLA XI-1

Requerimientos granulométricos de materiales pétreos utilizados en el concreto asfáltico para bordillos, según la práctica mexicana (Ref. 1)

Malla	% que pasa, en peso
3/4"	—100
1/2"	100-85
3/8"	100-75
Nº 4	80-60
Nº 8	60-45
Nº 50	30-18
Nº 200	15-5

Al aumentar la pendiente longitudinal de la carretera aumenta la velocidad de escurrimiento del agua confinada por los bordillos y, por consiguiente,





Acotamiento, bordillo y terraplén bien vegetado.

disminuyen el requerimiento de área hidráulica, el tirante y el ancho de la lámina de agua. Todos los anteriores son efectos deseables y contribuyen a fundamentar el criterio de que es siempre conveniente que exista algo de pendiente longitudinal en las carreteras. Los efectos anteriores también se favorecen si el coeficiente de rugosidad de los acotamientos es bajo, lo que conduce a la conveniencia de tener un buen acabado superficial en esas zonas. Por otro lado cabe comentar que el tirante o el ancho de la lámina que escurre confinada por el bordillo son funciones muy poco sensibles a la pendiente longitudinal, de manera que bastará disponer un pequeño valor de este concepto en la vía terrestre para ser garantizado un escurrimiento adecuado. La Ref. 3 contiene una exposición bastante completa de los métodos para el análisis hidráulico de los bordillos, tema que se considera fuera de la esfera de interés de este libro.

La liga entre los bordillos y los lavaderos o bajadas que finalmente eliminan al agua de la corona de la vía debe ser motivo de atención, para el mantenimiento eficiente del sistema; a este respecto conviene deprimir ligeramente la superficie del acotamiento cerca de la entrada de los lavaderos. En algunos países de Europa se construyen los bordillos en forma de L, siendo la parte vertical el bordillo propiamente dicho y la horizontal, de unos 50 cm, parte del acotamiento, si esta última se maneja con una pendiente adecuada puede llegarse prácticamente a la construcción de una cuneta, con base en la cual es muy fácil canalizar convenientemente el agua y establecer una liga muy adecuada con lavaderos y bajadas. El uso de una sección como ésta es caro y seguramente sólo se justifica en caminos importantes, en zonas excepcionalmente lluviosas y cuando se utilizan materiales muy erosionables.

Lo usual es unir el bordillo con los lavaderos por medio de dos curvas, confinando la zona deprimida del acotamiento. La curva correspondiente al lado de arriba del bordillo respecto al lavadero suele hacerse más amplia que la de aguas abajo, para facilitar el paso del agua.

Como todas las obras complementarias de drenaje los bordillos no deben verse como soluciones rutina-

rias de uso indiscriminado, sino sólo proyectarse en donde realmente sean necesarios. En principio un bordillo es un obstáculo a la rápida eliminación del agua en la dirección transversal; por ende resultará contraproducente desde este punto de vista. Sólo deberán utilizarse, por lo tanto, en aquellos lugares en que el escurrimiento del agua sobre los terraplenes cause trastornos, porque el material que forme los taludes sea realmente erosionable y esté desprotegido. Es importante considerar que la protección con vegetación en los taludes de los terraplenes es una alternativa a la construcción de bordillos, pues materiales bien protegidos por especies vegetales ya no se erosionan. Otra protección que puede hacer innecesarios a los bordillos es la que se obtiene en forma natural en terraplenes muy bajos (menos de 1.50 m de altura), es los que el agua no puede alcanzar velocidades erosivas. Finalmente, otro factor a ponderar será evidentemente la intensidad y duración de los periodos de precipitación pluvial.

La conservación de los bordillos es costosa. En ocasiones, llega a ser innecesaria, cuando los taludes se vegetan suficientemente con el tiempo; en tales casos los bordillos deberán eliminarse.

## XI-5 LOS LAVADEROS

Los lavaderos son canales que se conectan con los bordillos y bajan transversalmente por los taludes, con la misión de conducir el agua de lluvia que escurre por los acotamientos hasta lugares alejados de los terraplenes, en donde ya sea inofensiva. En general son estructuras de muy fuerte pendiente y en esta circunstancia radica la mayoría de los peligros que los aquejan.

Cuando se disponen en los caminos están sobre los terraplenes, sobre los lados en terraplén de cortes en balcón (generalmente a la entrada y a la salida) o en los lados interiores de curvas, cuando corresponden a secciones también en terraplén. En tramos en tangentes suelen disponerse cada 60 ó 100 m, pero esta separación puede ser variable, dependiendo de la pendiente longitudinal de la vía terrestre y del régimen de precipitación pluvial en la zona. La Fig. XI-4 (Ref. 1) muestra la planta típica de un lavadero construido en mampostería, un corte según su eje longitudinal y una perspectiva de su disposición en una carretera.

La capacidad del umbral de entrada del lavadero dependerá de la separación entre ellos, del gasto total que escurre por el bordillo y del tirante en una sección inmediatamente antes del umbral. Izzard (Refs. 3 y 4) proporciona la siguiente fórmula para el cálculo de la longitud del umbral de entrada al lavadero, que toma en cuenta el cambio brusco de dirección que ha de sufrir el agua en ese lugar:

$$L_u = \frac{Q}{0.386 (a + y)^{3/2}} \quad (11-1)$$

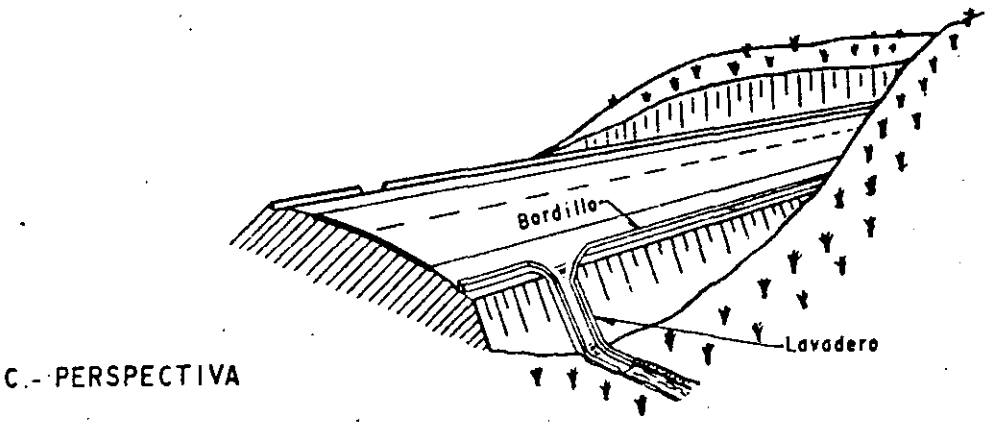
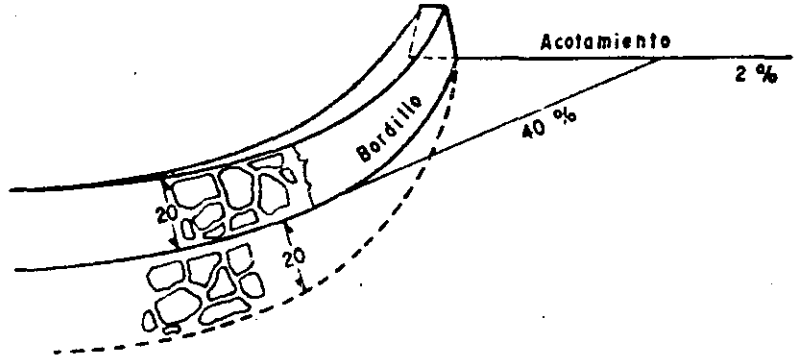
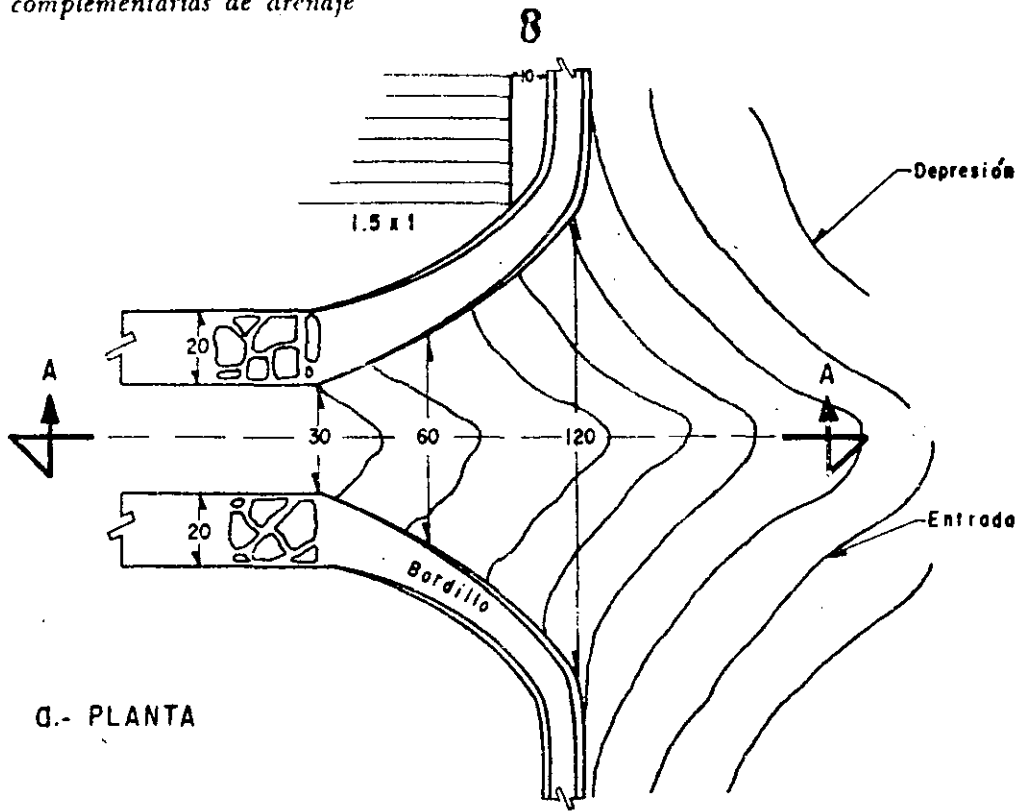


Figura XI-4. Lavadero (Ref. 1).



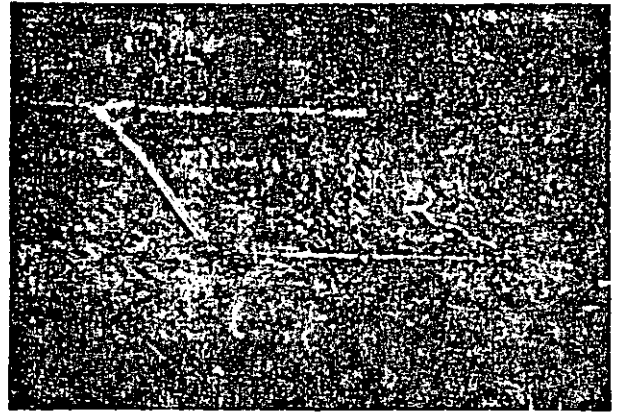
Un lavadero de mampostería, con plantilla de acero, en correcto funcionamiento.

donde:

- $L_u$ , es la longitud del umbral de entrada al lavadero; en m.
- $Q$ , es el gasto que llega al lavadero y ha de descender por él, en  $m^3/seg.$
- $a$ , es el desnivel entre el acotamiento y la sección más deprimida del umbral de entrada al bordillo, en m. Generalmente es del orden de 0.06 m.
- $y$ , es el tirante de escurrimiento sobre el acotamiento, en una sección próxima al umbral de entrada, en m.

Por lo difícil que es de lograr que todo el gasto que baja confinado por el bordillo sea captado por el lavadero, dado el brusco viraje que el agua ha de hacer, es usual aceptar que únicamente entre el 80 y 90 % del agua sea captada.

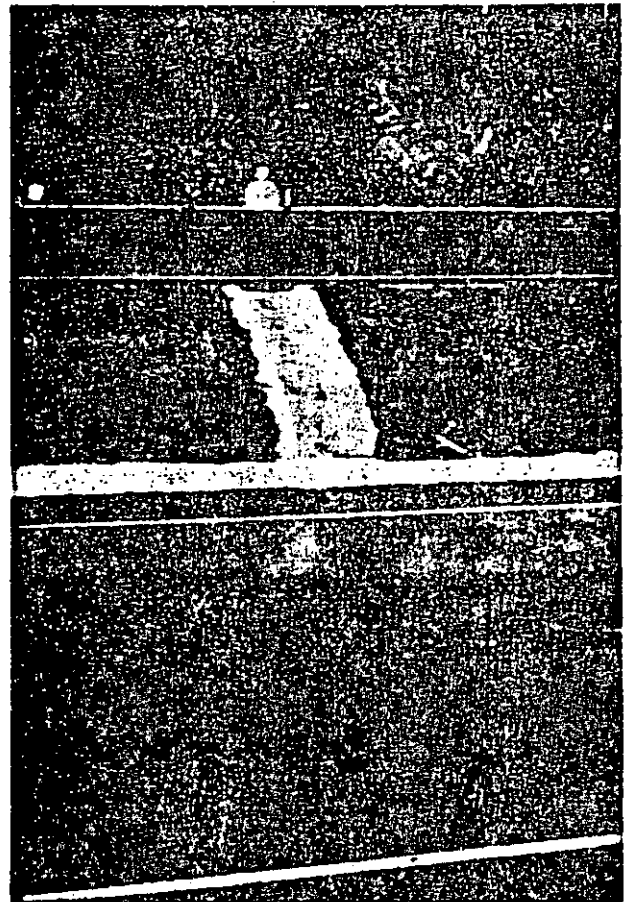
A despecho de la fórmula anterior, lo común es que las entradas de todos los lavaderos sean iguales, con capacidades de descarga muy similares, manejándose las diferentes necesidades de captación más bien con base en la separación entre lavaderos. Si  $L$  es la longitud del umbral de entrada del lavadero elegida como estándar y  $L_u$  es la longitud necesaria para



Integración de un lavadero a los sistemas generales de drenaje.

captar todo el gasto que llegue, la Fig. XI-5 (Ref. 3) proporciona la porción del gasto total que es capaz de captar la entrada de longitud  $L$ ; en la figura se denomina  $Q$  al gasto total que llega y  $Q_c$  al gasto captado.

En la Fig. XI-6 (Ref. 3), complementaria de la anterior, puede calcularse la longitud necesaria en la entrada del lavadero ( $L_u$ ) para captar todo el gasto  $Q$  que llega a ella.



Un lavadero instalado en la zona central de una autopista con bandas separadas.

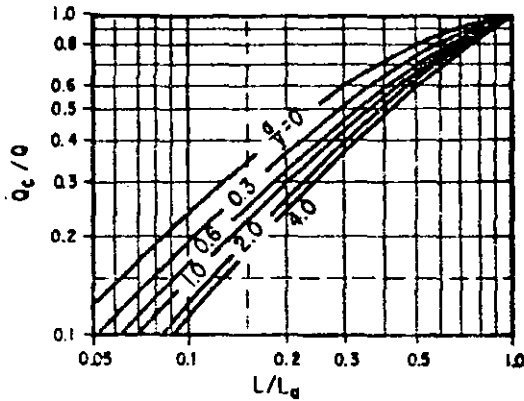


Figura XI-5. Porción del gasto total que es capaz de captar una entrada de lavadero de longitud L. (Ref. 3).

En las Figs. XI-5 y XI-6, a y y (ye) tienen los sentidos que se describieron en relación a la fórmula 11-1. El lavadero propiamente dicho es la rápida revestida que va desde el umbral de entrada en la parte alta del terraplén hasta los ceros del mismo o, yendo aún más adelante, hasta donde se efectúe la descarga final del agua para que ésta sea inofensiva. Es usual que la bajada tenga una sección estándar (Fig. IX-4) y el dimensionamiento hidráulico se hace verificando, a partir del gasto de entrada, la altura en los

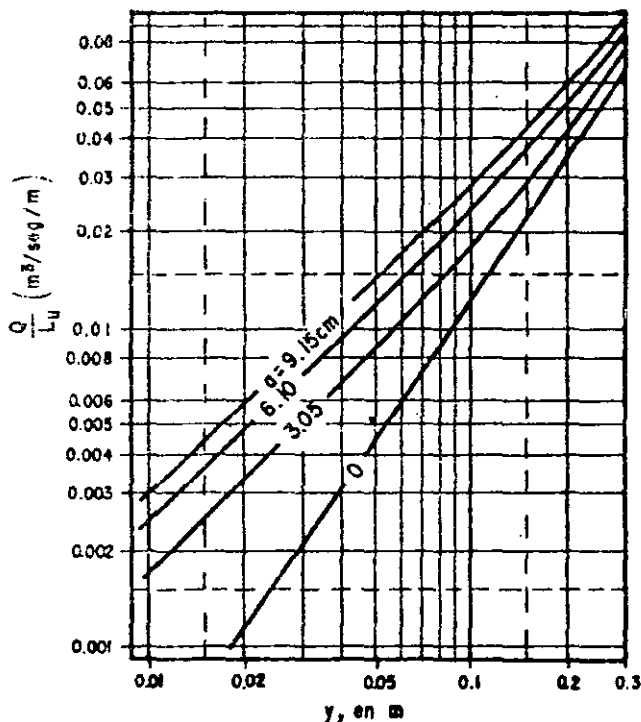
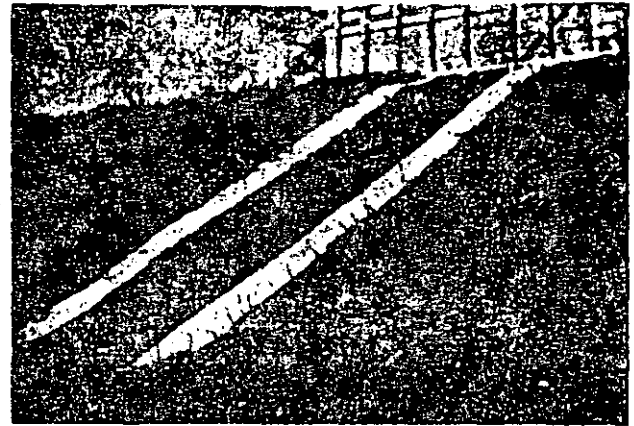


Figura XI-6. Longitud de entrada a un lavadero para captar todo el gasto de llegada (Ref. 3).

10

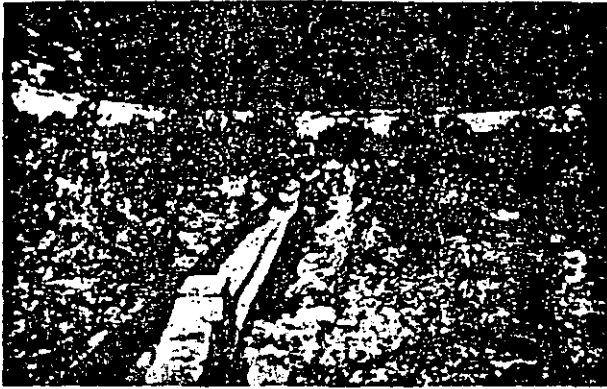


Lavadero de mampostería sin adecuada protección de salida.

bordos del lavadero. En la Ref. 3 se mencionan los criterios para efectuar este diseño hidráulico.

Las fuertes velocidades con que el agua baja por el lavadero harían en principio necesaria la construcción de una caja disipadora de energía al pie del mismo, con objeto de evitar erosiones del propio lavadero al pie del terraplén; la alternativa sería la prolongación del lavadero en un abanico de amortiguación y en la longitud suficiente. La construcción de la caja disipadora sería quizá todavía más imperativa si en lugar de utilizar bajada abierta se proveyese al lavadero de un tubo de caída. Una solución tan completa desde el punto de vista hidráulico resultaría demasiado costosa, por lo que desde las primeras investigaciones sobre estos temas se procuró hallar otra solución diferente que amortiguase la energía adquirida por el agua en la bajada a menos costo; la solución parece ser dar gran rugosidad a la plantilla del lavadero provocando un flujo de bajada fuertemente turbulento, con arrastre de aire en la vena líquida, lo que parece reducir la energía de la bajada en forma suficiente. La mampostería muy rugosa o el escalonamiento de la plantilla parecen producir muy buenos resultados. De todas maneras, cuando la altura del terraplén es grande y el gasto que se elimina de consideración, subsiste el problema de la erosión a la salida del lavadero, en el pie del talud, donde pueden producirse erosiones muy peligrosas, que en añadidura son remontantes y pueden conducir a la destrucción de la obra. En estos casos será imprescindible que el ingeniero responsable ejerza una vigilancia especial, construyendo obras de disipación y encauzamiento donde se vean necesarias.

La rugosidad necesaria en la plantilla puede incrementarse también colocando piedras ahogadas parcialmente en el concreto, cuando los lavaderos se hacen con este material. Los detalles del funcionamiento hidráulico de estas plantillas rugosas pueden verse también en la multicitada Ref. 3. De la misma se extrae, como norma de criterio la Fig. XI-7, que pro-



Defecto de andaje en un lavadero metálico.

porciona las velocidades permisibles para el pie del lavadero de plantilla rugosa, en función del material del terraplén, del que constituya el terreno natural en el lugar de la descarga o de la protección que se haga en dicho lugar.

Es interesante hacer notar que los cálculos hidráulicos parecen concluir (Ref. 1) que la velocidad máxima que el agua alcanza en los lavaderos de plantilla rugosa se produce a muy corta distancia del umbral de entrada, por lo que la vigilancia en lo que respecta a la erosión al pie de la estructura deberá centrarse más bien con base en los materiales que existan en el lugar de descarga, ejerciéndose en forma prácticamente independiente de la longitud del lavadero.

Un punto importante en la construcción de los lavaderos es darles suficiente estabilidad dentro del cuerpo del terraplén, por lo que suelen hundirse en éste, llegando la corona de sus muretes de borde al nivel del material del talud. La práctica de la colocación directa del lavadero sobre el talud debe verse siempre como inadecuada.

Los lavaderos se construyen muy frecuentemente de mampostería con junteo de lechada de cemento en proporción 1:4. También se hacen de concreto, como se dijo y, finalmente, se construyen de media sección de tubo de lámina galvanizada corrugada con juntas atornilladas; en este último caso, el tubo debe salir de una plantilla de mampostería o de concreto, cuyos materiales deberá construirse invariablemente la entrada, así como rematar en un final de bajada también de mampostería o de concreto; es muy recomendable que en zonas intermedias de su desarrollo, el tubo se amarre con silletas de mampostería.

En terraplenes muy altos puede convenir colocar los lavaderos transversal y longitudinalmente, colocando algunas secciones en la dirección longitudinal sobre la superficie del talud, para captar y eliminar las aguas que caen directamente sobre éste, formando así una verdadera retícula canalizadora.

Los lavaderos se colocan también como elementos eliminadores del agua captada por cunetas y contracunetas, estructuras de drenaje que se mencionan más adelante. En este caso se presenta una zona crítica en la unión entre ambas estructuras, pues existe entonces el peligro de que el agua se introduzca bajo

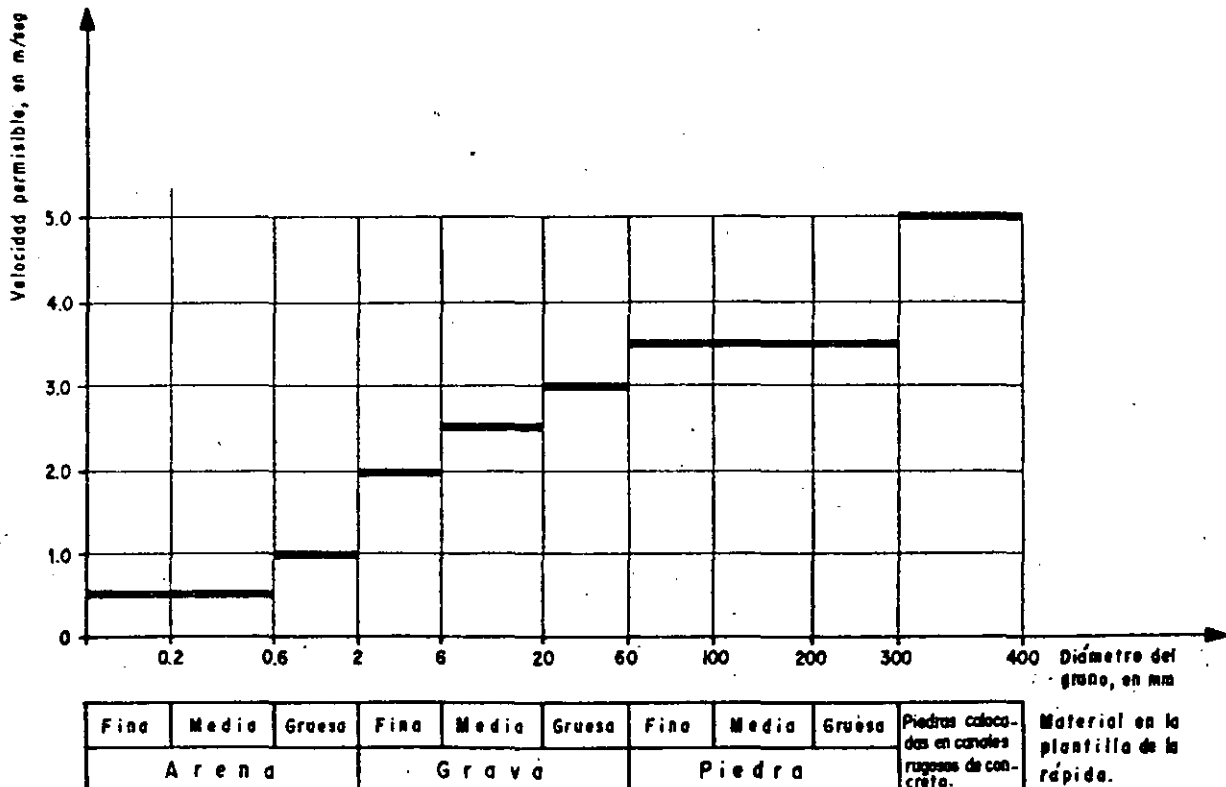


Figura XI-7. Velocidades permisibles al pie de lavaderos de plantilla rugosa (Ref. 3).



Sistema de lavaderos en un camino modesto. Nótese la buena integración a la topografía.

el lavadero, erosionando y disminuyendo su sustentación, con riesgo de falla (Ref. 5). Para evitar este peligro es recomendable que esta zona de unión sea amplia y sin quiebres y que el lavadero tenga un dentellón de entrada, para protegerlo del efecto de filtración; dicho dentellón puede tener una profundidad tan pequeña como 30 cm.

Caben respecto a los lavaderos los mismos comentarios ya hechos en relación a otras obras complementarias de drenaje. No son estructuras que deban proyectarse indefectiblemente, sino únicamente cuando se hagan realmente necesarias. Esto está ligado a la necesidad de proteger terrapienes formados por materiales erosionables y no suficientemente protegidos por otros métodos, tales como por ejemplo, la vegetación.

En carreteras de especificaciones modestas es relativamente frecuente ver que alcantarillas de tubo desembocan dentro del cuerpo del terraplén, por encima del nivel del lecho del cauce que las originó; como se comentó más adelante, es difícil concebir un caso en que ésta sea una buena práctica, pero cuando ello ocurra será indispensable dotar a la alcantarilla de un lavadero de salida o de una bajada



Lavadero destruido por falta de andaje y otras obras de defensa.

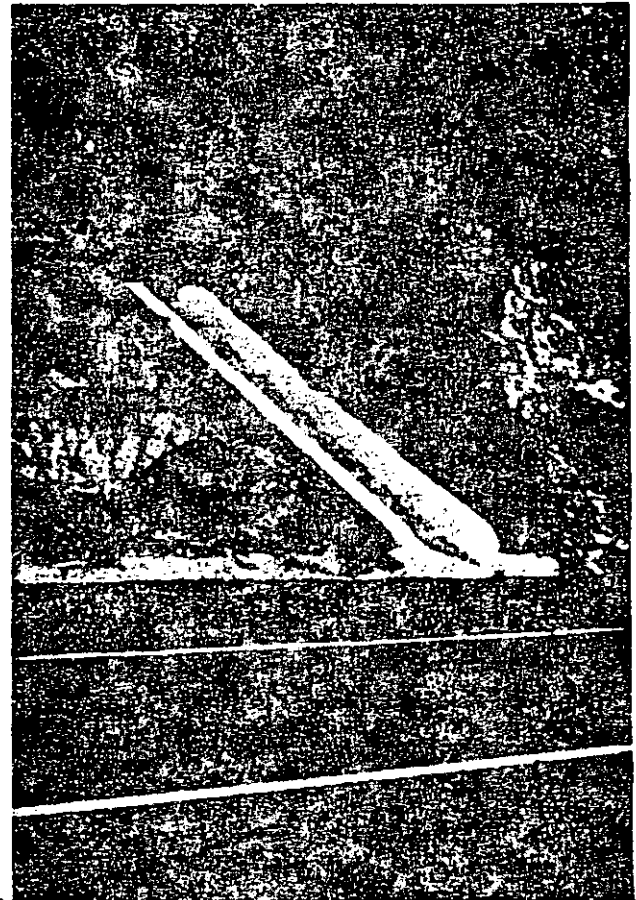
del tipo de las que se describen en el siguiente inciso de este Capítulo. El lavadero podrá entonces ser mucho más amplio que los convencionales de que hasta ahora se ha hablado; guardando los lineamientos generales que se han señalado, su capacidad hidráulica debe ser suficiente para eliminar todo el gasto de la alcantarilla.

El costo de conservación de los lavaderos es alto y la vigilancia que sobre ellos ha de ejercerse, intensa, pues es frecuente que sufran distorsiones por todos los movimientos que son comunes en los taludes de los terrapienes, aun en buenas condiciones de estabilidad.

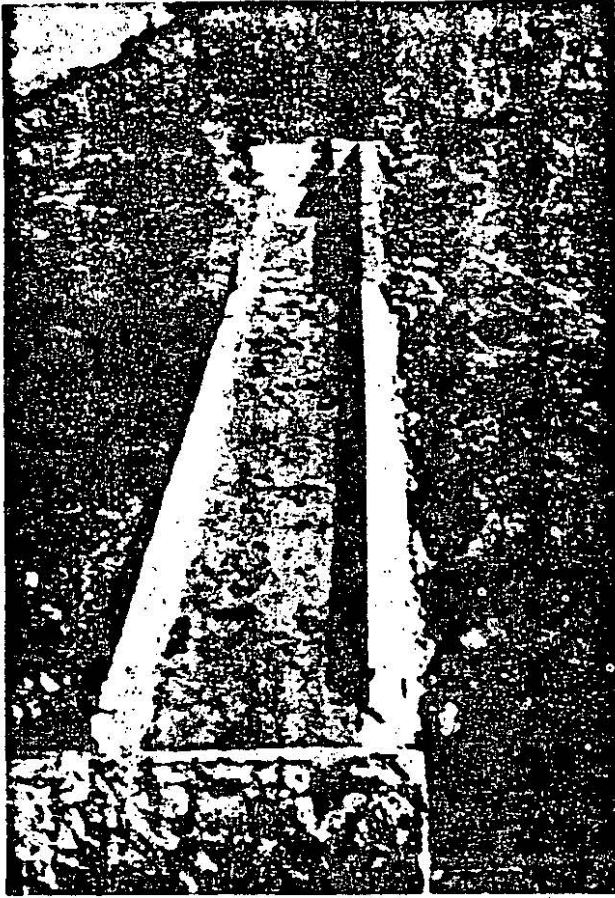
## XI-6 LAS BAJADAS

Se denomina así a estructuras de función análoga a los lavaderos, pero constituidas por un tubo apoyado en la superficie inclinada del terreno o enterrado en él. En rigor la distinción respecto a los lavaderos es un tanto de simple nomenclatura y muchos ingenieros consideran a las bajadas como lavaderos entubados.

La tubería que se ha empleado con más éxito es la de lámina, provista de alguna junta capaz de absorber pequeños movimientos por temperatura o por



Bajada en funcionamiento correcto.



Una bajada para defensa de la salida de una alcantarilla.

asentamiento del terraplén o del terreno en que se coloque el tubo.

En lugares de precipitación escasa o en donde la velocidad de escurrimiento no vaya a ser demasiado alta podrá utilizarse también el concreto hidráulico para hacer los tubos. Si se protege al concreto contra la erosión en forma efectiva podrá extenderse mucho el campo de aplicación de este material en el sentido de las velocidades crecientes. Finalmente, se ha usado también la tubería de barro vitrificado, juntada con campana. El diámetro mínimo en los tubos de la bajada deberá ser de 45 cm, pero no es difícil ver diámetros mayores, 60 cm o más, en lugares en donde se prevé la necesidad de eliminar grandes gastos.

Las bajadas tienen el inconveniente de la dificultad de inspección, que en algunas ocasiones puede llegar a obligar a la utilización de sondeos.

Uno de los usos más frecuentes de las bajadas se tiene cuando dentro de la longitud de un corte queda comprendido un talweg en el coronamiento; el agua que ahí cae no puede dejarse escurrir libremente sobre el talud del corte, porque es demasiada, ni puede ser canalizada a la cuneta por la misma razón. La bajada es la solución típica al problema, con un tubo que atraviese la corona del camino y conduzca el agua a donde no dañe.



Bajada destruida por falta de anclaje.

## XI-7 LAS BERMAS

En rigor, las bermas que ahora se mencionan ya han sido tratadas anteriormente (Capítulo VI del Volumen I de esta obra), aunque predominantemente ligadas a problemas de estabilidad de terraplenes; bajo el nombre de escalonamientos se trataron elementos estructurales similares que se construyen en los cortes, para cuidar también la estabilidad de los mismos.

Estas bermas o escalonamientos pueden cumplir también funciones de drenaje superficial, de control de aguas broncas y de conducción y eliminación; es en este sentido, como vuelven a ser tratadas en este sitio.

Las bermas construidas en los terraplenes con fines de drenaje suelen tener una relación peralte:huella en el orden de 1:1 a 1:1.5 y son de dimensiones pequeñas, verdaderos escalones; aquellos valores pueden aumentar a 1:2 ó 1:3 en las que se construyen sobre el terreno natural, para control de las aguas que bajan por él amenazando la vía terrestre, dando lugar a una estructura análoga en sus objetivos a las que se hacen en terrenos de labor en declive como protección contra la erosión (Ref. 1). Los escalonamientos en los cortes, cuando se construyen para interrumpir la trayectoria de bajada de las aguas suelen tener su relación peralte:huella gobernada por la inclinación general del corte, por lo que ésta difícilmente podrá pasar de 0.75:1 ó 1:1.

El efecto de la berma o del escalonamiento es disminuir la fuerza erosiva del agua que escurra superficialmente por los taludes de un terraplén o un corte o por el terreno natural. Estos elementos pueden encauzar más convenientemente al agua colectada si se les da una pendiente apropiada hacia lavaderos, bajadas o estructuras análogas; esta agua erosionaría de otra manera los taludes causando arrastres que provocarían problemas en las cunetas o se infiltraría en el propio talud con malos efectos sobre su estabilidad general.

Los problemas de infiltración pudieran ser graves

sobre todo en el caso de escalonamientos en cortes con materiales susceptibles y estos elementos podrían contribuir a auspiciarlos, pues es frecuente que en la dirección de su desarrollo longitudinal presenten largos trechos con poca pendiente. En estos casos, los escalonamientos deberán protegerse o no hacerse. La protección puede ir desde dar al escalón una ligera pendiente hacia el interior del corte, poniendo en ese borde interior una cuneta con pendiente suficiente para eliminar rápidamente el agua recolectada, hasta una completa impermeabilización de las huellas, incluyendo la cuneta mencionada. Esta última se ha hecho con suelo-cemento, suelo-asfalto o aún con concreto.

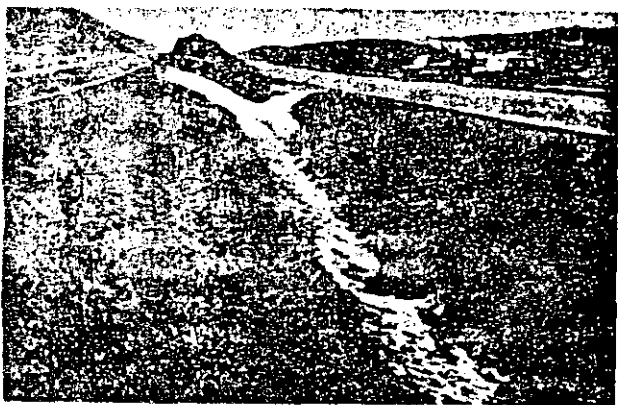
Los materiales más susceptibles a la infiltración de agua en escalones son las rocas junteadas o agrietadas, sobre todo si su echado es desfavorable a la vía y los suelos residuales que contengan estructuras heredadas en formación desfavorable; también hay suelos que por su constitución son muy susceptibles, tales como los loes o muchos suelos limosos. Son tan malas las consecuencias de la infiltración de agua en los escalonamientos formados en materiales susceptibles, que en todos los casos de duda en que no sea posible emplear una impermeabilización de completa garantía, será preferible no hacerlos.

En ocasiones se aprovechan estos escalones para plantar pequeños arbustos que una vez desarrollados protegen muy efectivamente la superficie del talud contra la erosión.

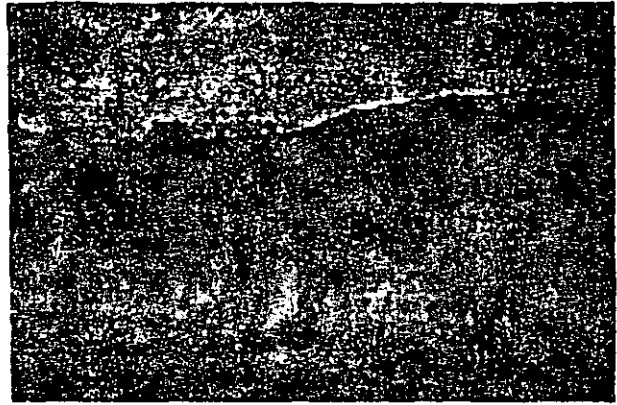
## XI-8 LA VEGETACION

Una de las más efectivas protecciones de los taludes de un corte o un terraplén o del terreno natural contra la acción erosiva del agua superficial es la plantación de especies vegetales; éstas retardan el escorrentamiento, disminuyendo mucho la energía del agua y contribuyen a fomentar una condición de equilibrio en los suelos en cuanto a contenido de agua.

Siempre que la vegetación exista, el ingeniero deberá respetarla. La deforestación sistemática, el



Protección de la zona central de una autopista con vegetación.



Protección de un talud con vegetación.

deshierbe o el desenraice excesivos en la zona de derecho de vía o en la zona de influencia de una vía terrestre deben verse como una de las peores prácticas en que es dado caer a un ingeniero constructor. Más bien sus esfuerzos deberán tender a fomentar la protección vegetal en todos sus aspectos. Cuando ésta no exista, su plantación puede contribuir a proteger muy eficazmente la vía. Como ya se ha indicado, la plantación de especies vegetales debe estar a cuidado de especialistas, que utilicen variedades apropiadas en la región, cuyo crecimiento pueda ocurrir con los mínimos cuidados iniciales.

En los taludes son especialmente útiles especies trepadoras o pastos tupidos, en tanto que para las barreras protectoras en el terreno natural suelen dar mejor resultado los arbustos.

## XI-9 LOS BORDOS

Se mencionan ahora los bordos de tierra u, ocasionalmente de mampostería, que se construyen para encauzar las aguas, sean en el terreno natural próximo a la vía terrestre, para que el agua llegue a gargantas, cauces naturales, etcétera, o sea en la entrada de las alcantarillas o puentes, con el fin de que el agua cruce apropiadamente por tales estructuras. Este segundo tipo de bordos es, con mucho, el más común y su planteamiento debe ser parte de un estudio hidrológico general que trasciende los objetivos de estos comentarios. El bordo de encauzamiento sobre el terreno natural, mencionado en primer lugar debe responder a una necesidad topográfica, generalmente conectada con la existencia de talwegs que, de no existir los bordos, vaciarían sus aguas de manera peligrosa para la vía terrestre; con el bordo, éstas se dirigen, como se dijo, hacia cualquier clase de cauce natural por el que puedan ser eliminadas sin riesgo.

Los bordos se construyen generalmente con material producto de excavación; es normal que dicha excavación se desarrolle en forma más o menos paralela al propio bordo y debe procurarse que no constituya un tajo profundo. En el caso de los bordos interceptores que se construyen aguas arriba de la



vía terrestre, por ejemplo para conducir el agua colectada por un talweg hacia una cañada, que probablemente cruzará a la vía terrestre con una obra, convendrá que la excavación se ejecute aguas arriba del bordo, dando a la plantilla del canal así formado la pendiente necesaria para que el agua que llegue a caer en él sea conducida también hacia el cauce natural; de hecho, si este canal es profundo y formal, hará innecesario al bordo y el problema se habrá resuelto con un canal interceptor, que es una solución alternativa a contemplar. Cuando el canal producto de la excavación no sea profundo, ni esté conformado o cuando la zona de préstamo no esté inmediatamente próxima y alineada con el bordo, será cuando haya de hablarse de éste.

Los bordos de tierra suelen construirse con taludes 2:1 ó 3:1, en alturas que rara vez rebasan 2 m y con un ancho de corona en el orden de los 50 cm. En muchos países es común que se construyan a mano, realizando de esta manera también una compactación elemental del material que se coloca; para ello se utilizan pisones. Si se espera que el agua se mueva con cierta velocidad a lo largo del talud aguas arriba, podrá pensarse en proteger éste con piedra o en substituir el bordo por un murete de mampostería.

Antes de construirse el bordo debe despalmarse el terreno, exclusivamente bajo él, respetando la vegetación vecina y guardando el material de despalme aguas arriba para después colocarlo, todo o en parte, sobre el talud del bordo, para fomentar su vegetación.

Los bordos que encauzan las aguas hacia alcantarillas y obras de drenaje son en general estructuras bastante más formales que los anteriores, pues han de sufrir el embate de aguas rápidas. En estos casos serán comunes las protecciones de taludes con enrocamiento, la construcción con mampostería de buena calidad y aún el uso de muros de concreto (deflectores).

En muchas ocasiones los propios taludes del terraplén de la vía funcionarán como bordos encauzadores de escurrimiento hacia obras de drenaje; estos casos han de ser cuidadosamente detectados para planear las protecciones correspondientes, con vegetación, enrocamiento, mamposterías o muros de concreto, según las velocidades que se esperen en el agua encauzada.

Los ingenieros a cargo del drenaje de los caminos descuidan a veces la descarga de las aguas colectadas y encauzadas, la cual ocurre aguas abajo de la vía terrestre. Esta descarga, en ocasiones, causa daños en terrenos de labor, pastizales y aún en caseríos. Debe tenerse muy presente que la vía terrestre al interrumpir el drenaje general de una zona con su presencia y concentrar la descarga de las aguas que la cruzan en algunos puntos aislados, puede fácilmente generar problemas hidráulicos aguas abajo en zonas en que no existían previamente. Prever y solucionar estos problemas y eliminar las aguas que perjudicarían a su obra sin perjuicios de terceros debe ser una obli-

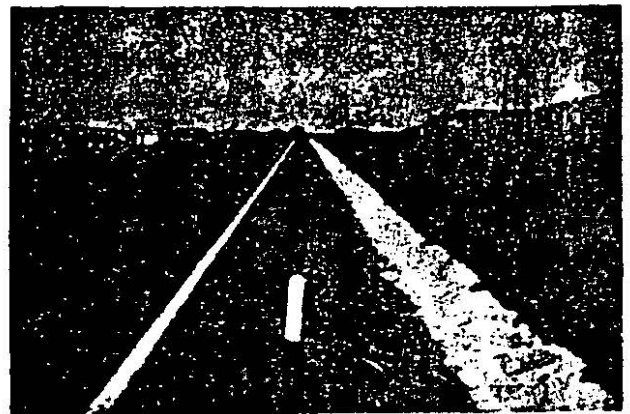
gación ineludible de los ingenieros a cargo del drenaje de la vía. Esta obligación conduce muchas veces a la construcción de bordos y canales que viertan las aguas en donde no perjudiquen a nadie; frecuentemente los bordos que han de construirse por este concepto son largos e importantes.

También pueden ser de envergadura los bordos de protección a cuya construcción obligue la presencia de un río o arroyo susceptible de erosionar, una zona de inundación o los perimetrales que han de hacerse en torno a pistas de aeropuertos que invadan terrenos pantanosos, inundables o zonas lacustres. Obviamente en todos estos casos, en que han de erigirse bordos altos, de cuya estabilidad depende en mucho la vida de la vía terrestre, habrán de emplearse recursos tecnológicos adecuados, dedicándoles un proyecto especial y cuidadoso, fundamentado por un estudio geotécnico de detalle. Los métodos para realizar tales estudios serán los mismos que se empleen en la vía terrestre que protegen, como también serán análogos los métodos constructivos.

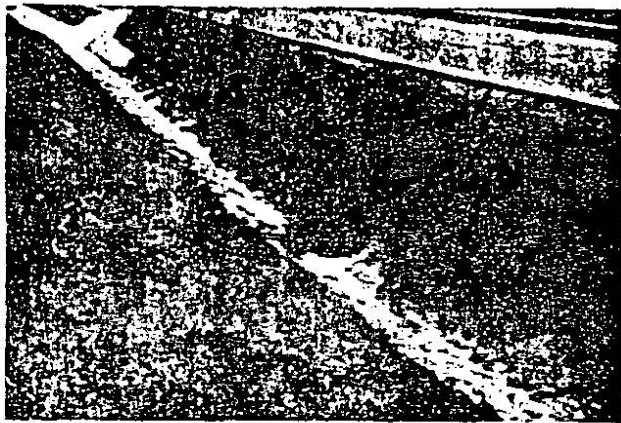
## XI-10 LAS CUNETAS

Las cunetas constituyen las obras complementarias de drenaje de uso más extendido y universal, hasta el grado de que muchos objetan su inclusión en un enlistado de obras "complementarias". Aquí se incluyen en esa categoría, considerando que dicha calificación no implica escasa frecuencia de utilización, sino tipificación dentro de un grupo de obras con objetivo común.

Las cunetas son canales que se adosan a los lados de la corona de la vía terrestre, en el lado del corte en secciones de tal naturaleza; en cortes en balcón hay entonces cuneta en un solo lado y en cortes en cajón, en los dos. La cuneta se dispone en el extremo del acotamiento, en contacto inmediato con el corte. Su situación le permite recibir los escurrimientos de origen pluvial propios del talud y los del área comprendida entre el coronamiento del corte y la contra-



Vista de una cuneta bien canalizada. Nótese también la protección de vegetación en taludes.



16

Cuneta en la zona central de una autopista.

cuneta, si la hubiere o el terreno natural aguas arriba del corte, si no hay contracunetas. También puede recibir la cuneta agua que haya caído sobre la corona de la vía, cuando la pendiente transversal de ésta tenga la inclinación apropiada para ello.

La capacidad hidráulica de la cuneta como canal define principalmente la posibilidad de cumplir su función de canalizar y eliminar con rapidez el agua que colecte. El gasto por drenar depende del área de influencia, del coeficiente de escurrimiento y de la intensidad de lluvia durante un tiempo igual al de concentración. El proyecto hidráulico de detalle (Refs. 3 y 6), que se considera, por otra parte, fuera del alcance de esta obra, se dificulta generalmente por falta de registros adecuados y suficientes de las intensidades de lluvia, que han de ser establecidas con base en información de pobladores de la región o de datos pluviométricos que existan en los lugares más próximos, todo lo cual introduce importantes elementos de incertidumbre a los cálculos que puedan hacerse.

La pendiente longitudinal mínima que debe existir en una cuneta es de 0.5 %. La velocidad con la que el agua circule sobre ella debe quedar comprendida entre los límites de depósito y erosión, ambos indeseables.

La tabla XI-2 (Ref. 7) proporciona, como norma

**TABLA XI-2**

Valores máximos de velocidades no erosivas en cunetas (Ref. 7)

Material	Velocidad (m/seg)
Arenas finas y limos	0.40-0.60
Arcilla arenosa	0.50-0.75
Arcilla	0.75-1.00
Arcilla firme	1.00-1.50
Grava limosa	1.00-1.50
Grava fina	1.50-2.00
Pizarras suaves	1.50-2.00
Grava gruesa	2.00-3.50
Zampeados	3.00-4.50
Rocas sanas y concreto	4.50-7.50



Cuneta revestida mostrando caja de entrada a una alcantarilla de alivio.

de criterio, la máxima velocidad que puede alcanzar el agua sobre los materiales que se citan sin provocar erosión.

A despecho de los altos valores señalados en el último renglón de la tabla XI-2, parece conveniente limitar la velocidad del agua en las cunetas a 3.00 m/seg en zampeados y a 4.00 m/seg en concreto (Ref. 1).

El gasto que puede eliminar la cuneta es una función muy sensible de su pendiente longitudinal, pero es dudoso que pueda exceder en ningún caso de 0.5 m<sup>3</sup>/seg (Ref. 1); valores mayores producen derrame. Como norma de criterio la tabla XI-3 (Ref. 9)

**TABLA XI-3**

Valores del gasto en la cuneta triangular de la Fig. XI-8 para distintas pendientes del camino y velocidades del agua (Ref. 9)

Pendiente del camino %	Velocidad del agua m/seg	Gasto m <sup>3</sup> /seg
1	0.63	0.11
2	0.89	0.15
3	1.09	0.19
4	1.26	0.22
5	1.41	0.24
6	1.54	0.27

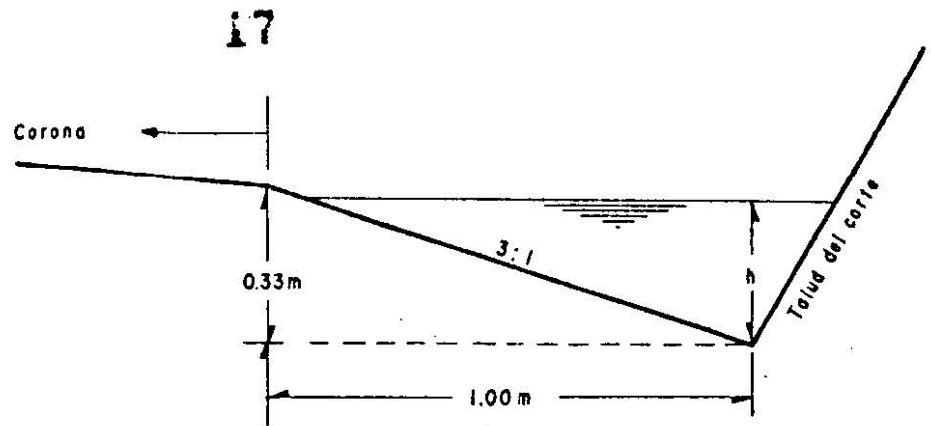


Figura XI-8. Sección triangular típica de una cuneta.

proporciona los gastos que pueden calcularse en la cuneta de la Fig. XI-8 para distintas pendientes del camino y velocidades del agua.

Las cunetas se construyen generalmente de sección trapecial o triangular. En la práctica mexicana, la triangular es con mucho la más frecuente (Fig. XI-8). El talud hacia la vía es como mínimo 3:1, preferentemente 4:1 y el del lado del corte sigue sensiblemente la inclinación de éste. Se prevé una lámina de agua de no más de 30 cm.

La sección rectangular ha sido generalmente abandonada por razones de ingeniería de tránsito, debido al efecto canalizador que produce la sensación de peligro que siente quien transita cerca de ella. Por esta misma razón, la sección trapecial se hace cada vez menos, como no sea con el borde vecino a la carretera muy tendido. La sección triangular es la más conveniente y fácil de construir; se conforma al terminar la capa subrasante y el trabajo puede hacerse con motoconformadora. Su conservación es también la más sencilla. En vías férreas, algunas de las virtudes anteriores de la cuneta triangular desaparecen, por lo que es más frecuente el uso de las otras dos secciones, si bien también se usa frecuentemente la sección triangular.

Cuando las cunetas se revisten, usualmente ello se hace con mampostería o concreto hidráulico. En el primer caso suele utilizarse mortero con proporción 1:4 (90 kg de cemento por cada metro cúbico de mampostería) y en el segundo pueden utilizarse losas coladas en el sitio o precoladas. La menor rugosidad del concreto lo hace más eficiente hidráulicamente que el zampeado de mampostería; con el concreto puede también construirse con mayor rapidez. Las losas utilizadas suelen tener alrededor de 1 m de longitud y tener juntas selladas, para evitar fugas de agua. Cabe decir que la política más usual en muchos países es no revestir las cunetas en absoluto y esto por razones fundamentalmente económicas; es también de comentar que su recubrimiento con vegetación puede constituir una magnífica protección si las velocidades del agua no son altas (1 ó 1.5 m/seg Ref. 8), aunque la capacidad hidráulica de la cuneta se vea disminuida por el correspondiente aumento en el coeficiente de rugosidad.

Los recubrimientos con suelo-cemento y suelo-asfalto se han empleado relativamente poco en la práctica mexicana y algo más en la de algunos otros países. Resultarán recomendables cuando se tengan a mano materiales arenosos, susceptibles de alcanzar una resistencia y unas condiciones de permanencia altas con contenidos relativamente bajos de material estabilizante. Proporciones de aumento del orden de 6% a 7%, en peso, y de cemento asfáltico del orden de un 4% a un 6%, también en peso, son probablemente frecuentes en la mayor parte de los trabajos prácticos. Antes de adoptar una solución de este estilo deberán ponderarse con cuidado todas las dificultades constructivas que implica, entre las que destacan el mezclado del estabilizante, los transportes y el tendido y la compactación de las mezclas; es común que los análisis económicos cuidadosos hagan ver como inconveniente el uso de productos estabilizados en casos que a primera vista parecían muy favorables. Además, ha de tenerse en cuenta que la duración de estos recubrimientos es siempre inferior al concreto y a la mampostería y que, lógicamente, los problemas de conservación son mayores. La compactación de estos recubrimientos suele hacerse con equipos manuales vibratorios.

En algunas ocasiones se han utilizado las cunetas en terraplenes (Fig. XI-9).

Se muestra una sección en curva, con la sobre-elevación correspondiente. En la corona se muestra un tipo de cuneta que se dispone en algunas ocasiones, con la función que en otros casos corresponde a los bordillos. Es posible que esta solución pueda resultar eficiente desde el punto de vista hidráulico en zonas de precipitación pluvial intensa y en carreteras de corona ancha. Por otra parte, habrá que cuidar mucho los aspectos de ingeniería de tránsito relacionados con esta práctica, que exigirán que la cuneta se construya allende el acotamiento, lo que ocasiona un ancho extra de corona; de otra manera, la interferencia con la circulación de los vehículos podría ser importante. Obviamente, esta solución exige la construcción de lavaderos o bajadas, si bien su número podría ser menor que en el tratamiento convencional a base de bordillos, por la mayor área hidráulica de la cuneta. Se ocurre que en algunos casos

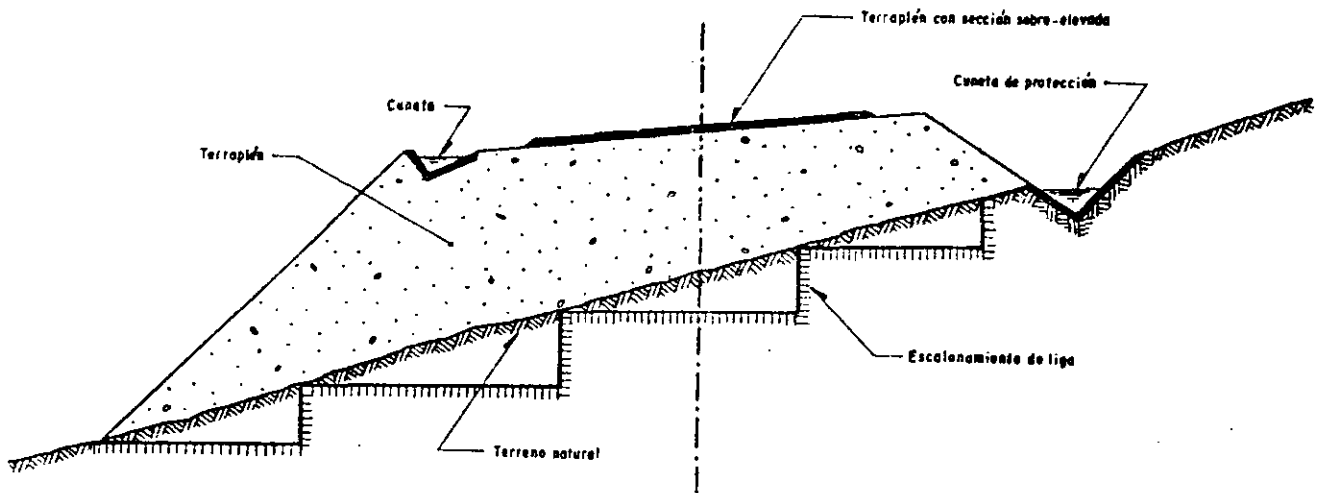


Figura XI-9. Cunetas en secciones en terraplén.

podría evitarse la construcción de lavaderos haciendo continuar esta cuneta, con la pendiente adecuada, hasta verter el agua en el terreno natural; así la cuneta ocuparía diferentes elevaciones respecto a la sección transversal a lo largo del terraplén hasta quedar alojada en su pie. De adoptar este criterio deberán cuidarse todos los aspectos relacionados con la ubicación de la cuneta en el talud, que es una zona de materiales poco compactados, susceptibles al movimiento y muy vulnerables a la acción del agua. También deberá notarse que las cunetas que se alojen sea en la corona del terraplén o en su talud requerirán ser sistemáticamente recubiertas de concreto.

La misma Fig. XI-9 muestra otro tipo de cuneta que a veces se construye en las secciones en terraplén. Se trata de una cuneta de protección en el pie del talud aguas arriba; se pretende evitar la acumulación del agua en esa zona y la posibilidad de que se infiltre bajo el terraplén, lo que, como ya se comentó, da lugar a problemas delicados. Obviamente estas cunetas deberán también recubrirse sistemáticamente con concreto. Constituyen una solución cara, pero que pudiera ser muy conveniente en muchos casos e indispensable en muchos lugares en donde se reconstituyen zonas falladas.

Es importante la relación de niveles entre la lámina de agua en la cuneta y las capas de pavimento. La función drenante de la base hace necesario que la frontera superior de la lámina de agua en la cuneta quede por abajo del lecho inferior de la base; indudablemente también es conveniente que la lámina de

agua de referencia quede inclusive bajo el lecho inferior de la sub-base, para evitar el humedecimiento de ésta, cuando la cuneta no está revestida. La Fig. XI-10.a muestra la disposición ideal respecto a las capas del pavimento en esta situación. Si la cuneta está revestida y debidamente impermeabilizada, por el contrario no será necesario profundizarla tanto, bastando que quede su lámina de agua bajo el nivel de la base, pues ya no existirá el peligro de que el agua colectada invada la sub-base. En la Fig. XI-10.b se muestra esta situación, considerando la cuneta revestida.

Dado que el espesor combinado de la base y la sub-base es fácilmente del orden de 40 cm y frecuentemente es mayor, la disposición de la Fig. XI-10.a puede conducir a una excavación importante para conformar la cuneta, en la que se rebasa en todo el espesor de las capas superiores del pavimento lo que sería indispensable excavar para lograr la capacidad hidráulica necesaria; al considerar que el talud de la cuneta hacia la vía será por lo menos de 3:1, se llega a concluir que una exigencia como la anterior conduce a incrementar el ancho de la corona en las secciones en corte en balcón, en un metro y en las de corte en cajón, en dos metros, lo cual resultará costoso. En el caso de la cuneta revestida (Fig. XI-10.b), la exigencia anterior conduce a incrementos en el ancho de la corona del orden de la mitad de los anteriores, lo que también encarece correspondientemente la construcción. En este último caso aún sería discutible si no convendría colocar la cuneta también

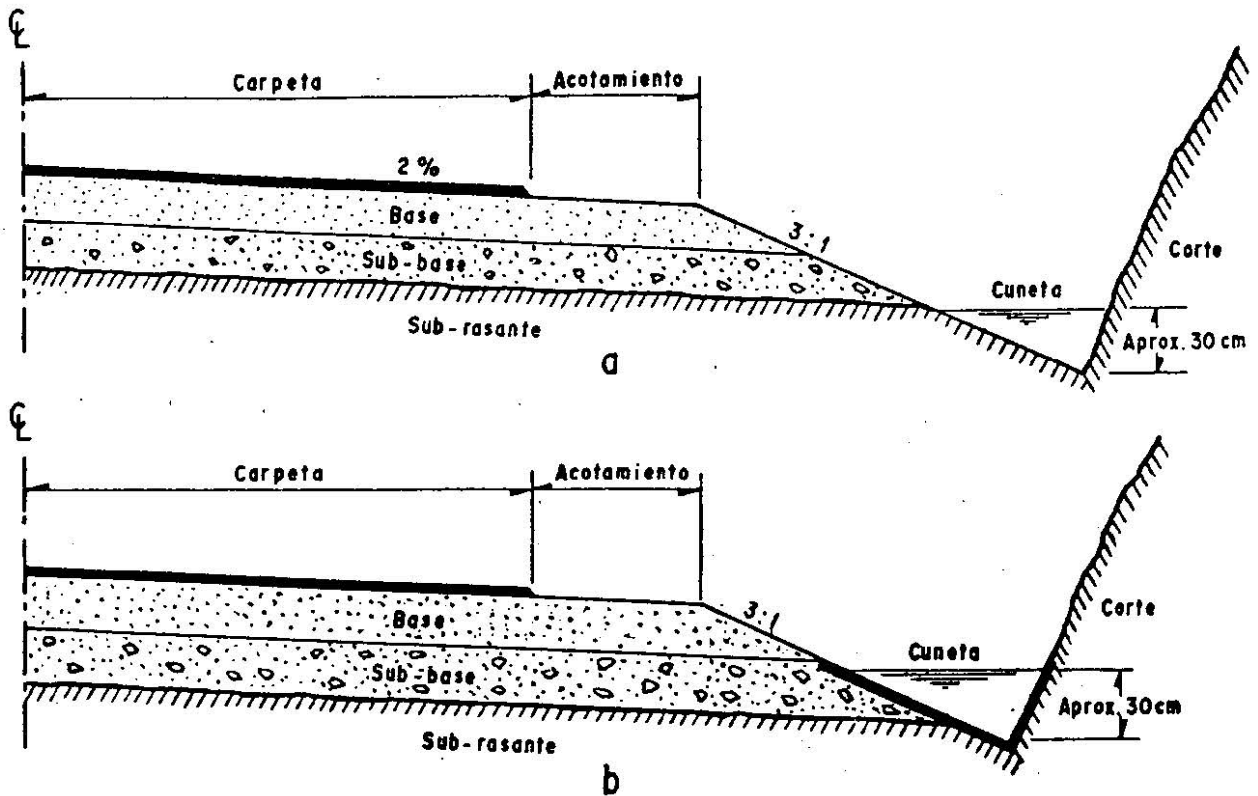


Figura XI-10. Disposición más conveniente de la cuneta, respecto al pavimento. Sección en corte, sin subdrenaje.

por abajo de la sub-base, a fin de fomentar la función drenante de esta capa.

Debido a los costos, es muy frecuente que las exigencias anteriores no se respeten. Algunos ingenieros se ven animados a esta actitud por el hecho de que consideran inconveniente el remate de una base o una sub-base al extremo del acotamiento, con talud 3:1, pero sin ningún confinamiento. Dicha objeción se ve razonable, pero no insuperable; simplemente daría lugar a la situación que, por otro lado, prevalece en todos los terraplenes y balcones. Parece más conveniente circunscribir la decisión al costo. Esto conduce a que en muchos países sea muy común ver a la cuneta, revestida o no, comenzando en el lecho superior de la base, inmediatamente al fin del acotamiento; de esta manera, la base y la sub-base quedan expuestas a la invasión del agua de la cuneta, muy especialmente cuando, como es tan normal, ésta sufra alguna interrupción por pequeños derrumbes u otras causas. Una práctica como la anterior puede producir fallas en pavimentos que de otra manera no fallarían.

Los autores piensan que es difícil tomar en torno a este problema una decisión que desemboque en una regla general; creen que la política debe definirse en cada caso, tomando en cuenta la cantidad de agua que haya de ser eliminada, la duración de estaciones lluviosas en la zona y las calidades de los materiales que constituirán el pavimento como un conjunto, es

decir, considerado desde el terreno de cimentación hasta la carpeta.

Naturalmente que si la sección en corte tiene subdrenaje lateral, el problema anterior no se presenta y todas las capas se continúan hasta el subdrén y desfogan en él. La Fig. VII-17, del Tomo I de esta obra, puede servir de ejemplo de cómo se dispone la cuneta en estos casos, encima del subdrén, junto al acotamiento y sin problemas de drenaje en las capas del pavimento.

Si alguna de las capas de pavimento ha sido proyectada específicamente como capa drenante o como capa rompedora de capilaridad (Capítulo VII del Tomo I), esta condición deberá tomarse en cuenta al reflexionar en torno a los problemas arriba planteados y llegar a la decisión que convenga. En la capa drenante siempre habrá que dejar desfogar y en la rompedora no podrá permitirse que se anegue, so pena de nulificar su función.

En las vías férreas las cunetas se disponen sistemáticamente de manera que su lámina de agua quede bajo el lecho inferior del balasto. Respecto al subbalasto caben los mismos comentarios que se hicieron para la sub-base de las carreteras, si bien ha de notarse que suele ser práctica común de los constructores de vías férreas comenzar sus cunetas a partir del lecho inferior del subbalasto respetando siempre su función drenante. Para evitar problemas de filtraciones los túneles de las vías férreas deberán llevar invariablemente cunetas, construidas con el mismo

criterio. Cuando el piso del túnel es roca o está recubierto, es frecuente que la cuneta sea una simple zanja con taludes verticales, construida bajo el balasto; también puede darse al piso del túnel pendiente de ambos lados hacia el centro, colocando ahí un tubo perforado o una simple zanja. Al no existir en las vías férreas la limitación psicológica del conductor del vehículo, que obliga a usar taludes muy tendidos en los lados de las cunetas vecinos a una carretera, los taludes de las cunetas de los ferrocarriles quedan condicionados sólo por consideraciones de capacidad hidráulica; es común verlas con taludes muy escarpados o aún verticales, lo que contribuye a paliar el problema de la profundidad de excavación en las cunetas, sin aumentar el ancho de las secciones en corte.

Especialmente en los llamados países en vías de desarrollo es práctica frecuente construir una carretera en lo que a sus terracerías se refiere, revistiéndola y abriéndola al tránsito, esperando para su pavimentación definitiva que éste se desarrolle convenientemente. Esta práctica conduce a la necesidad de construir cunetas provisionales, inclusive revestidas cuando sea necesario, por ejemplo con suelo-cemento, pues la alternativa de no hacerlas puede causar en muchos casos daños de importancia que transformen la imprescindible conformación de la sección en corte para los trabajos de pavimentación definitiva, en una verdadera reconstrucción sumamente costosa.

Durante la construcción de caminos, aún cuando vayan a pavimentarse de inmediato, es común en ciertos cortes tener que construir también cunetas provisionales para facilitar los trabajos. De hecho esta práctica se ha convertido en rutina para algunas instituciones, lo cual no se ve justificado en principio, pues seguramente no todos los cortes requerirán tales obras provisionales.

Cuando un camino originalmente revestido se pavimenta en forma definitiva no es raro que se cometa el error que se representa en la Fig. XI-11.

En ella se acepta, en primer lugar, que se ha construido la cuneta definitiva, supuesta revestida a partir del hombro de la corona, respecto a lo cual caben los comentarios ya hechos, pero el error que ahora se desea resaltar es otro. Suele ser condición que el ancho de la corona del camino revestido (nivel I) y el del pavimento definitivo (nivel II) sea el mismo; también suelen levantarse los niveles necesarios conservando en la cuneta definitiva las mismas dimensiones que se tenían en la cuneta provisional (dimensiones  $m$  y  $d$  en la figura). La combinación de estas condiciones conduce a la aparición del pequeño rellano de ancho  $s$  que se muestra en la propia Fig. XI-11. En algunos casos y cuando la cuneta se reviste con concreto puede verse que el constructor prolonga el revestimiento hasta cubrir todo el espesor  $s$ , pero en muchas ocasiones éste se deja descubierto, siendo origen de problemas de humedecimiento del pavimento, por proporcionar una entrada de agua, además de que la cuneta recubierta resultará inestable y fácil de dañarse. Sin duda resultará mejor práctica evitar el escalón  $s$ , bien sea prolongando la cuneta definitiva en lo necesario o aumentando ligeramente el ancho de la corona en el pavimento definitivo. Si la nueva cuneta no ha de revestirse, la práctica normal será prolongarla lo necesario, sin formar el escalón tantas veces citado, pues el ingeniero constructor no tendrá ya la compulsión del ahorro del concreto en el revestimiento, que es seguramente la causa de la práctica viciosa que se ha señalado.

El cuando revestir las cunetas o cuando poder ahorrarse el trabajo, que suele resultar costoso, es uno de los aspectos más apasionadamente debatidos en la construcción de las obras complementarias de drenaje. No parece posible establecer reglas generales al respecto, dado el número grande de elementos de decisión que han de ponderarse, juicio que, se comprende, no ha de contribuir a evitar discusiones. En términos generales podrá prescindirse del revestimiento cuando no sea de temer ni la erosión del

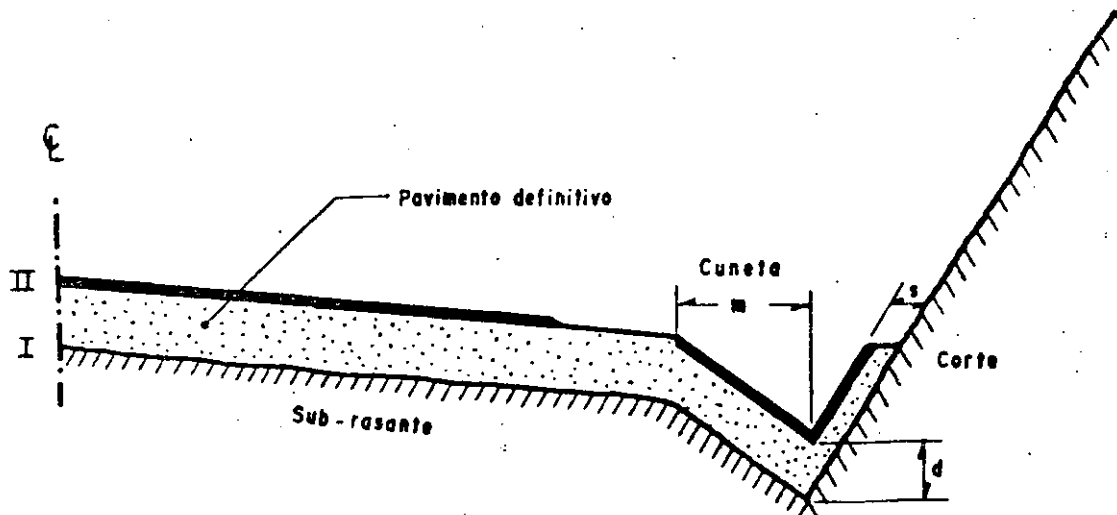


Figura XI-11. Un defecto común al convertir una cuneta provisional en definitiva.

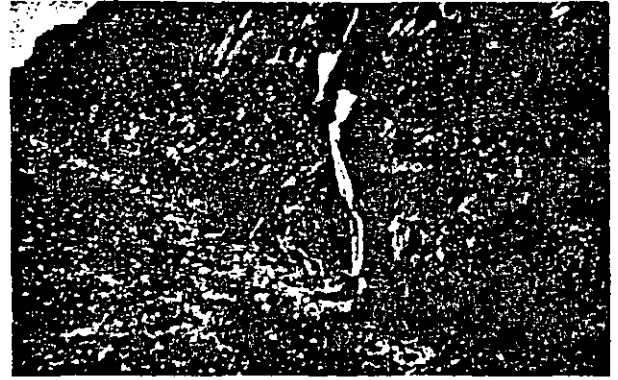
fondo de la cuneta, causada por el agua que circula, ni el humedecimiento de los materiales de las capas superiores del pavimento por el agua que eventualmente llegue a infiltrarse desde la cuneta. La primera condición indica que no deberán revestirse cunetas labradas en roca, suelos en grandes fragmentos o las que quedarán sujetas a un flujo de agua escaso o eventual, sea porque el área tributaria de la cuneta, hidrológicamente hablando, sea pequeña o porque la duración de las tormentas sea muy breve en el lugar y éstas sean esporádicas. La infiltración del agua de las cunetas al pavimento será relativamente inofensiva cuando la cama del corte sea muy permeable y cuando las capas superiores del pavimento, la subrasante y las terracerías lo sean también o cuando una base muy permeable y abierta sea la cama de un corte en roca y exista buena pendiente transversal en el lecho inferior de la base y longitudinal en el corte. Tampoco habrá necesidad de revestir las cunetas de cortes con muy fuerte pendiente longitudinal, siempre que su fondo no sea susceptible a la erosión.

Naturalmente que el enlistado anterior de casos no pretende ser exhaustivo, sino simplemente ilustrativo.

Debe observarse que algunos de los requisitos implícitos en las condiciones arriba señaladas son contradictorios; por ejemplo, los materiales muy permeables suelen ser muy erosionables, de manera que la decisión de revestir o no las cunetas debe ser producto de un balance de muchos factores generales y locales, que no siempre actúan en el mismo sentido, por lo que es natural que el punto sea debatible, independientemente de que también sea de los que dan poco margen de error, pues una mala decisión puede acarrear graves consecuencias.

En épocas recientes está tomando cierta fuerza la opinión de suprimir por completo las cunetas en los caminos pavimentados con carpetas asfálticas o con losas de concreto. En estos casos se prolonga la superficie del pavimento en todo el ancho del acotamiento, hasta el pie del corte, en donde es frecuente construir una pequeña guarnición, que no suele ser más que un realce o remate de un par de centímetros, para tener una buena liga con el talud del corte. Para facilitar la eliminación del agua que se concentra en la zona es común incrementar en el acotamiento el bombeo transversal de la sección, que si generalmente es de 1.5 ó 2 %, se hace pasar a 4 % en dicha zona. Esta práctica, combinada con una pendiente longitudinal apropiada, es suficiente, a juicio de sus defensores, para garantizar la eliminación del agua. Desde luego, una práctica constructiva tal tiene probablemente ventajas económicas en la construcción y obviamente las tiene en la conservación, pues a las costosas y engorrosas faenas de limpieza de cunetas opone la limpieza de un acotamiento, que es mucho más sencilla y puede hacerse con motoconformadora.

No parece haber aún suficiente experiencia para recomendar en forma general un criterio como el



Supresión de cunetas colocando una banquetta protegida por vegetación.

anterior, pero no cabe duda de que no carece de cierta lógica y de que se ve muy atractivo en algunos casos particulares, por ejemplo en aquellos caminos que poseyendo cunetas han de ser ampliados en ancho de sección; suprimir tales elementos contribuye al nuevo ancho de una manera muy tentadora. Tampoco parece haber duda de que se ha abusado de la construcción de cunetas, que se ha transformado en algo excesivamente rutinario, al grado que no es raro verlas en cortes en balcón, del lado del corte, en secciones en curva con sobre-elevación hacia el terraplén, en las que seguramente el agua no tiende a almacenarse en el lado en que se ponen. Otro caso en que con frecuencia resulta conveniente eliminar las cunetas es el de cortes en cajón, cuando uno de los lados es de muy pequeña altura y exista definida tendencia a que haya agua en ese lado, por bombeo, por sobre-elevación o por otra causa, de manera que se considere necesario hacer ahí cuneta. Sobre todo si ésta ha de revestirse, puede resultar mucho más económico y conveniente eliminar el lado bajo del corte con la excavación correspondiente. El caso se ilustra en la Fig. XI-12.

Al final de su recorrido las cunetas descargan por lavaderos y bajadas a alcantarillas, cañadas, cauces naturales, etc. Ya se ha mencionado que la liga con



Cunetas revestidas en una formación susceptible de producir pequeños derrumbes que las obstruyan.

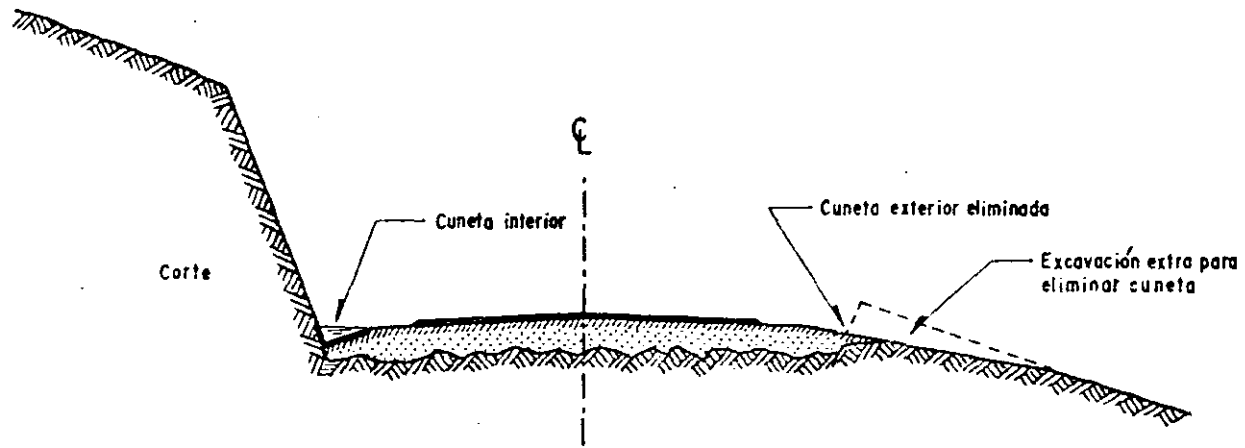


Figura XI-12. Eliminación de cunetas exteriores en cortes en cajón.

estas obras de eliminación es un punto delicado a contemplar siempre con cuidado en cada caso individual.

### XI-11 LAS CONTRACUNETAS

Se denominan contracunetas a los canales, excavados en el terreno natural o formados con pequeños bordos, que se localizan aguas arriba de los taludes de los cortes, cerca de éstos, con la finalidad de interceptar el agua superficial que escurre ladera abajo desde mayores alturas, para evitar la erosión del talud y el congestionamiento de las cunetas y la corona de la vía terrestre por el agua y su material de arrastre. (Fig. XI-13).

La contracuneta se construye a una distancia variable del coronamiento del corte y que depende de la altura de éste; se trata de que entre la contracuneta y el propio corte no quede un área susceptible de generar escurrimientos no controlados de importancia y, a la vez, de no colocarla demasiado cerca del corte, a fin de facilitar su trazo y permitir que se desarrolle sobre terreno que no se vea afectado por pequeños derrumbes que pudieran llegar a presentarse, pequeños abatimientos o trabajos de amacice que eventualmente hayan de hacerse, etc. En cortes de altura normal es frecuente que la contracuneta se encuentre a una distancia del coronamiento del corte comprendida entre la altura del mismo y la mitad de ese valor; en cortes altos, el punto más próximo de la contracuneta puede estar a unos 8 ó 10 m del coronamiento del corte.

El desarrollo de la contracuneta debe ser sensiblemente paralelo al propio corte; de esta manera el canal se va desarrollando con pendiente longitudinal. Si la loma en la que se construyó el corte es muy escarpada, un trazo paralelo podría dar lugar a pendientes excesivas en la contracuneta, por lo que en ese caso su trazo deberá ceñirse más o menos a las curvas del nivel de la superficie de la loma, alejándose los extremos de la contracuneta de la vía terres-

tre; obviamente estos extremos deberán trazarse cortando dichas curvas de nivel, de modo que el canal vaya teniendo una pendiente apropiada.

La contracuneta debe conducir el agua captada a cañadas o cauces naturales en que existan obras que crucen la vía terrestre y es normal que para evitar excesivo desarrollo del canal los extremos lleguen a tener pendientes muy considerables, funcionando como auténticos lavaderos.

La sección del canal está, naturalmente, definida por su capacidad hidráulica, a su vez, relacionada con la frecuencia e intensidad de la precipitación pluvial en la zona, el monto del área drenada y las características de dicha área en cuanto a escurrimiento del agua superficial. Las Refs. 3 y 6 proporcionan criterios para efectuar el diseño hidráulico, estimando primeramente el gasto esperado y relacionando este dato después con la pendiente, a fin de llegar a una sección hidráulica; suele ser posible realizar este análisis con varias alternativas de trazo, para poder comparar los costos a que se llega estudiando algunas posibilidades de desarrollo y la necesidad de excavación, relacionada ésta con la magnitud de la sección requerida para el canal. A despecho de lo anterior y a causa de la falta de información, que produce grandes incertidumbres en los análisis hidráulicos e hidrológicos, las contracunetas suelen dimensionarse por proyecto tipo, formando un canal de sección trapezoidal con 60 u 80 cm de plantilla y taludes conformados de acuerdo con la naturaleza del terreno; la profundidad de este canal también está normalmente comprendida entre 40 y 60 cm. En contracunetas no revestidas el talud aguas arriba debe ser más tendido para evitar erosión, pero esta distinción se hace menos necesaria si se usan revestimientos. Cuando se construyen excavando un canal, las contracunetas se excavan a mano o con equipo ligero (zanjadoras, tractores livianos, conformadoras, etc.); el material producto de la excavación debe de colocarse aguas abajo de ella (por lo menos a 1 m) o, lo que generalmente es mejor, debe retirarse.

En algunas ocasiones se han construido las con-



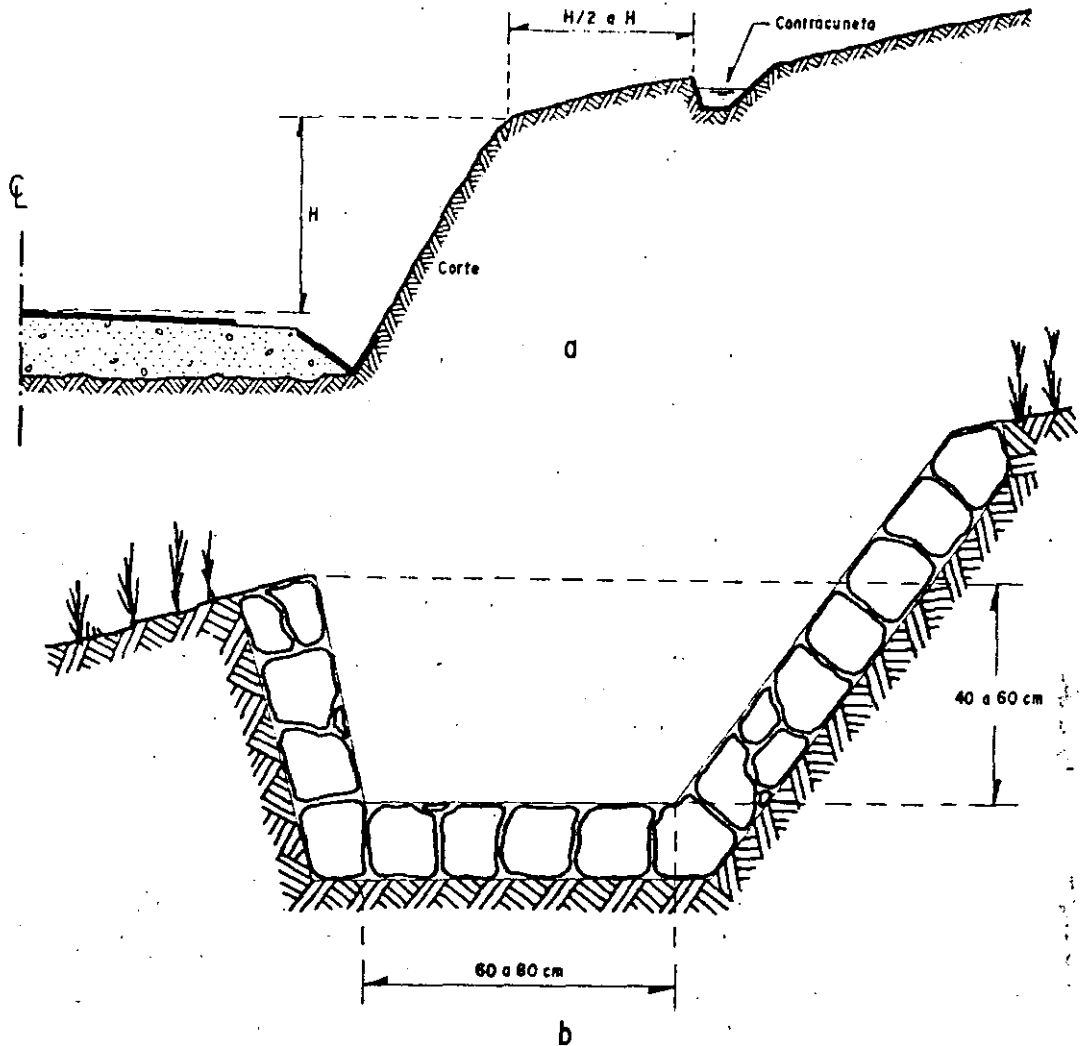


Figura XI-13. Contracuneta.

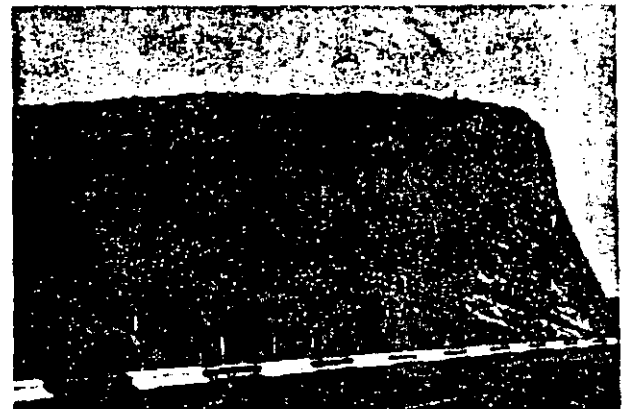
tracunetas formando un pequeño bordo, con material seleccionado de algún préstamo o con material producto de una excavación hecha en el mismo lugar, en cuyo caso ésta deberá efectuarse aguas arriba del bordo que se forme. Dicho bordo deberá situarse sobre

un pequeño despalme y estar formado por materiales apropiados y debidamente compactados.

Es norma relativamente común formar las contracunetas directamente en el terreno natural, sin revestirlas; sobre esta norma se harán comentarios en párrafos subsecuentes. Cuando las contracunetas



Una contracuneta bien impermeabilizada y complementada adecuadamente por escalonamiento en el corte.



Una gran contracuneta no revestida.



Fallas en corte propiciadas por contracunetas no revestidas.

se revisten, suelen usarse los mismos materiales que se mencionaron para el caso de las cunetas. En este caso las operaciones necesarias para el revestimiento se complican por la necesidad de llevar los materiales a los lugares elevados en que han de emplearse. Todos los criterios que suelen manejarse para definir si una contracuneta debe o no ser revestida son análogos también a los que se mencionaron para el caso de las cunetas, como también lo son todas las consideraciones en que tales criterios se fundamentan, tales como, por ejemplo, la información contenida en la tabla XI-2. Las contracunetas presentan el caso especial de sus tramos extremos, de muy fuerte pendiente, en los que el uso de revestimiento suele ser mucho más frecuente e indiscutido.

Precisamente el aspecto del revestimiento de las contracunetas es el que da lugar a prácticas tan inconvenientes, que llega a ser razonable muchas veces el preguntarse si estas obras complementarias deben emplearse en absoluto. Por razones de costo, los ingenieros de vías terrestres tienden, como es natural, a no revestirlas casi nunca o nunca y en tal caso se llega a producir en la corona del corte una sección en la que se desarrolla una zanja permeable. Si el suelo del corte es arcilla relativamente permeable o suelo constituido por mezclas susceptibles a los cambios de humedad, esta zanja permite entrar agua al cuerpo del corte, con las consecuencias ya discutidas otras veces; por esta razón no es raro ver que en carreteras o vías férreas en que se han usado contracunetas no revestidas, el trazo de éstas es precisamente el inicio de la superficie de falla en la corona del corte, superficie que probablemente no se hubiera formado de no existir la obra complementaria de drenaje.

Es prácticamente seguro que puede afirmarse que en todos los casos en que la contracuneta pueda ser útil o necesaria, o se pone revestida o será preferible no ponerla, pues los riesgos que implica colocarla en una mala condición (la eventual falla total del corte) superan con mucho a sus posibles beneficios (proteger la superficie del talud de erosiones y a las cune-

tas o a la propia corona de invasión de aguas no controladas). Una mala contracuneta conduce muy probablemente a un gran derrumbe; el no ponerla allí donde era necesaria, produce un tramo de mal comportamiento, susceptible de ser fácilmente detectable y corregido por varios métodos, incluyendo la construcción de una buena contracuneta.

Las reflexiones anteriores incluyen condicionantes en cuanto a la necesidad de construir contracunetas y es que, en efecto, pocas veces una obra complementaria se prodiga rutinariamente en tantos casos en que es inútil o muy poco útil y ello a pesar de su alto costo.

El criterio para definir la necesidad de contracunetas ha de basarse en consideraciones topográficas y de la naturaleza de los materiales que formen los cortes, los terraplenes vecinos y el terreno natural en la zona en estudio. La topografía define en mucho los escurrimientos que sea dable esperar sobre el talud; por ejemplo, en lomas muy pendientes hacia las cañadas que las limiten lateralmente, será de esperar que la gran mayoría de su escurrimiento superficial reconozca tales pendientes, ocurriendo por consecuencia paralelamente a la vía terrestre y no hacia ésta; allí no se precisarán contracunetas, muy especialmente si el terreno está vegetado o es superficialmente poco permeable, como suele suceder. En otras ocasiones, la topografía hace que la cuenca de captación sobre la corona del corte sea realmente muy pequeña. Naturalmente, la pendiente de esa cuenca también ha de considerarse.

La naturaleza de los materiales por proteger es determinante. Muchas veces es posible ver contracunetas construidas en zonas de suelos muy resistentes a la erosión o muy bien protegidos; los autores han visto contracunetas trabajosamente labradas sobre cortes en roca sana que no tenían problemas especiales de escurrimiento.

En resumen, será preciso pensar en la conveniencia de construir contracunetas, en primer lugar, en aquellos cortes no protegidos por una topografía apropiada, vale decir en los hechos en laderas y lomas con pendiente sostenida hacia la vía terrestre en extensiones grandes, que ofrezcan áreas de captación de lluvia de consideración y, en segundo, en los formados por materiales erosionables y capaces de proporcionar corrientes importantes de gasto sólido, tales como suelos limosos, limo-arenosos, arcillosos, de depósitos de talud, formados por mezclas de suelos gruesos y material de empaque variado, pero más fino. Sin embargo, es fácil ver que en todos estos casos la contracuneta ha de ser revestida, so pena de caer en riesgos mayores que los que se desea evitar con ella. A veces, en consideración a los escurrimientos superficiales que de otro modo llegarían inevitablemente a las cunetas puede ser conveniente la construcción de contracunetas en cortes en roca. En tales casos, muy bien puede suceder que la necesidad de revestimiento sea tan perentoria como en los casos de

Los que más lo requieran. Ello ocurre, por ejemplo, en masas rocosas junteadas, con las juntas rellenas de materiales susceptibles al agua, sobre todo si los bloques de roca tienen cierta predisposición a caerse sobre la vía terrestre; otro tanto sucede en rocas estratificadas, con echado desfavorable hacia la vía.

En algunos países, México entre ellos, es práctica que tiene algunos defensores el construir en caminos modestos, en los que el bajo costo es una condición básica, un canal a modo de contracuneta, con desarrollo paralelo al propio camino, en todas aquellas zonas en que el terreno natural tiene, en extensiones importantes, pendiente sostenida hacia la vía; sobre todo, esto se hace en laderas naturales en plano inclinado, en que no existen prácticamente cauces naturales en que el agua se concentre y en donde puedan construirse alcantarillas. A veces, estas contracunetas se colocan en terrenos de pendiente tan ligera, que pueden merecer el calificativo de planos y, en tal caso, se adosan al camino, casi a modo de cunetas al pie del terraplén (de muy escasa altura, obviamente), en el lado aguas arriba, aunque no sea raro verlas hechas en ambos lados. Por razones de costo, estas zanjas naturalmente no se revisten.

La práctica anterior merece discusión y, desde luego, parece que puede asentarse desde un principio que no puede ser tan rutinaria como pretenden sus defensores más extremos.

En primer lugar ha de considerarse la sección hidráulica de la zanja que se coloque. Si ésta es pequeña, como es usual (como una contracuneta normal) cabe preguntarse qué escurrimientos será capaz de detener y realizar los cálculos necesarios antes de aceptarla, pues muchas veces se encontrarán escurrimientos tales que si se dejaran llegar al camino, con sus cunetas y su corona por lo menos revestida, tampoco serían causa de mayores problemas y en otras se verá que la capacidad de la zanja no basta sino para detener una mínima parte del escurrimiento por venir, pasando de todas maneras la mayoría del agua al camino, con lo que la propia zanja sería irrelevante. A cambio se tiene en la proximidad de la carretera una vía de entrada al agua que humedecerá los cortes y los pavimentos produciendo muchos trastornos y ello aún teniendo en cuenta que en los caminos modestos de que se habla, los cortes serán, en general, de poca altura, con lo que muchos de los problemas de estabilidad causados por el humedecimiento se atenúan grandemente. Parece mejor práctica en aquellos lugares en que se vea que por el plano inclinado de la ladera viene un gasto importante, susceptible de causar perjuicios, substituir la contracuneta no revestida por un verdadero canal interceptador, que responda en su sección a un cálculo hidráulico apropiado y, que se desarrolle a suficiente distancia del camino como para que el no revestirlo carezca de importancia; estos canales pueden combinarse con bordos de encauzamiento, con la ventaja

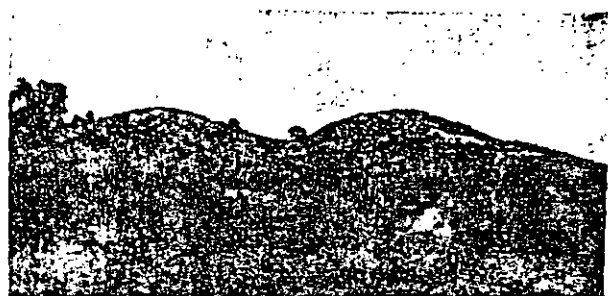
de que ambas estructuras pueden ser hechas a mano, a bajo costo.

En lo que se refiere a las cunetas de protección hechas al pie de taludes bajos, en terrenos casi planos cabe comentar que no puede verse claramente el objeto de colocarlas en ambos lados del camino; la lógica ordena preocuparse únicamente de interceptar las aguas ladera arriba, en el sentido de las pendientes crecientes. Además, esa cuneta o zanja no revestida, al pie del talud bajo, será seguramente causa de inestabilidad de las terracerías y el modesto pavimento, causando una mala condición general en el tramo. Parece aquí también mejor práctica pensar en canales interceptores suficientemente alejados o en bordos que encaucen el agua a cauces naturales más o menos alejados. Huelga decir que son válidos los comentarios hechos en párrafos anteriores sobre el cálculo de la capacidad hidráulica de todas estas estructuras. El agua que aparezca de un modo u otro aguas abajo del camino en estos casos ha de ser objeto de atención para encauzarla y no para interceptarla, a fin de que no cause trastornos en caseríos o terrenos de labor que pudieran existir.

La conservación de las contracunetas merece consideración especial, pues es siempre difícil por lo inaccesibles que suelen quedar, una vez que el camino está en operación. Esto hace que se inspeccionen pocas veces, por lo que sus defectos se enmascaran, de modo que no es raro verlas con deterioros muy graves, que pueden ser fuente de serios problemas ulteriores; los autores han visto contracunetas no revestidas que, a partir de las dimensiones iniciales usuales, se habían convertido por erosión en tajos de 3 ó 4 m de profundidad, a partir de los cuales el agua tenía la posibilidad de infiltrarse a la masa del corte con las peores consecuencias; en otras ocasiones, esa labor erosiva hace que desaparezcan pendientes originalmente apropiadas, creándose zonas de agua estancada, que también propician infiltraciones de consideración. Aún en las contracunetas revestidas, la falta sistemática de conservación conduce a infiltraciones a través de agrietamientos que inevitablemente van apareciendo en los revestimientos, sobre todo de suelo-cemento y suelo-asfalto, pero aún también en los de mampostería y concreto.

La conservación de las contracunetas ha de hacerse casi siempre a mano, pues resulta engorroso movilizar el equipo hasta ellas; ésta es, a veces, otra razón para que tal conservación se descuide. En resumen, la experiencia de los autores es que las labores de conservación de las contracunetas se descuidan tanto y con tan malas consecuencias, que los ingenieros proyectistas han de tomar seriamente en cuenta esta circunstancia antes de proponerlas y, sobre todo, antes de recetarlas rutinariamente; si la conservación no está realmente garantizada, probablemente valdrá más no utilizarlas, sobre todo si no se han de revestir.

Finalmente, ha de insistirse una vez más en que muy frecuentemente las contracunetas tienen pendien-



Canal interceptor. En el centro el camino, arriba el canal.

tes tan fuertes que su revestimiento se hace indispensable; esto es desde luego, válido para los lavaderos que suele haber en sus extremos.

## XI-12 LOS CANALES INTERCEPTORES

Se mencionan aquí los canales que se construyen con fines de encauzamiento de las aguas superficiales que escurrirían hacia la corona de una vía terrestre, causando en ella erosiones o depósitos inconvenientes. Su construcción es frecuente, sobre todo en los casos ya mencionados en los incisos anteriores (escurrimientos por laderas naturales con pendientes hacia la vía) o en conexión con la de alcantarillas, sea para llevar a su entrada las aguas que han de cruzarlas o para controlar la descarga de las que ya lo hayan hecho. En el primer caso, un canal interceptor funciona en forma análoga a la de una contracuneta y le son aplicables muchos de los comentarios previamente hechos en torno a estas obras; sin embargo, la costumbre reserva la expresión canales interceptores para los que se construyen a distancias relativamente grandes de la vía terrestre y no están específicamente ligados a un corte en particular, sino que defienden un tramo más o menos largo de la vía, independientemente de cual sea la naturaleza de su sección.

Los canales interceptores se construyen por excavación manual o con equipo, generalmente ligero, del tipo de máquinas zanjadoras, conformadoras o tractores más o menos livianos. El material producto de la excavación deberá colocarse siempre aguas abajo del canal. Los taludes de éste dependerán del material en que se efectúa la excavación y de sus propias dimensiones; taludes de 1:1 o 1½:1 son frecuentes. Las dimensiones del canal deberán seleccionarse como conclusión de un estudio hidráulico, que podrá llegar a ser de importancia en los casos en que los gastos que hayan de manejarse sean considerables. Las Refs. 3 y 6 proporcionan criterios para realizar tales estudios, que se consideran, por lo demás, fuera de los objetivos de esta obra.

La lejanía a que suelen colocarse los canales in-

terceptores respecto a la vía terrestre hace que muchas veces pueda pensarse en construirlos sin revestimiento y ello sin mayor riesgo. Naturalmente, la anterior no es una regla fija y en cada caso deberá ponderarse con cuidado el riesgo de permitir las infiltraciones que inevitablemente ocurrirán a través de la plantilla no revestida; optando por la protección en todos los casos necesarios. Lo que trata de decirse es que, con mayor frecuencia que en las contracunetas, podrán encontrarse casos en relación al uso de canales interceptores en que el no utilizar revestimientos, no produzca malas consecuencias de importancia.

Cuando los canales se revisten, se utiliza generalmente la mampostería y, en los casos más importantes, el concreto. Conviene que la superficie del revestimiento quede lo más lisa posible, para propiciar el escurrimiento, aumentando la eficiencia de la obra.

Los canales que se construyen como complemento de alcantarillas tienen sobre todo motivación ligada al funcionamiento hidráulico de tales obras, por lo que escapan a la atención de este libro. Es frecuente que entre ellos se presenten más casos en los que el revestimiento sea recomendable o aún imprescindible.

## XI-13 CONSIDERACIONES GEOTECNICAS EN TORNO AL DISEÑO DE ALCANTARILLAS

En todos los lugares en que el agua de escurrimiento superficial se concentre en un cauce natural, de funcionamiento estacional o permanente, será preciso en general disponer una estructura que permita el cruce de las aguas bajo la vía terrestre; estas estructuras son los puentes y las alcantarillas, cuya distinción es, como se dijo, arbitraria. También se señaló como en México se consideran alcantarillas las obras cuyos claros sean menores de 6 m. Las alcantarillas, según su importancia hidráulica pueden resolverse con uno o varios tubos de concreto, con estructuras de bóveda de mampostería sobre muros de mampostería o de concreto o con losas de concreto sobre estribos de mampostería o más comúnmente, también de concreto. Todas las anteriores constituyen el grupo de las llamadas obras rígidas, por ser muy pequeñas las deformaciones que pueden sufrir bajo el peso de terraplén sobre y a los lados de ellas. Además existen las alcantarillas flexibles, generalmente metálicas de lámina corrugada, que se usan mucho en secciones tubulares, pero que cada día se prodigan más en otras secciones, como la ovoidal y la elíptica, apropiadas para el manejo de gastos mayores que los que desalojan los tubos o aún para formar túneles cortos y pasos a desnivel; en estas obras de lámina metálica, las deformaciones bajo las presiones de tierra son importantes y ello impone diferencias geotécnicas notables, como más adelante se detallará.

Cuando lo exige el gasto que ha de desalojarse o en algunos casos que impone la topografía del lugar, todas estas obras pueden repetirse adosadas una a otra, dando lugar a alcantarillas múltiples. En suelos muy blandos suele recurrirse a la construcción de cajones de concreto.

El problema básico de las alcantarillas es el hidráulico, cuyo análisis queda fuera de las intenciones de este libro, pero que es detalladamente tratado en la Ref. 3, por citar un solo ejemplo de los muchos existentes. Aquí, será preciso únicamente hacer alguna referencia a los problemas geotécnicos ligados al funcionamiento de las alcantarillas, alguno de los cuales no carece de interés.

Una alcantarilla generalmente reduce en algo el área del cauce natural, ocasionando un embalse a la entrada y un aumento de la velocidad dentro y

a la salida de la obra. La profundidad del embalse y el aumento de la velocidad dependen del diseño hidráulico y son, por cierto, factores muy importantes para condicionar el mismo. Si el embalse es alto y duradero puede llegar a causar problemas en los terraplenes por erosión interna y tubificación; si rebasa la altura del terraplén producirá seguramente su falla catastrófica, pues naturalmente la obra de tierra nunca estará proyectada para tal condición, ya que siempre será más económico construir la alcantarilla necesaria. En general, la alcantarilla se diseñará para que su boca no quede sumergida en ningún caso por lo que los problemas anteriores están más bien ligados a falta de conservación y, concretamente, a obturaciones en el área hidráulica de la alcantarilla por sedimentos, arrastre de sólidos, ramajes, etc. Sin duda es este uno de los aspectos que hacen

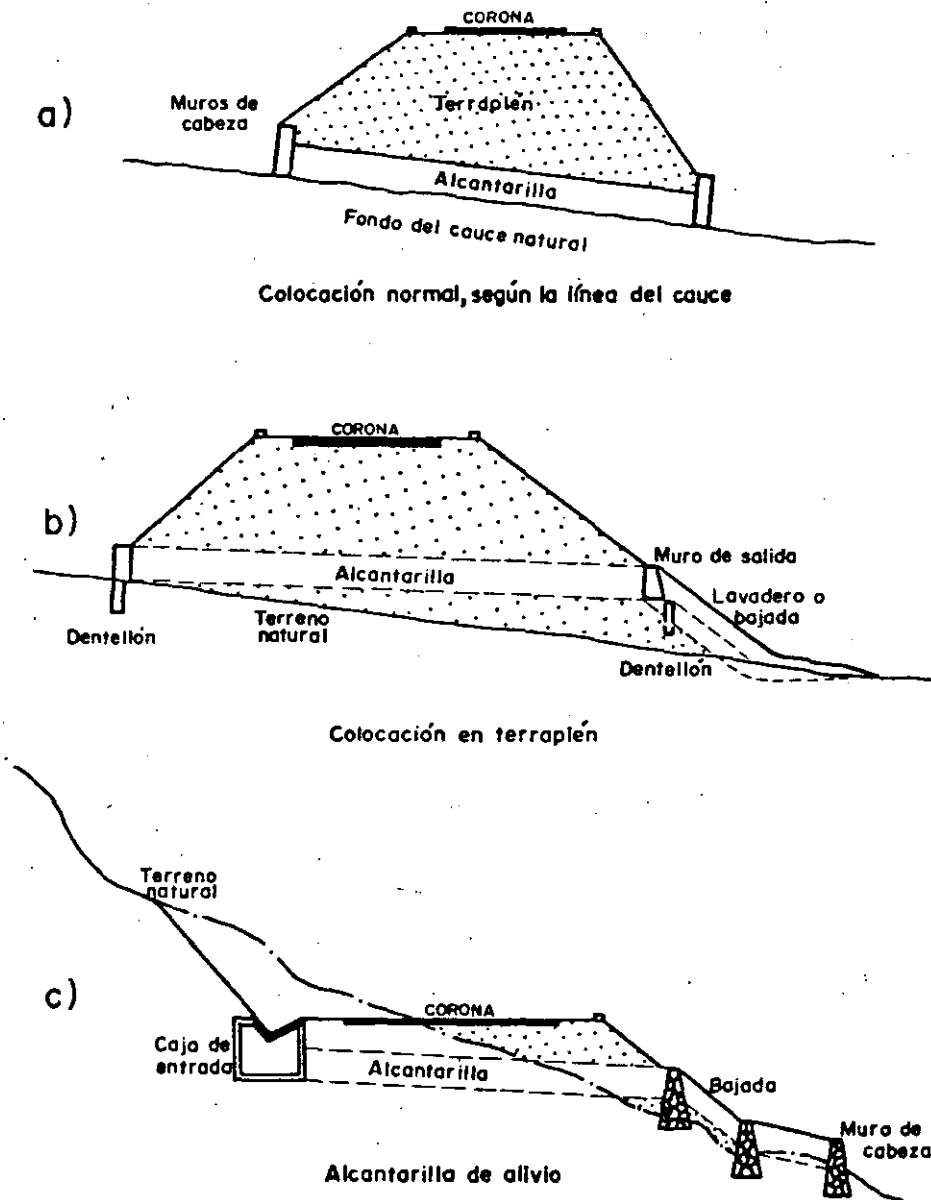


Figura XI-14. Diversos perfiles de alcantarillas.

más necesaria la periódica revisión de las obras y su limpieza sistemática, así como el uso de estructuras especiales de protección para evitar obturaciones.

El aumento de la velocidad a la salida de la obra puede producir problemas de erosión remontante en los suelos que reciban el embate del agua y frecuentemente obliga a pensar en dentellones, delantales de salida, canales de encauzamiento, disipadores de energía, etc.

En lo posible, una alcantarilla debe seguir la pendiente del cauce natural que la provoca; cualquier cambio brusco en la dirección del agua en cualquiera de sus extremos retarda la corriente y obliga a emplear un conducto de mayor sección. Sin embargo, hay ocasiones en que la pendiente natural resulta excesiva y daría lugar a velocidades no convenientes del agua dentro y a la salida de la obra, con las que se producirán erosiones en los materiales que forman la propia alcantarilla y harían demasiado peligrosas cualesquiera fugas que pudieran llegar a producirse en el recorrido interior del agua. En tales casos es frecuente recurrir a los trazos en perfil que se muestran en la Fig. XI-14.

En la parte *a* de la figura se muestra la colocación normal y conveniente, que es la que ha de darse a cualquier alcantarilla de bóveda, de cajón o de losa de concreto. La parte *b* representa un caso en que se reduce la pendiente de la obra alojándola en el terraplén; esta ubicación puede intentarse únicamente con tubos y guardando las precauciones que se indican someramente en la figura, en lo que se refiere a dentellones de entrada y salida, lavaderos o bajadas y a un muy especial cuidado en evitar cualquier posible fuga del agua en el interior de la obra. La parte *c* muestra una típica alcantarilla de alivio, de las que han de ser construidas en partes intermedias de cortes muy largos, para descongestionar las cunetas o para dar salida de trecho en trecho a la cuneta central de una autopista, cuando la haya; también en este caso resultará esencial respetar todas las precauciones necesarias, algunas de las cuales aparecen en el croquis.

Es frecuente que cuando el fondo del cauce natural tenga una pendiente excesiva se recurra a ubicar la alcantarilla sobre la ladera de la cañada; muchas veces esto se considera práctico o conveniente

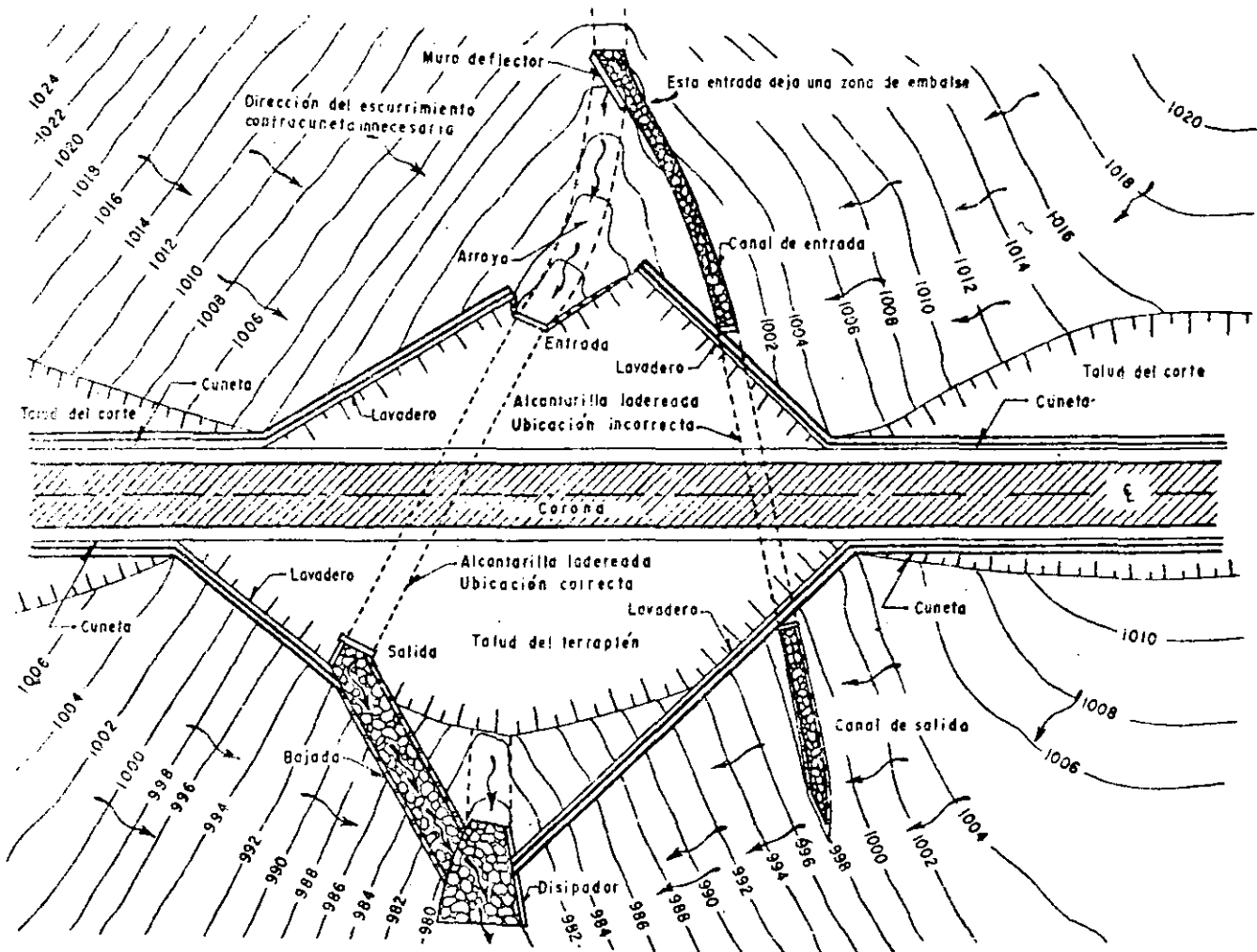


Figura XI-15. Ubicación de alcantarillas en laderas de cañadas.

a partir de pendientes del orden del 15 %. Esta colocación de la obra puede resultar conveniente, pero también es común verla realizada con defectos serios que pueden comprometer tanto la eficiencia hidráulica de la alcantarilla como la seguridad del terraplén; es esencial que la entrada de la alcantarilla se encuentre a nivel del cauce natural, en el pie del terraplén de manera que toda el agua pueda circular a su través, sin cambios bruscos de dirección o de pendiente; muchas veces esto exige la colocación de muros encauzadores o alguna pequeña rectificación en el cauce. Si la entrada de la alcantarilla queda sobre el pie del terraplén y sobre el nivel del cauce, se habrá creado una zona de depósito e infiltración. La salida del agua debe hacerse también al cauce natural aguas abajo; para no prolongar excesivamente la alcantarilla, es común conducirla desde la salida de la obra hasta el cauce por algún canal, bajada o cualquier elemento de encauzamiento que cubra el mismo fin, controlando las erosiones remonstantes. La Fig. XI-15 muestra una localización adecuada y una inadecuada, pero frecuente, de estas obras.

Otro aspecto importante de la localización de las alcantarillas es su desarrollo en planta. La tendencia natural y conveniente será alinear la obra con el cauce, de manera que la corriente de agua no altere su curso, evitándose así erosiones y remansos. Si el cauce natural está demasiado esviado respecto a la vía terrestre, la alcantarilla alineada puede resultar demasiado larga, pudiendo convenir entonces obligar a la corriente de agua a cruzar en forma más próxima a la perpendicular; lo anterior implica una serie de cambios de dirección en el agua, que sólo podrán ser aceptables si se logran por medio de canales rectificadores que encauzen las aguas sin provocar turbulencias erosivas. Las recomendaciones geotécnicas para la colocación de alcantarillas podrían resumirse como sigue:

1. Siempre que sea posible las alcantarillas deberán colocarse en el fondo del cauce natural y sin transiciones bruscas en alineamiento vertical u horizontal.

2. Cuando no sigan la línea de fondo del cauce natural, las alcantarillas deberán colocarse en una trinchera en suelo firme.

3. En cualquier localización que no sea el fondo del cauce natural se hará un estudio económico cuidadoso para establecer claramente que el costo de conservación de la localización escogida no hace nulo el ahorro en costo de construcción que con ella se tenga.

4. Cuando las alcantarillas no estén alineadas con el cauce natural, deberá tenerse especial cuidado en que su entrada y su salida resulte apropiada al agua, sin quiebres bruscos o salientes capaces de fomentar turbulencias o erosiones. La eliminación de tales obstáculos casi seguramente será siempre económica.

5. El gradiente hidráulico que exista dentro de

la alcantarilla deberá ser tal que la velocidad del agua en ella sea igual o mayor que la que tenía en el mismo trecho de cauce natural.

6. Deben evitarse en las alcantarillas contracciones en la vena líquida.

Una zona crítica es siempre la frontera entre el material térreo del terraplén y la alcantarilla propiamente dicha, pues en ella se dificulta la compactación del material de abrigo y se favorece la penetración del agua, que puede tubificar al material de terracería o humedecerlo; es frecuente que sobre las alcantarillas, los pavimentos muestren defectos especiales por este motivo, que deberá cuidarse siempre en forma muy especial durante la construcción.

Los problemas de cimentación de las alcantarillas se resuelven en principio con los métodos discutidos para cimentaciones superficiales en el Capítulo VIII de este mismo volumen. Se exceptúa el caso de los tubos, que por comunicar al terreno natural esfuerzos muy bajos quedan fuera de estas consideraciones. El problema radica, como ya se dijo, en la falta de estudios de que suele adolecerse en las alcantarillas, por su gran número y baja inversión individual. Por ello como también se discutió, las recomendaciones de cimentación de las alcantarillas suelen darse con base en observación o en estudios muy someros que han de hacer especialistas entrenados en la aplicación de las normas de la Mecánica de Suelos a estos problemas; los criterios en que tales especialistas han de moverse son los mismos detallados en el Capítulo VIII. Lo anterior, naturalmente, no excluye la necesidad de estudiar acuciosamente todos los casos que se detecten como especiales por alguna razón.

Cuando los terraplenes se colocan sobre terrenos muy blandos y compresibles, sus asentamientos resultan muy perjudiciales para las obras de drenaje que hayan de hacerse bajo ellos; estos asentamientos destruyen las obras rígidas convencionales o las deforman más allá de lo tolerable, cuando son flexibles. El problema de cimentación puede a veces resolverse colocando la obra sobre el material del terraplén, más resistente que el terreno de cimentación en este caso, pero esta solución está circunscrita al hecho de que al elevar la obra no se perjudique su comportamiento hidráulico o no se cree abajo de la plantilla un almacenamiento de agua, a partir del cual ésta pueda infiltrarse en el terraplén; generalmente el método anterior es apropiado en terraplenes sobre terrenos pantanosos e inundados o en lugares en que, por lo blando del terreno natural, parte del terraplén se incrusta en él desde un principio. El cajón de concreto (Ref. 10) es la estructura para alcantarilla grande (considerando los casos en que los tubos ya no resuelven el problema hidráulico) que transmite al terreno los menores niveles de esfuerzo; además este tipo de estructuras es el que soporta mejor los movimientos del terraplén sobre el terreno de cimentación compresible, pues aunque sufran agrietamientos que hayan de ser calafateados, su función no se ve esen-

cialmente comprometida por el asentamiento y, al comunicar al terreno esfuerzos del orden de los que comunica el propio terraplén, se eliminan los problemas por asentamiento diferencial, de otro modo tan graves.

### A. Estructuras flexibles

Las estructuras flexibles son aquellas construidas por tubos o arcos de lámina de acero corrugada, con recubrimiento adicional o sin él colocados en el terreno, bajo el terraplén, en una o más líneas (baterías).

Para fines de proyecto es preciso considerar en estas estructuras la influencia de las cargas muertas y la de las cargas vivas. Las primeras son debidas al peso propio (total o parcial) de la tierra colocada sobre la estructura (colchón); las cargas vivas son debidas al peso del equipo que transita sobre la estructura, antes o después de que ésta haya sido debidamente protegida por su colchón de tierra. Los impactos producidos por las cargas móviles y, en ciertos casos, las vibraciones transmitidas por las mismas se consideran también como cargas vivas. En general, el efecto de la carga viva disminuye el aumentar el espesor del colchón y al aumentar la velocidad del tránsito.

Además de los efectos verticales de las cargas consideradas, existen también presiones laterales y longitudinales a lo largo del eje de la estructura inducidas por las cargas verticales.

En general puede decirse que la pequeña cedencia inherente a una estructura metálica flexible alivia considerablemente los estados de esfuerzos actuantes en la propia estructura en comparación a una idealmente rígida. Ello es debido al fenómeno de arqueo

(Ref. 11), estudiado en el Capítulo 5 del Volumen I y en el Capítulo XIV de este volumen; el efecto hace que la presión vertical de tierra actuante en la bóveda de la alcantarilla sea menor que la que corresponde al espesor de colchón sobre ella; el efecto puede cuantificarse aproximadamente recurriendo a la teoría que se incluye en las referencias arriba mencionadas. Usualmente y desde el punto de vista estructural suele especificarse que la bóveda de una alcantarilla flexible no pueda ceder más de un 5% de la máxima dimensión vertical; este límite cubre ampliamente las deformaciones necesarias para el desarrollo del efecto de arqueo, por lo que puede garantizarse que éste tendrá lugar siempre sobre obras metálicas flexibles del tipo utilizado por la práctica. El efecto de arqueo es más notorio en arenas que en arcillas y se ve influenciado por las vibraciones, que tienden a disminuirlo, sobre todo en el caso de las arenas. Sin embargo, debe recordarse que existe un espesor mínimo de colchón para que se desarrollen efectos de arqueo de importancia práctica; los límites respectivos se discuten también someramente en la Referencia 11.

Si se supone que los efectos de arqueo son inexistentes, los efectos de la combinación de carga muerta y carga viva sobre una alcantarilla son como los que se muestran para dos casos particulares en las Figs. XI-16 y XI-17 en referencia al caso de carreteras y ferrocarriles, respectivamente.

En ambos casos se ha considerado que la carga muerta, debida al colchón de tierra, aumenta linealmente con la profundidad; el efecto de la carga viva (en el caso de las figuras, H-20 para carreteras y Cooper E-72, más 50% de impacto, para ferrocarril) sigue una ley de variación de tipo hiperbólico con la profundidad. La carga total, suma de ambas, se muestra en las dos figuras.

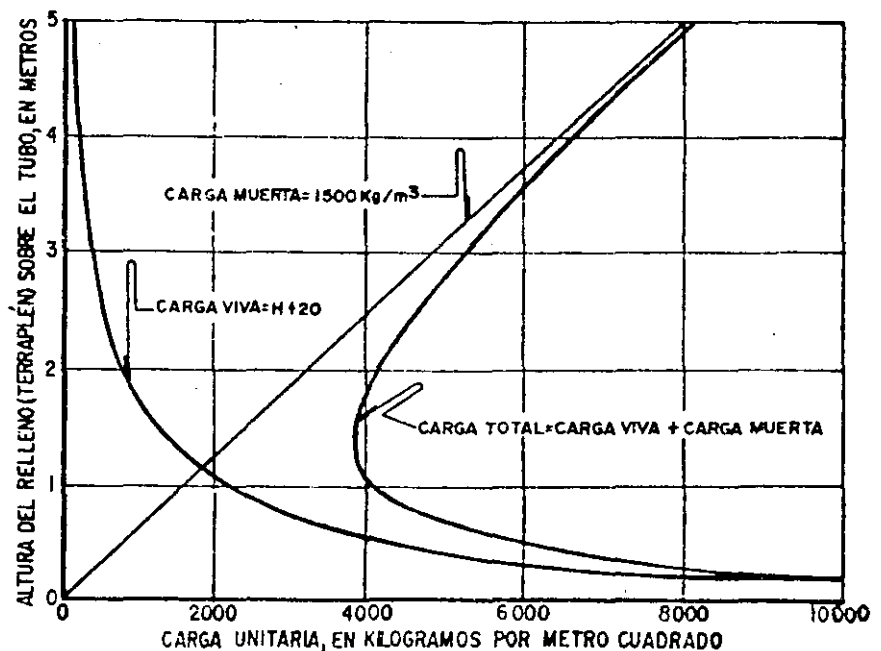


Figura XI-16. Combinación de cargas muerta y viva sobre alcantarillas flexibles en carreteras para las condiciones que se citan.



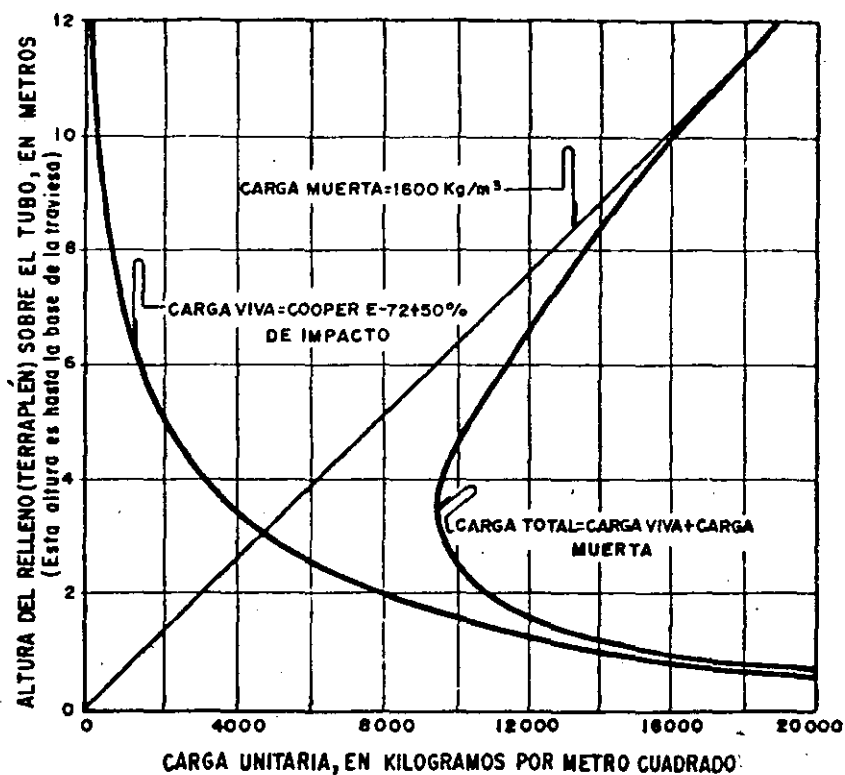


Figura XI-17. Combinación de cargas muerta y viva para alcantarillas flexibles en ferrocarriles para las condiciones que se citan.

Considerando el efecto de arqueo, las gráficas anteriores dan todavía resultados representativos para colchones de pequeño espesor, en los que el efecto casi no se desarrolla; en espesores mayores, la carga muerta ya no es ahora función lineal de la profundidad, sino que crece hasta un límite, a partir del cual ya se mantiene uniforme. De las gráficas se desprende que en cada caso existe un colchón para el que la combinación de cargas produce un efecto mínimo.

Para resistir correctamente a las cargas, la alcantarilla deberá estar apoyada en un suelo homogéneo en toda su longitud; si el terreno natural no lo es, deberá hacerse una sustitución de los materiales débiles o compresibles por material compactado. Bajo la obra deberá colocarse una plantilla, preferentemente de arena compacta. En terraplenes construidos sobre terrenos compresibles, el efecto diferencial de

mayor asentamiento en el centro respecto a las orillas puede hacer conveniente el dar a la obra una adecuada contraflecha.

La resistencia y el funcionamiento de cualquier tipo de estructura flexible para drenaje depende en gran parte de la calidad y las normas de colocación del material de relleno lateral y de colchón adyacentes a ella (Ref. 12).

Este relleno debe ser en lo posible inerte al agua, es decir, no susceptible a expansiones, agrietamientos, etc., fácilmente compactable y no susceptible tampoco a la tubificación. En el Capítulo III del Volumen I se han dado normas para estimar la susceptibilidad de los suelos a esos fenómenos; dichas normas son aplicables al caso ahora tratado.

Con el objeto de evitar distorsiones de la estructura metálica, el relleno lateral deberá colocarse por capas y alternativamente, de modo que vaya creciendo simultáneamente en los dos lados. El colchón debe comenzar a colocarse en el centro de la bóveda, extendiéndose en sentido transversal simultáneamente hacia los lados, con el mismo fin; es conveniente comenzar el cubrimiento en sentido longitudinal procediendo del centro hacia los dos extremos del tubo. Lo fundamental a cuidar en la colocación del relleno es la correcta compactación de las capas en que se vaya colocando; la despreocupación de este concepto, es, sin duda, fuente de un gran número de fallas en obras flexibles de drenaje. La compactación hace aumentar la estabilidad del suelo y al aumentar su resistencia al esfuerzo cortante, disminuye los empujes de tierras que el relleno ejerce lateralmente contra la estructura; la compactación del colchón hace



Compactación en torno a una alcantarilla flexible.

aumentar grandemente los efectos benéficos del arqueo, reduciendo mucho las cargas verticales en la estructura. Como regla práctica, no debe haber en un contorno a la estructura, con ancho de dos diámetros de la misma, material que no haya sido cuidadosamente compactado; estas operaciones pueden hacerse con equipo manual o de cualquier forma que garantice la buena ejecución del trabajo sin daño para la alcantarilla; en la compactación del colchón especialmente se comete con frecuencia el error de hacer circular sobre la obra equipo pesado de compactación antes de que se haya alcanzado un espesor de cubrimiento protector suficiente; ésta ha sido frecuente causa de fallas.

Si el colchón vertical es reducido, los empujes laterales pudieran predominar y tender a apearlitar a la alcantarilla; en este caso conviene recurrir a secciones tipo bóveda, más anchas y menos altas, que aumentan el colchón y contrarrestan en mal efecto anterior.

Es frecuente que las alcantarillas flexibles muestren defectos estructurales (deformaciones, cedencias, etcétera), durante su funcionamiento; estos efectos suelen tener siempre como origen la mala compactación de los rellenos que produce empujes de tierras superiores a los considerados en el proyecto que, lógicamente, toma en cuenta los espesores de colchón y terraplén bien compactados. La solución de estos defectos no puede ser otra que la radical, que consiste en retirar el relleno suelto y en sustituirlo por otro bien compactado.

Cuando el terreno que sirve de base a una alcantarilla flexible es compresible y ésta se hunde longitudinalmente, el mayor hundimiento bajo el centro del terraplén respecto al de sus hombros, hace que se abran las juntas entre las placas metálicas ensambladas que constituyen la alcantarilla; para resolver este problema e impedir la filtración de agua por las juntas abiertas puede colocarse por dentro un anillo expansor de acero corrugado, cuyas corrugaciones siendo la diferencia igual al monto de las fuerzas coincidan con las de las placas que forman la alcantarilla; este anillo puede expandirse desde dentro y actúa así como sellador. En algunos casos y siempre que se logre de un modo efectivo que el anillo trabaje solidariamente con la pared de la estructura, podrá considerársele como un refuerzo estructural. En caso en que el anillo anterior actúe como sellador es conveniente colocar entre él y la estructura una capa de asfalto, neopreno u otro material flexible similar.

A menudo se ha observado que la conservación de las alcantarillas, tanto flexibles como rígidas, se descuida lamentablemente, así como la de sus obras auxiliares (anuros de cabeza, rompedores de energía del agua, obras de encauzamiento, lavaderos de descarga, etcétera); naturalmente esto se traduce en daños posibles para los terraplenes y en menor vida útil para el camino en general y para las alcantarillas en particular. El azolvamiento es un efecto particularmente

nocivo. Una buena conservación comprende la realización de obras de encauzamiento y de todas las necesarias para corregir, a la luz del funcionamiento, todos los defectos u omisiones de la construcción.

Un terraplén tubificado se reconoce por la presencia de irregularidades, oquedades, afloramientos de agua o manchas de humedad y otros signos de escurrimiento interno, especialmente en el talud de aguas abajo del terraplén. Si el proceso de tubificación ha avanzado poco, nada ofrece mejor garantía que la instalación de un filtro en el talud del terraplén aguas abajo y en torno a la alcantarilla; si el proceso está avanzado, además del filtro será preciso reponer el material tubificado, llegando incluso a construir galerías a través del terraplén para lograr que esa reposición se efectúe en forma completa.

Una fuente común de problemas de tubificación son los agujeros que se dejan sin sellar dentro de la alcantarilla; estos agujeros pueden haber sido necesarios para facilitar las maniobras de transportación e izado de las piezas que la constituyen; son especialmente peligrosos cuando el relleno que rodea la alcantarilla es susceptible a la tubificación (arenas finas y limos no plásticos con  $I_p < 10$ ); en los agujeros se produce succión del material de relleno por la corriente de agua, lo cual inicia un proceso de erosión progresiva que conduce a la falla de la obra por falta de soporte; se han llegado a ver casos en que el agua puede cruzar el terraplén por un verdadero túnel formado en torno a la obra, ignorando a ésta. Los agujeros en cuestión deben ser sellados durante la construcción de la alcantarilla.

En terraplenes muy arcillosos, la sequía prolongada puede producir agrietamientos en torno a la alcantarilla y esas grietas constituyen una entrada natural para las aguas. Cuando éste sea el caso, deberán sellarse todas las grietas en torno a la alcantarilla, tunelcando el material de manera que se siga la grieta y colocando nuevo material debidamente compactado. Una buena protección de los taludes del terraplén con vegetación contribuye mucho a eliminar el problema de las grietas.

De los varios tipos de estructuras para drenaje que actualmente se usan en la tecnología de las vías terrestres, ninguno se debe considerar como la solución óptima de todos los problemas; todos tienen sus ventajas y sus inconvenientes. A continuación se hace un balance de las ventajas y desventajas que más comúnmente se atribuyen a las alcantarillas flexibles de tubo metálico.

Las principales ventajas radican en el hecho de trabajar con un producto fabricado con normas estrictas, lo que prácticamente elimina defectos graves de elaboración; también se tiene alta resistencia en comparación al peso. Las ventajas inherentes a la flexibilidad ya han sido suficientemente mencionadas. Los tubos metálicos funcionan convenientemente aún en suelos de muy baja capacidad de carga, pues comunican al terreno de cimentación presiones muy

bajas. Son también fáciles de instalar y manejar y están disponibles en gran variedad de secciones, tamaños y calibres de lámina, lo que permite mucha libertad para llegar al diseño óptimo correspondiente a cada paso particular.

La principal desventaja de las alcantarillas metálicas es probablemente su costo alto en relación a obras de mampostería y aún de concreto, que resultan siempre más baratas en lugares en que el terreno de cimentación no plantea problemas especiales de capacidad de carga. También hacen inconvenientes a las estructuras metálicas todas las aguas de naturaleza corrosiva, so pena de usar protecciones sumamente costosas sobre la lámina de acero; el concreto y la mampostería resisten asimismo mucho mejor el efecto erosivo de aguas a alta velocidad.

**B. Alcantarillas rígidas**

El estudio de las alcantarillas construidas con materiales rígidos, tales como el concreto reforzado, debe comenzar con un análisis de cargas a que estará sujeta la estructura, pues éstas juegan un papel especialmente importante en el comportamiento de aquélla.

**B-1. Estudio de cargas muertas**

Para fines de proyecto deben considerarse los dos tipos de cargas tradicionales: las muertas y las vivas.

Las cargas muertas son causadas por la tierra que abriga al tubo rígido. A primera vista se diría que dicho efecto es igual al peso propio del material colocado sobre el tubo; de hecho la afirmación anterior se consideró correcta durante muchos años en la práctica ingenieril. Hoy se sabe, sin embargo, que el efecto del suelo suprayacente puede ser mayor o menor que el peso propio, y, en rigor, sólo por una rara casualidad será igual a éste. Lo anterior es debido a que entre un prisma de suelo de ancho igual al diámetro del tubo, situado sobre éste y prolongado hasta la superficie del terreno o terraplén y las masas de suelo a ambos lados de este prisma, se ejercen fuerzas cortantes cuando hay alguna tendencia al movimiento relativo. Si las fuerzas cortantes producidas son hacia arriba, porque el prisma considerado trate de bajar respecto a las masas vecinas, el efecto del prisma sobre el tubo es menor que su propio peso; por el contrario, si, por alguna razón las masas vecinas tratan de bajar respecto al prisma, las fuerzas cortantes de frontera se producen hacia abajo, sumándose al peso propio del prisma, por lo que el efecto de éste sobre el tubo es mayor que su peso propio.

Para el propósito de calcular cargas muertas, las alcantarillas de tubo rígido se clasifican en cuatro clases principales de acuerdo con las condiciones de instalación, que influyen en la magnitud y dirección de las fuerzas cortantes a que arriba se hizo referencia. Estas clases se muestran en la Fig. XI-18.

Los tubos sin terraplén [parte a) de la figura] se instalan en las zanjas estrechas bajo el nivel del terreno natural; sobre ellas se coloca solamente el relleno

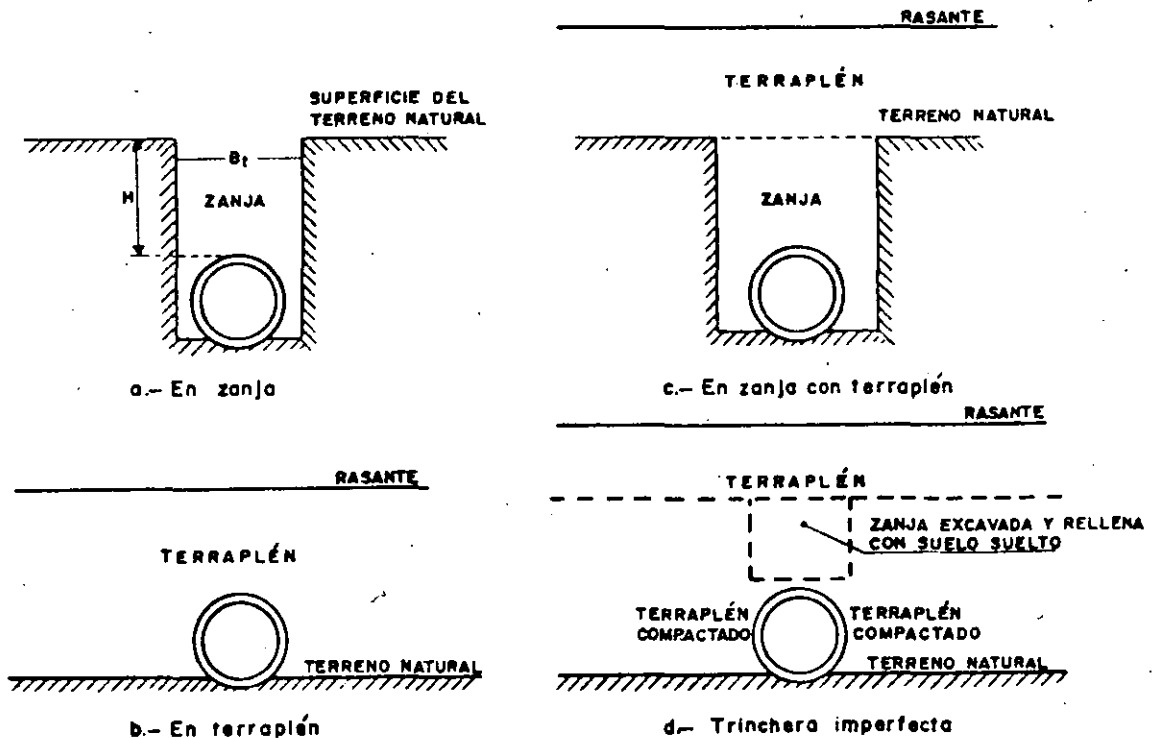


Figura XI-18. Clases de alcantarillado, según su colocación.

de la zanja posterior a la excavación. Los tubos con terraplén [partes b) y c) de la figura] están colocados bajo el mismo y pueden quedar o no en una zanja dentro del terreno natural, siendo favorecidos por ésta, pues al alojarse dentro de ella, la carga vertical se reduce tanto más cuanto más suelto sea el relleno que se coloca sobre el tubo; dicho relleno suelto no necesita ocupar toda la zanja, bastando una faja de 30 ó 40 cm de espesor sobre el tubo para lograr un arqueo beneficioso.

En la parte d) de la figura se muestra un tipo bastante usado de colocación muy favorable para reducir la carga actuante sobre un tubo instalado en el terraplén. En este sistema llamado de trinchera imperfecta, primero se coloca el tubo sobre el terreno natural, sin utilizar ninguna zanja; después se coloca el terraplén perfectamente bien compactado a los lados del tubo, hasta una distancia de dos veces el diámetro del mismo y hasta una altura de unos 40 cm sobre su clave. En seguida se excava una zanja a lo largo del tubo, con ancho igual al diámetro del mismo y hasta una profundidad ligeramente menor que la parte superior del tubo (del orden de 10 cm arriba de la clave); esta zanja se rellena ahora de material suelto y compresible tras lo cual se prosigue la construcción del terraplén, compactándolo convencionalmente. Cuanto más compresible sea el material de relleno colocado cerca de la clave del tubo en el sistema anterior, mayor será la reducción de la carga muerta actuante sobre el tubo; Marston (Refs. 13 y 14) ha sugerido añadir paja u hojarasca seca al relleno de la zanja para aumentar su compresibilidad. El mismo autor arriba mencionado ha desarrollado una teoría que permite valuar la carga muerta que actúa sobre el tubo de concreto en las diferentes condiciones de instalación que se muestran en la Fig. XI-18.

En primer lugar analiza el caso de los tubos en zanja (Fig. XI-18.a). Se aceptará la siguiente nomenclatura, con referencia a la Fig. XI-19. (Ref. 15).

- $W_m$  = carga muerta actuante sobre un plano horizontal tangente al tubo rígido en su clave.
- $\gamma_m$  = peso específico del suelo en el estado en que se encuentre.
- $F$  = carga vertical en el plano horizontal al nivel  $h$ .
- $D$  = diámetro exterior del tubo rígido.
- $B_t$  = ancho de la trinchera al nivel de la clave del tubo.
- $H$  = profundidad de la trinchera hasta el plano horizontal tangente al tubo por su clave.
- $h$  = distancia de la superficie del terreno natural a un plano horizontal en el relleno.
- $C_d$  = coeficiente de carga.
- $\phi$  = ángulo de fricción interna del material de relleno.
- $\phi'$  = ángulo de fricción entre el material de relleno y la pared de la zanja ( $\phi' \leq \phi$ ).
- $K$  = coeficiente de presión de tierras.

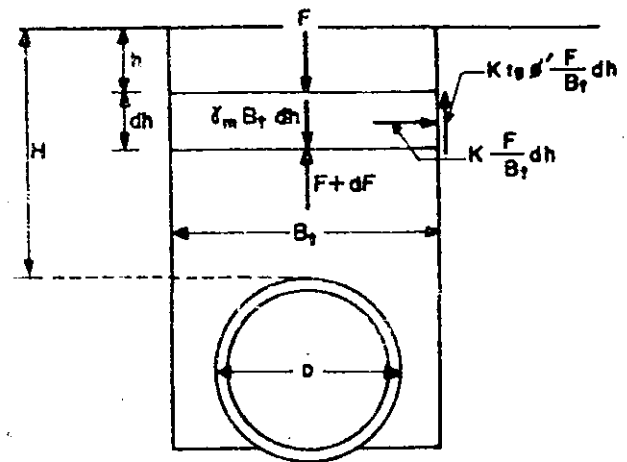


Figura XI-19. Deducción de la fórmula que da la carga muerta sobre tubos en zanja.

Con referencia a la Fig. XI-19 y analizando el equilibrio del elemento de relleno a la profundidad  $h$ , puede escribirse, respecto a un tramo unitario de tubo:

$$F + \gamma_m B_t dh = F + dF = 2K \tan \phi' \frac{F}{B_t} dh \quad (11-2)$$

Nótese que como el relleno siempre se coloca en estado suelto, por lo menos parcialmente, tenderá siempre a bajar, con lo que las fuerzas cortantes de reacción en las paredes de la zanja resultarán siempre hacia arriba, lo que es favorable para la situación del tubo. En la ecuación 11-2 Marston considera que  $K$  es el coeficiente de presión activa de tierras, lo que es discutible, puesto que las paredes de la zanja probablemente no ceden bajo el empuje; desde este punto de vista, tal parece que el coeficiente de presión de tierra en reposo ( $K_0$ ) pudiera ser más razonable. Al valuar las fuerzas cortantes en las paredes de la zanja, considera que se desarrollan al unísono la resistencia al esfuerzo cortante última en todos los puntos de la pared y esto tampoco resulta muy realista. Sin embargo, una consideración tiende a compensarse con la otra y el hecho es que los ingenieros especialistas que suelen aplicar las fórmulas de Marston reportan generalmente buenos resultados, cuando se satisfacen plenamente los requisitos de colocación del tubo.

La ecuación 11-2 conduce a una ecuación diferencial lineal, cuya solución con la condición de frontera  $F = 0$  para  $h = 0$  es:

$$F = \gamma_m B_t^2 \frac{1 - e^{-\frac{2Kh \tan \phi'}{B_t}}}{2K \tan \phi'} \quad (11-3)$$

Lo cual, en la profundidad  $h = H$ , puede escribirse:

$$W_m = C_d \gamma_m B_t^2 \quad (11-4)$$

donde  $C_d$  es un factor de carga adimensional e igual a:

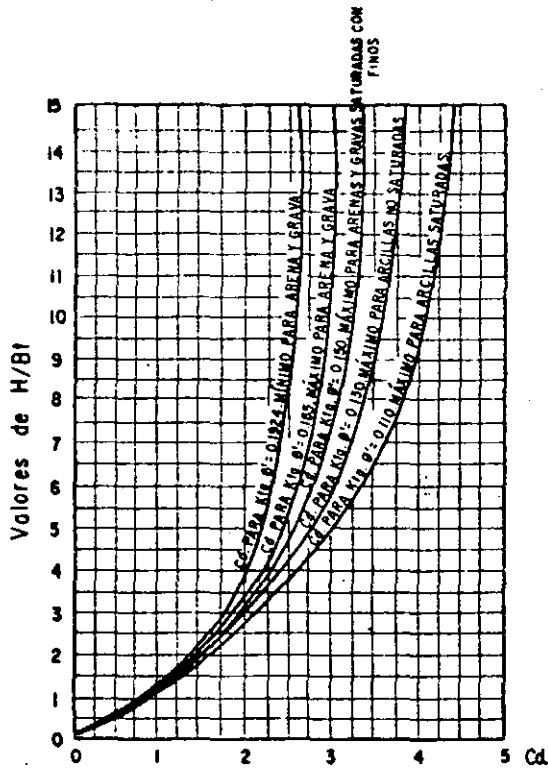


Figura XI-20. Valores del coeficiente de carga  $C_d$ .

$$C_d = \frac{1 - e^{-\frac{2KH \tan \phi'}{B_t}}}{2K \tan \phi'} \quad (11-5)$$

En las fórmulas anteriores  $e$  es la base de los logaritmos neperianos.

La ecuación 11-4 permite calcular la carga muerta sobre una unidad de longitud de tubo y en ella puede utilizarse cualquier sistema homogéneo de unidades.

$C_d$  es función del producto  $K \tan \phi'$  y de la relación  $H/B_t$ . Se encuentra en las gráficas de la Fig. XI-20 para los diferentes tipos de suelos.

Si el tubo es de tipo muy rígido (y éste es el caso general de los de concreto), prácticamente toda la carga dada por la fórmula 11-4 será tomada por él, pues su rigidez será mucho mayor que la del suelo colocado a sus lados como relleno dentro de la zanja; si el tubo, por el contrario, es flexible y el suelo a sus lados está debidamente compactado, las rigideces de ambos pueden ser similares y en tal caso, para considerar la carga que soporta el tubo deberá multiplicarse el valor dado por la ecuación 11-4 por la relación  $D/B_t$ , con los sentidos usuales para esas letras.

Frecuentemente la trinchera en que se aloja el tubo no tiene paredes verticales, sino que éstas poseen un cierto talud, lo que da lugar a una dimensión  $B_t$  variable; cuando éste sea el caso, deberá hacerse intervenir en la ecuación 11-4 el ancho medido sobre el plano horizontal tangente al tubo en su clave.

Naturalmente, este criterio sólo será válido si los taludes de la trinchera no son muy tendidos, pues si lo son, la carga sobre el tubo deberá analizarse con la condición de tubo en terraplén (Fig. XI-18.b).

El caso de tubos en terraplén corresponde al croquis mostrado en la parte b) de la Fig. XI-18, como ya se dijo. Ahora pueden imaginarse dos planos verticales tangentes al tubo y llevados hasta la superficie del terraplén; las fuerzas cortantes que se desarrollen en esos planos como consecuencia del movimiento relativo del prisma interior respecto a las masas de suelo vecinas jugarán un importante papel en la carga que actúe a fin de cuentas sobre el tubo. Si el prisma interior tiende a bajar respecto a las masas vecinas se producirá arqueado favorable y la carga sobre el tubo será menor que el peso del citado prisma interior; por el contrario, si las masas vecinas tienden a bajar con respecto al prisma, la carga sobre el tubo será mayor que la correspondiente al peso de la columna de suelo sobre él. Para cuantificar la carga muerta que haya de obrar en un caso concreto, se considera el plano horizontal tangente al tubo en su clave, al que se llama plano crítico y se analiza el movimiento relativo de puntos de ese plano colocados precisamente en la clave del tubo y a los lados de éste. El asentamiento del plano crítico, a los lados del tubo es igual (Fig. XI-21) al desplazamiento que sufre la superficie del terreno natural por el peso del terraplén ( $S_p$ ), sumado al acortamiento que sufra la parte del terraplén localizada entre el terreno natural y el plano crítico ( $S_m$ ). Así, en resumen, el asentamiento del plano crítico a los lados del tubo será  $S_m + S_p$ . Por su parte, el asentamiento que sufre el punto del plano crítico sobre la clave del tubo, está también formado por dos sumandos; el primero expresa lo que baja la base del tubo,  $S_f$  (generalmente  $S_f > S_p$ , pues el primero comprende lo que bajó el terreno natural, más la incrustación que el tubo pueda tener dentro de él) y el segundo, la deformación estructural propia del tubo en la dirección vertical por efecto de la carga actuante,  $d_c$ . Así, lo que baja el plano crítico sobre la clave del tubo es  $S_f + d_c$ . El movimiento relativo en el plano crítico es igual a  $(S_m + S_p) - (S_f + d_c)$ .

Se define como relación de asentamiento,  $r_a$  a:

$$r_a = \frac{(S_m + S_p) - (S_f + d_c)}{S_m} \quad (11-6)$$

que expresa la relación entre el movimiento relativo en el plano crítico y el acortamiento del terraplén a los lados del tubo.

Una relación de asentamiento positiva indica que las masas vecinas se mueven más que el prisma interior y que, por tanto, la carga sobre el tubo excede al peso del prisma sobre el tubo; inversamente, la relación de asentamientos negativa es signo de arqueado favorable.

Conviene definir también la relación de proyec-

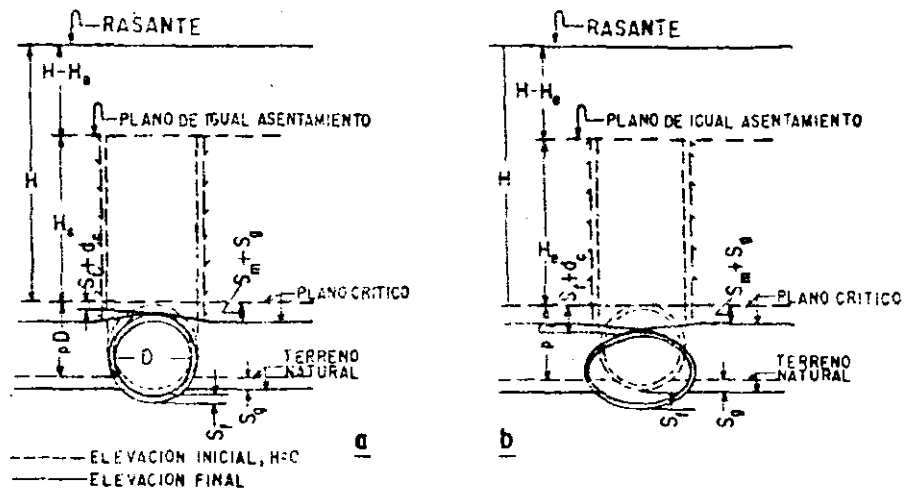


Figura XI-21. Tubos en terraplén.

ción,  $p$ , como el cociente entre el espesor del terraplén entre el terreno natural y el plano crítico y el ancho del tubo de concreto,  $D$ . Así el espesor del terraplén a los lados del tubo queda expresado por  $pD$ .

En terraplén altos el efecto de arqueado sobre el tubo no abarca toda la altura, sino que tiende a disiparse según la elevación crece respecto al tubo, pudiendo definirse una altura,  $H_e$  en que estos efectos ya no son perceptibles. El plano horizontal que está a una altura  $H_e$  sobre el tubo se llama de igual asentamiento, pues se mueve ya lo mismo sobre la clave del tubo y a los lados del mismo; sobre el plano de igual asentamiento no hay los esfuerzos cortantes en los planos verticales imaginarios tangentes a los lados del tubo que se mencionaron atrás.

La fórmula a que llega la teoría de carga de Marston para tubos rígidos alojados en terraplén (Fig. XI-18.b) es:

$$W_m = C_c \gamma_m D^2 \quad (11-7)$$

donde las letras tienen el sentido ya definido en una lista precedente de este mismo párrafo y  $C_c$  es un Coeficiente de Carga, dado por las expresiones:

$$C_c = \frac{e \pm 2K \tan \phi H/D - 1}{\pm 2K \tan \phi}, \text{ para } H \leq H_e \quad (11-8)$$

$$C_c = \frac{e \pm 2K \tan \phi H_e/D - 1}{\pm 2K \tan \phi} + \left( \frac{H}{D} - \frac{H_e}{D} \right) \frac{e \pm 2K \tan \phi H_e/D}{\pm 2K \tan \phi}, \text{ para } H > H_e \quad (11-9)$$

Los signos más deberán de usarse cuando la relación de asentamiento sea positiva y los menos cuando sea negativa.

En las fórmulas anteriores  $H_e$  indica la posición del plano de igual asentamiento (Fig. XI-21) y en principio puede valuarse con la expresión:

$$\left[ \frac{1}{2K \tan \phi} \pm \left( \frac{H}{D} - \frac{H_e}{D} \right) \pm \frac{\tau_a p}{3} \right]$$

$$\frac{e \pm 2K \tan \phi H_e/D - 1}{\pm 2K \tan \phi} \pm \frac{1}{2}$$

$$\left( \frac{H_e}{D} \right)^2 \pm \frac{\tau_a p}{3} \left( \frac{H}{D} - \frac{H_e}{D} \right)$$

$$e \pm 2K \tan \phi H_e/D - \frac{1}{2K \tan \phi} \frac{H_e}{D} \mp \frac{HH_e}{D^2} = \pm \frac{\tau_a p H}{D} \quad (11-10)$$

Ahora los signos superiores deben usarse con relación de asentamiento positiva y los inferiores con negativa.

En la Fig. XI-22 se proporciona una gráfica que da lugar directamente el valor de  $C_c$  en función de los de la relación  $H/D$  y del producto  $\tau_a p$ .

Con la gráfica se hace innecesario aplicar las fórmulas 11-8 a 11-10, lo que por otro lado sería engorroso, ya que proporciona directamente los valores de  $C_c$  que se requieren para aplicar la expresión 11-7. Cuando  $\tau_a p = 0$  pueden suceder dos cosas:  $\tau_a = 0$ , es decir que el asentamiento del plano crítico es el mismo a los lados del tubo y en su clave o bien  $p = 0$ , es decir que el tubo esté alojado en una zanja de profundidad igual a un diámetro. En ambos casos, la constante  $C_c$  resulta igual a  $H/D$  y la carga sobre el tubo es idéntica al peso del terraplén sobre él; en efecto:

$$W_m = \frac{H}{D} \gamma_m D^2 = \gamma_m H D$$

Para valores negativos del producto  $\tau_a p$ ,  $\tau_a$  es negativo, puesto que  $p$  es siempre positivo, si existe y la carga sobre el tubo es menor que el peso de la tierra suprayacente, pues el plano crítico se hunde

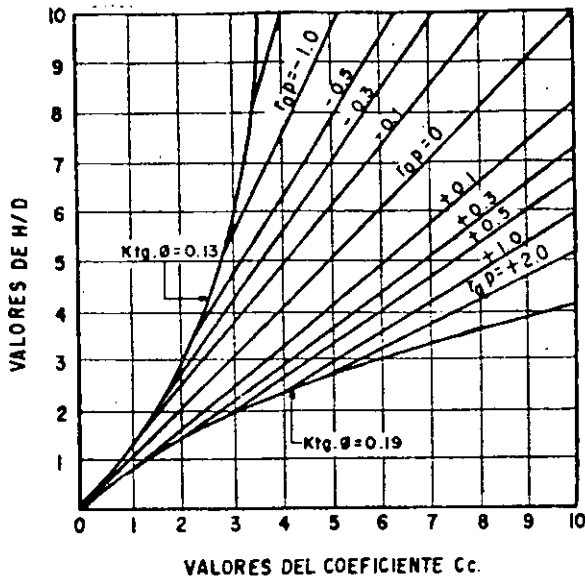


Figura XI-22. Valores de  $C_c$ .

más en la clave del tubo que a los lados de él. En este caso el valor de  $C_c$  depende del de  $K \tan \phi$  (expresiones 11-8 y 11-9) y crece al decrecer el valor de este producto, por lo que es conservador calcularlo con un valor mínimo, aunque realista de  $K \tan \phi$ ; en la gráfica, las curvas con  $r_a$  negativa se refieren a  $K \tan \phi = 0.13$  que corresponde a un terraplén de arcilla. Las curvas correspondientes a  $r_a$  negativo parten de otra (trazo más grueso) que es la representación gráfica de la ecuación 11-8, de tal manera que la intersección de las líneas da el valor de  $H_s$  correspondiente a cada valor de  $r_a p$  a partir de su ordenada. Cuando  $r_a$  es positivo, el producto  $r_a p$  también lo es; diferentes valores de este producto generan las líneas a la derecha de la que se trazó a 45° para  $r_a p = 0$ . En este caso, el valor de  $C_c$  crece con  $K \tan \phi$ ; por lo que ahora lo conservador es calcular las líneas con un valor alto y realista del producto; en la Fig. XI-22 el valor usado fue  $K \tan \phi = 0.19$ , que corresponde a suelos granulares sin finos. También

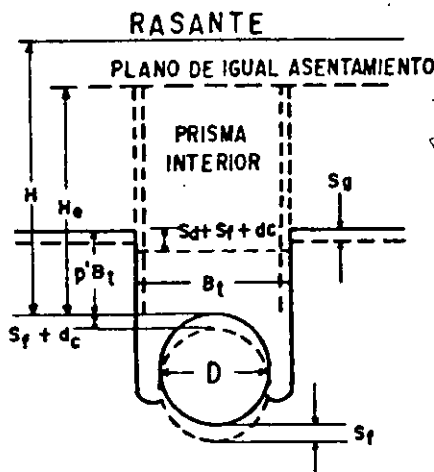


Figura XI-23. Trinchera en zanja bajo un terraplén.

estas curvas parten de otra que representa la ecuación 11-8 para  $r_a$  positiva; nuevamente puede estimarse  $H_s$  a partir de las ordenadas de los puntos de partida.

En la práctica se tiene el inconveniente de que para aplicar las ideas y gráficas anteriores no se puede valuar a priori la relación de asentamiento  $r_a$  con que vaya a trabajar el tubo en proyecto. El inconveniente se supera partiendo de un valor de  $r_a$  supuesto con base en el comportamiento de alcantarillas construidas. La tabla XI-4 da valores recomendados por la experiencia para la relación en estudio (Ref. 15).

TABLA XI-4

Valores de  $r_a$  para proyecto (Ref. 15)

Condiciones prevalecientes	$r_a$
Tubo rígido sobre roca o suelo no cedente	+1.0
Tubo rígido sobre suelo compresible	0 a +0.5
Tubo rígido sobre suelo común	+0.5 a +0.8

En el caso de alcantarillas en zanja, pero con terraplén suprayacente (Fig. XI-18.c), la carga muerta por metro de tubo puede estimarse con la expresión 11-11 que se muestra a continuación referida a la Fig. XI-23.

$$W_m = C_n \gamma_m B_t^2 \quad (11-11)$$

donde  $B_t$  es el ancho de la zanja y  $C_n$  es un coeficiente de carga que se obtiene de las gráficas de la Fig. XI-24.

En estas gráficas se usan respectivamente valores de la relación de proyección  $p$  (ver Fig. XI-23) de 0.5, 1.0 y 2.0. Para valores intermedios de  $p$  puede hacerse una interpolación lineal de los valores de  $C_n$  obtenidos. El significado de las distintas curvas que se muestran en las gráficas es similar al discutido para alcantarillas bajo terraplén, antes vistas. Se usó para cálculo un valor  $K \tan \phi = 0.13$ , lo que es conservador.

La experiencia proporciona pocos datos para fijar la relación de asentamiento a usar en el proyecto, estimándose que valores comprendidos entre  $-0.3$  y  $-0.5$  son adecuados para el caso.

Para el caso de alcantarillas colocadas en trinchera imperfecta (Fig. XI-18.d), la fórmula a aplicar es esencialmente la 11-11, substituyendo únicamente  $B_t$  por  $D$ , que es el ancho de la trinchera excavada. Así, para este caso la expresión sería:

$$W_m = C_n \gamma_m D^2 \quad (11-12)$$

donde  $C_n$  se obtiene también de las gráficas de la Fig. XI-24, pero usando la relación  $H/D$  en lugar de  $H/B_t$ . El valor de  $p$  es igual a la profundidad de la trinchera excavada, entre  $D$ .

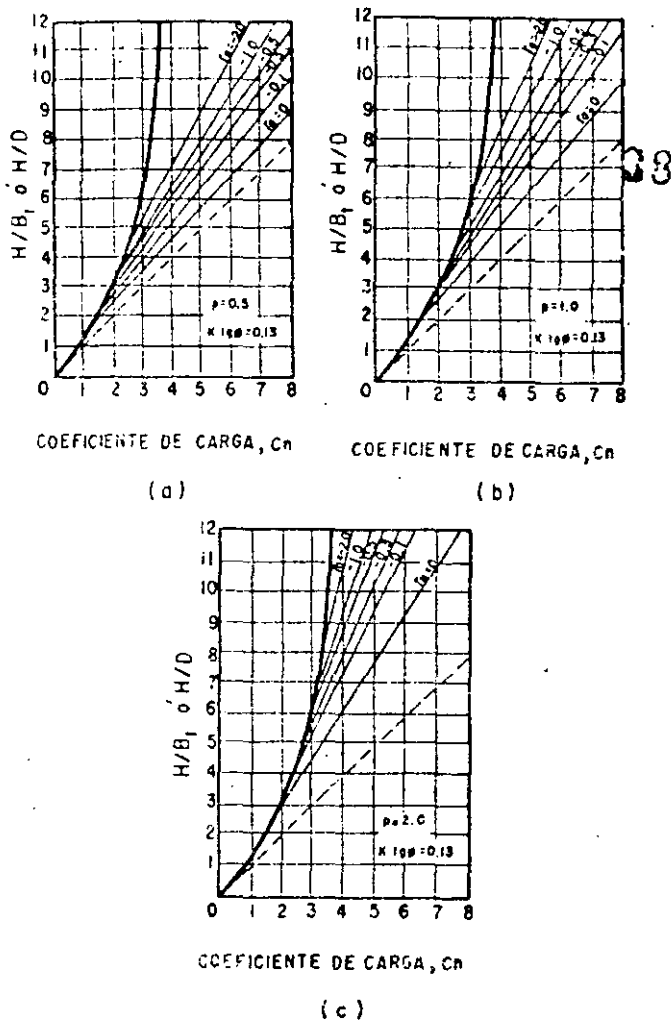


Figura XI-24. Valores del coeficiente de carga  $C_n$ .

### B-2. Estudio de cargas vivas

Como ya se ha indicado, las alcantarillas soportan también cargas vivas que provienen del tráfico carretero, ferroviario o aéreo que circula sobre ellas, según sea el caso. Los efectos de la carga viva dependen mucho del espesor del colchón de tierra que haya sobre el tubo, siendo naturalmente menores cuanto mayor sea aquél.

Todas las experiencias realizadas al presente, tanto en tubos en zanja como colocados sobre el terreno natural bajo un terraplén, indican que una carga superficial estática tal como la producida por una rueda inmóvil, transmite efectos al interior del terraplén que se pueden valuar con una aproximación aceptable si se utiliza la teoría de Boussinesq, para un medio linealmente elástico, semi-infinito, homogéneo e isotrópico. Las cargas que se aplican a las alcantarillas son, sin embargo, debidas a vehículos en movimiento; este importante hecho se suele tomar en cuenta en las fórmulas que se usan para calcular carga viva, introduciendo en ellas un factor mayor que la unidad denominada factor de impacto, con

el que se trata de representar el efecto del movimiento. Para alcantarillas bajo terraplenes de carreteras y aeropistas, Holl (Ref. 15) propone la siguiente expresión para el cálculo de cargas vivas sobre tubos rígidos.

$$W_v = \frac{1}{L} w_o F_i P \quad (11-13)$$

donde:

$W_v$  = carga viva promedio actuante sobre el tubo, por unidad de longitud del mismo.

$L$  = longitud de una sección longitudinal del tubo, si éste se construye en tramos de un metro o menores. Si el tubo se construye en secciones de longitud mayor o es un tubo continuo deberá tomarse  $L$  precisamente igual a 1 m (longitud efectiva).

$w_o$  = factor de influencia de la carga superficial.

$F_i$  = factor de impacto, usualmente comprendido entre 1.5 y 2.

$P$  = carga de rueda, considerada como una carga concentrada.

El factor de influencia de la carga superficial,  $w_o$  depende de la longitud efectiva,  $L$ , del diámetro  $D$  (o ancho en el caso de una alcantarilla de losa o de un cajón) de la estructura, de la profundidad a que se encuentre la clave del tubo bajo la superficie del terraplén,  $H$ , y de la posición de la carga de la rueda con respecto al área en planta, del tubo proyectado sobre un plano horizontal tangente por la clave. Si se introducen los parámetros:

$$m = \frac{L}{H} \text{ y } n = \frac{D}{H}$$

donde  $m$  y  $n$  son intercambiables, el factor de influencia  $w_o$  puede calcularse con la gráfica de Fadum correspondiente a carga uniformemente distribuida en un área rectangular (Ref. 16). Aquella gráfica da el factor de influencia para un punto localizado en la vertical trazada por una esquina del área rectangular. Similarmente, para este caso la gráfica se aplica cuando la carga de rueda,  $P$ , se encuentra sobre una esquina del área del tubo en que se quiere calcular la carga por unidad de longitud (esta área es, como se dijo, la proyección del tubo en el plano horizontal tangente a su clave). Es curioso hacer notar que aunque ahora la aplicación de la curva de Fadum se hace aparentemente a un caso muy diferente, los valores de los factores de influencia conservan su validez, según hizo notar Holl (Ref. 15); si la carga de rueda queda sobre el centro del área rectangular (posición en que, por cierto, la influencia de la carga es máxima), el factor  $w_o$  se obtendrá multiplicando por cuatro el valor obtenido considerando una de las cuatro partes iguales en que puede dividirse el área rectangular, para la cual la carga de rueda quedará ya en esquina.



Para el caso de un alcantarilla rígida colocada bajo el terraplén de una vía férrea, deberá procederse de un modo diferente para calcular la carga viva sobre la estructura. Ahora se supone que la carga de los ejes motrices de la locomotora se reparte uniformemente en un área rectangular de longitud igual a la distancia entre los ejes motrices extremos y de ancho igual al largo de los durmientes de la vía; esta forma de razonar se justifica hasta cierto punto pensando en el efecto repartido de los rieles y de los durmientes. El efecto de la carga así obtenida sobre la alcantarilla puede valuarse aplicando la misma gráfica de Fadum de que se ha hablado (Ref. 16). También en este caso debe multiplicarse la carga de la locomotora por un factor de impacto, generalmente estimado en 1.75, cuando el relleno sobre la alcantarilla es menor de dos metros y que se reduce en 0.10 por cada metro adicional del relleno, con límite en la unidad.

El efecto de las cargas, sean vivas o muertas, sobre las alcantarillas consiste en esfuerzos y en deformaciones sobre la propia estructura, pero estos aspectos no son naturalmente objeto de estudio en este lugar. Una cuestión de considerable repercusión sobre los criterios estructurales y que sí merece citarse es el aumento en longitud y el cambio de forma que padece un tubo cuando se coloca sobre terreno compresible y bajo terraplenes altos que se asientan en él. En esos casos la práctica aconseja tratar de llegar a un tubo con juntas flexibles y quizá provisto de una adecuada contraflecha, en lugar de proyectar uno continuamente rígido, en que la deformación del terreno desarrollaría esfuerzos prohibitivos.

### C. Instalación de alcantarillas en el campo

Todas las alcantarillas, rígidas o flexibles, han sido proyectadas para resistir una presión de tierra media correspondiente a una cierta altura de relleno, pero como se vio en los párrafos A y B anteriores, los movimientos relativos o las simples tendencias a ellos, juntamente con el arqueado de los suelos, pueden hacer que esas condiciones medias esperadas varíen mucho, por lo que resulta indispensable que el ingeniero encargado de la instalación de las obras en el campo tenga pleno conocimiento de estos problemas, para ser capaz de interpretar las condiciones específicas que se le presenten, decidir si su obra soportará presiones mayores o menores que las que corresponden a los manuales de diseño o proyectos tipos (que también deberá conocer) y realizar, en su caso, los cambios que pueden ser precisos en la instalación, a fin de asegurar un adecuado comportamiento estructural.

#### C-1. Terrenos de cimentación no cedentes

Se tienen en roca o en suelos duros y firmes.  
Si la alcantarilla se coloca en trinchera se tiene

siempre un alivio respecto a la presión media, correspondiente al prisma suprayacente. En efecto, la altura de material de terraplén sobre la obra será mayor que a los lados y, por lo tanto también será por lo menos algo mayor el asentamiento que ese material sufra con el tiempo. Este efecto será, por supuesto, mucho más marcado en las alcantarillas flexibles, por su propia cedencia.

Si las alcantarillas están en terraplén (Fig. XI-18) el efecto benéfico anterior se invierte. Ahora la altura de material de terraplén a los lados de la obra será siempre algo mayor que sobre ella (por lo menos en la altura de la propia obra) y, por esta razón, serán mayores los asentamientos a los lados que sobre la alcantarilla, lo que se traducirá en un aumento de la presión actuante sobre la media. Claro es que si la alcantarilla es flexible, su propia cedencia contrarrestará y aún invertirá el efecto anterior, aliviando la presión a fin de cuentas, pero si es rígida esto no sucede y, de hecho, la condición que ahora se comenta es la más severa que puede presentarse en una alcantarilla rígida. Huelga decir que en casos como éste convendrá siempre formar una trinchera o dejar sobre la clave de la obra una porción del colchón muy suelto para que, al deformarse, neutralice el incremento de presiones. Cuando la alcantarilla haya de colocarse en terraplén forzosamente cabe aún otra alternativa, quizá la mejor, que es dotarla de un colchón de apoyo bajo su fondo; éste elemento deberá excavar en la roca o en el suelo duro en todo el ancho de la alcantarilla y en una profundidad mínima de 30 cm. Además de proporcionar un apoyo uniforme y exento de irregularidades susceptibles de generar concentraciones indeseables de presión, como lo haría la roca, este colchón puede resolver el problema de las presiones, si se le da un grado de compactación bajo, que le permita ceder algo bajo un terraplén alto; por el contrario, si el terraplén es muy bajo, convendrá que la plantilla se compacte muy bien, pues ahí las presiones no serán problema y podrían serlo las cedencias, al reflejarse en el pavimento.

#### C-2. Terrenos de cimentación cedentes

Se tienen en formaciones de turba, suelos arcillosos o suelos formados por mezclas de arcilla con otros materiales, en los que prevalecen condiciones de humedad relativamente altas.

Ahora cederá en general el terreno bajo la alcantarilla lo mismo que a sus lados y las presiones tenderán a uniformizarse y aliviarse; como siempre, el alivio será más intenso en las alcantarillas flexibles. Para uniformizar el estado de presiones bajo y a los lados de la obra será muy recomendable construir una plantilla de apoyo de material granular, que se extienda por lo menos un diámetro a cada lado y que tenga un espesor mínimo de 20 cm.

Usualmente las alcantarillas se construyen antes de iniciar la construcción de las terracerías, de manera de no alterar, ni tan siquiera temporalmente, el drenaje superficial de la zona. Sin embargo, en el caso de alcantarillas bajo terraplenes en suelos blandos, es conveniente postergar la construcción de las alcantarillas para varios meses después de la construcción de los propios terraplenes, cuando los mayores hundimientos previstos hayan ocurrido.

#### XI-14 ESTUDIOS GEOTECNICOS PARA VIAS TERRESTRES (Ref. 17)

Bajo este nombre específico se comprenden en la metodología mexicana del proyecto y la construcción de las vías terrestres, todo el conjunto de estudios de campo y laboratorio, recorridos e inspecciones, análisis y cálculos que conducen al conjunto de recomendaciones y conclusiones necesarias para establecer las normas geotécnicas a que han de ceñirse los proyectos y los procedimientos de construcción de tales vías terrestres.

El estudio geotécnico deberá poner a disposición del grupo encargado del proyecto, toda la información relevante sobre el terreno de cimentación, tipos de materiales a emplear y el partido conveniente que puede obtenerse de los disponibles, señalando su probable comportamiento futuro y los tratamientos que se requerirán en todos los suelos y rocas por usar, así como los procedimientos de construcción idóneos a utilizar.

Ya se ha insistido en otras partes en el carácter necesariamente simple y estadístico que han de tener las exploraciones, muestreos y pruebas que se hagan para fundamentar un estudio geotécnico. Esta es una condición que impone la vía terrestre (quizá con excepción de la aeropista) como obra civil, que deberá tenerse siempre en mente y que establece el estilo y alcances del estudio.

La información geotécnica deberá presentarse en forma sencilla, clara y sistematizada, traduciendo las características de las formaciones existentes en el campo y todos los datos pertinentes, a valores numéricos y recomendaciones escuetas, que puedan ser tomadas en cuenta por los restantes miembros del grupo de proyecto con seguridad y correcta comprensión, aún no siendo especialistas en las disciplinas geotécnicas.

En la ejecución de un estudio geotécnico pueden distinguirse dos etapas. La primera comprende reconocimientos, exploración, levantamiento de datos y las pruebas de laboratorio. En la segunda etapa se recopila la información disponible, se analiza, se producen recomendaciones detalladas y concretas y se redacta el informe correspondiente.

##### A. Reconocimientos. Zonificación fisiográfica y litológica

Para facilitar y ordenar los trabajos de campo con-

viene dividir la zona en que se construirá la futura vía terrestre en zonas de características similares, lo cual se hace a base de la fisiografía, tomando en cuenta características morfológicas. Los aspectos litológicos y de suelos permiten después hacer una división en subzonas. Cada una de esas subzonas deberá ser descrita con detalle y, puesto que presentarán características más o menos homogéneas, participarán de la misma clasificación y recomendaciones.

La descripción de cada subzona deberá hacerse verticalmente, clasificando cada una de las capas o estratos que la compongan, para lo que, por lo general, será necesario efectuar sondeos, tomar muestras, efectuar pruebas manuales en el campo y algunas pruebas de laboratorio, sobre todo en el caso de suelos. En el caso de rocas, será necesario estudiar los afloramientos, establecer su clasificación macroscópica y su estructura.

Para la primera zonificación ha de efectuarse un recorrido por la línea, llenando el cuestionario que figura como Anexo XI-a al final de este capítulo; deberá presentarse un cuestionario para cada una de las zonas delimitadas. En este primer caso, entrarán en juego los conocimientos geológicos del ingeniero que efectúe el estudio, siendo de la máxima utilidad contar con un plano fotogeológico de la región; en la práctica mexicana suele estimarse conveniente contar con el concurso de un ingeniero geólogo en este momento del estudio.

En el Anexo XI-a, el tipo de terreno se clasifica de acuerdo con la magnitud de los movimientos de tierra que será preciso efectuar para alojar a la vía terrestre; es decir, la clasificación se basa en las características topográficas del área.

En general, los cambios en la morfología corresponden a cambios en los materiales constituyentes. Una unidad morfológica podrá estar formada por diferentes materiales o por un mismo tipo con diferentes características estructurales. En el punto II del Anexo XI-a podrá detallarse este aspecto, llegando a establecer una serie de subdivisiones de la zona en estudio, de acuerdo con las características litológicas; dentro de las observaciones se incluirán el grado de fracturamiento, el de alteración y toda la información afín pertinente.

En el punto III del Anexo XI-a interesa establecer en forma especial el origen de los suelos y, si es posible, el tipo de acumulaciones que forman (aluvial, abanico aluvial, terraza fluvial, pantano, marisma, depósito lacustre, depósito de talud, etc.).

Al final del Anexo XI-a aparece una lista indicativa, pero no limitativa, de los principales problemas geotécnicos que es posible encontrar a lo largo de una zona en estudio; la detección de estos problemas es muy importante desde el punto de vista de análisis de alternativas de trazo, que es una etapa que surge siempre en el proyecto de una vía terrestre, además de que, en la etapa de estudios para el proyecto final, cada uno de estos problemas ha de con-

templarse en forma especial, considerando sus posibles soluciones, con sus respectivas posibilidades y su costo, para llegar a seleccionar la que finalmente se vea como más conveniente. Es muy común que estos problemas especiales requieran estudios de detalle antes de tener respecto a ellos el nivel de información necesario; de hecho, con frecuencia, estos estudios habrán de ser sumamente minuciosos, sobre todo en lo que se refiere a zonas lacustres o pantanosas, fuente de problemas de estabilidad y asentamiento de terraplenes sobre suelos blandos; laderas inestables, que pueden requerir métodos de proyecto y construcción muy especiales y laderas naturales con signos de inestabilidad, en las que el conocer la naturaleza, movimientos y tendencias futuras de las zonas falladas puede exigir programas de mediciones de campo dilatados y costosos. Las zonas de inundación de ríos de importancia suelen demandar largos trechos de terracerías protegidas y muchos puentes y otras obras de drenaje. Huelga decir que en todos estos casos particulares, la alternativa de cambio de trazo, para evitarlos, tiene que tener consideración muy preponderante.

## B. Datos de suelos para el cálculo del diagrama de masas

El correcto cálculo de un diagrama de masas, tan importante para definir los procedimientos constructivos, el aprovechamiento de los materiales disponibles y el costo de un proyecto, depende en mucho de consideraciones geotécnicas y de la información de ese estilo que pueda ofrecerse a los encargados del proyecto geométrico de la vía.

Cada alternativa de trazo en estudio deberá tener su correspondiente perfil de suelos, somero y superficial y deberá llegarse a proponer directrices detalladas sobre uso de materiales y sobre los tratamientos a que convenga someter a éstos.

El Anexo XI-b, que figura al fin de este Capítulo presenta un modo de sistematizar la información a que debe llegarse en estos aspectos.

### 1. Tabla de datos para el cálculo del diagrama de masas

La clasificación que figura en la tercera columna de la tabla se refiere a la de materiales pétreos y suelos, que ha sido descrita en detalle en el Capítulo II del Volumen I de este libro. Además de proporcionar el símbolo de grupo que corresponda, deberá añadirse una muy breve descripción de los materiales que se mencionen. Por ejemplo, la clasificación típica de un depósito fluvial sería:

Grava limpia, uniforme, gruesa, muy dura, redondeada, gris clara, con 20 % de arena y 30 % de fragmentos chicos con 15 cm de tamaño máximo, muy húmeda y medianamente compacta (GP-Fc).

O la de un suelo residual fino podría ser tal como:

Arcilla poco arenosa, de plasticidad media, rojiza, poco húmeda y muy firme, fisurada en el espesor de los 2 m estudiados, con 4 % de grava redondeada y algunos fragmentos chicos aislados, con raíces en los 30 cm superiores (CL).

Los criterios para establecer las clasificaciones que se han ejemplificado se desprenden fácilmente de la información que se proporcionó en el Capítulo II de esta obra.

La columna que aparece bajo el encabezado de "Tratamiento probable" se refiere al tratamiento mecánico que se recomienda para cada uno de los materiales encontrados, en el momento de ser colocados en el terraplén. Los tratamientos más frecuentes son la compactación en los suelos, el bandeo con tractor o equipo similar, que todavía se utiliza para los materiales muy gruesos o la simple colocación a volteo, que aún es posible ver para el relleno de los primeros metros del fondo de gargantas con material de fragmentos rocosos.

El bandeo consiste en el paso de un tractor sobre el material grueso tendido en capas; ya se comentó en el Capítulo IV que este tratamiento dista de ser idóneo para la construcción de enrocamientos importantes, pero en la práctica mexicana se utiliza todavía para acomodar fragmentos de roca en terraplenes no muy altos. Desde luego el procedimiento se utiliza solamente en materiales muy gruesos; para los que los procedimientos normales de compactación presentan problemas, cuando se utilizan los equipos convencionales.

Uno de los datos de mayor interés que figura en la tabla para el diagrama de masas (Anexo XI-b) son los coeficientes de variación volumétrica de los materiales que se utilizarán en la construcción de las terracerías. El peso volumétrico seco de un material en el lugar de donde ha de ser extraído no será nunca el mismo que el del mismo material colocado ya en el terraplén; cuando el material se excava, es frecuente que su volumen aumente, para reducirse otra vez cuando es compactado en su lugar final, dependiendo esta reducción, obviamente, del grado de compactación que se obtenga. El coeficiente de variación volumétrica es un número que expresa la relación entre el peso volumétrico seco en estado natural y el mismo concepto cuando el material está compactado a un cierto grado de compactación. Es conveniente expresarlo como:

$$C_w = \frac{\gamma_{dn} / \gamma_d \text{ máx}}{G_c} \quad (11-14)$$

Donde:

$\gamma_{dn}$ , es el peso volumétrico seco del suelo en estado natural, en el lugar del que ha de ser extraído.

$\gamma_d \text{ máx}$ , es el máximo peso volumétrico seco que puede obtenerse para ese suelo con la prue-

**TABLA XI-5**  
Valores típicos de coeficientes de variación volumétrica

TIPO DE MATERIAL	COMPACTADO			BANDEADO	ABUNDA- MIENTO
	90 %	95 %	100 %		
<i>ARENA</i>					
SUELTA	0.87	0.82	0.78		1.00
MEDIANAMENTE COMPACTA	0.96	0.91	0.86		1.10
COMPACTA	1.03	0.98	0.93		1.20
MUY COMPACTA	1.11	1.05	1.00		1.28
<i>LIMO NO PLASTICO</i>					
MUY SUELTO	0.82	0.78	0.74		1.06
SUELTO	0.91	0.86	0.82		1.17
MEDIANAMENTE COMPACTO	0.99	0.94	0.89		1.27
COMPACTO	1.06	1.00	0.95		1.36
MUY COMPACTO	1.11	1.05	1.00		1.43
<i>ARCILLA Y LIMO PLASTICO</i>					
MUY BLANDA	0.78	0.74	0.70		1.08
BLANDA	0.87	0.82	0.78		1.20
MEDIA	0.95	0.90	0.85		1.30
FIRME	1.01	0.96	0.91		1.40
MUY FIRME	1.08	1.02	0.97		1.49
DURA	1.14	1.08	1.02		1.57
<i>ROCAS</i>					
MUY INTEMPERIZADAS. Rocas con alteración física y química muy avanzadas, poco cementadas, con grietas apreciables rellenas de suelo; se disgregan fácilmente. Podrán atacarse con tractor y se obtendrán fragmentos chicos, gravas, arenas y arcillas.				1.00	1.10
MEDIANAMENTE INTEMPERIZADAS. Rocas con alteración física y química medianamente avanzadas, medianamente cementadas, fracturadas. Para atacarlas se requerirá el empleo de arado y de explosivos de bajo poder y se obtendrán fragmentos chicos y medianos, gravas y arenas.				1.07	1.25
POCO INTEMPERIZADAS. Rocas con poca alteración física o química, bien cementadas, poco fracturadas. Para atacarlas se requerirá el empleo de explosivos de alto poder y se obtendrán fragmentos medianos, chicos y grandes y gravas.				1.15	1.50
SANAS. Rocas sin alteración física o química, poco o nada fisuradas, bien cementadas, densas. Para atacarlas se requerirá el empleo de explosivos de alto poder y se obtendrán fragmentos grandes y medianos.				1.25	1.75

ba de control de compactación que se esté empleando.

$G_c$ , es el grado de compactación que se especifique para el caso, definido en el Capítulo IV de esta obra.

El coeficiente de variación volumétrica permite establecer los volúmenes de materiales que han de ser excavados y obtenidos en los bancos de préstamo, para llegar al volumen que se requiere en las terracerías; es un dato indispensable para llegar a los verdaderos costos de un proyecto dado.

En el caso de manejar materiales constituidos por fragmentos de roca, la fórmula 11-14 no puede emplearse, pues estos materiales no pueden, por el tamaño de sus partículas, ser sometidos a las pruebas de compactación ordinarias. De esta manera, en esos materiales, el coeficiente de variación volumétrica ha de ser estimado. La tabla XI-5 presenta, como ilustración para normar criterios, algunos coeficientes de variación volumétrica típicos de algunos materiales; su manejo no debe excluir su cálculo en cada caso específico, pues la influencia de los coeficientes es tal en los movimientos de tierras asociados a un proyecto, que siempre convendrá obtener el valor más apegado a cada caso particular.

La clasificación para presupuesto que figura en la columna siguiente de la tabla para el cálculo del diagrama de masas (Anexo XI-b) responde a una posible necesidad práctica de las instituciones que se dedican a proyectar y construir vías terrestres en gran escala, con el concurso de empresas contratistas; se trata de establecer una clasificación de los materiales que han de moverse, hecha con fines de pago de los trabajos correspondientes, juzgando la dificultad de las operaciones, los equipos y métodos que es preciso usar, etc., a fin de llegar a definir un precio concreto para cada tipo de material encontrado en la obra. Desde este particular punto de vista, la práctica mexicana diferencia tres tipos de materiales. El A, que es fácilmente excavable, por ejemplo con pico y pala; el B, que presenta mayores dificultades, pero no requiere para su remoción el empleo de explosivos y el C, que ha de ser extraído por dicho procedimiento. Así, es usual en México, describir un material cualquiera por medio de tres números, que suman siempre 100, que representan los porcentajes de material A, B y C que componen el total que ha de removerse. El precio que se considere a fin de cuentas por un metro cúbico de material excavado queda fijado por los porcentajes señalados y por el precio preseñalado por la institución contratante para el pago de la excavación de la misma unidad de volumen en cada una de las tres categorías de material consideradas. En la mayor parte de los casos, una clasificación como la anterior ya no tiene en México más utilidad que servir como norma de cálculo de costos para la institución que proyecte y estudie alternativas, pues es norma actual de la Secretaría de

Obras Públicas el otorgar todas las obras a las empresas contratistas que las realicen por medio de concursos públicos, en los que éstas últimas presentan un precio único por metro cúbico de material, colocado en la terracería con el tratamiento que el proyecto señale. Huelga decir que esta norma evita muchos problemas legales o de confrontación de criterios, pues un sistema de clasificación para pago como el que más arriba se señaló, u otro cualquiera hecho con espíritu similar, incluye mucho de interpretación subjetiva en su funcionamiento y puede conducir a conclusiones muy discrepantes a técnicos diferentes, todos bien intencionados.

Uno de los puntos fundamentales de un estudio geotécnico para una vía terrestre será el conjunto de recomendaciones que incluye para señalar la inclinación que haya de darse a cortes y terraplenes. Ya en otras partes de este libro se ha insistido en la necesidad práctica de fundar la gran mayoría de dichas recomendaciones en estudios someros y en lo indispensable que será, por consecuencia, que las produzcan especialistas avezados, capaces de extraer el mejor partido de una información por demás escasa. Cuando este punto se contempla dentro de todo el conjunto de información vital que un estudio geotécnico ha de contener, resalta claramente la necesidad de que un grupo adecuado de estos especialistas maneje sistemáticamente estos estudios y lo rentable que tiene que ser para cualquier institución encargada de estas obras el contar con tales grupos. En lo referente a inclinación de taludes, por otra parte, huelga decir que la importancia de unas recomendaciones adecuadas excede en mucho a los requerimientos del cálculo de un diagrama de masas.

Un complemento fundamental para la tabla que se ha venido comentando será el indicar la utilización que podrá darse dentro del cuerpo de las terracerías a los diferentes materiales encontrados en el campo y que la propia tabla menciona. Ya se ha discutido en otras partes de este libro que el uso correcto que pueda hacerse de un material no es, ni mucho menos, independiente de su ubicación dentro del cuerpo de un terraplén, por ejemplo, pues a diferentes ubicaciones corresponden muy diversos niveles de esfuerzo por peso propio de la propia terracería o por efecto del tránsito o distintas condiciones en cuanto a interrelaciones con el agua, superficial o subterránea, etc. Así, un material que en determinada ubicación en el terraplén podría trabajar convenientemente, puede ser causa de fallas catastróficas si se le coloca en otra; también serán posiblemente distintos los tratamientos necesarios según sea la posición de un cierto material dentro de la obra. Esta es, sin duda, una de las informaciones esenciales del estudio geotécnico y también una de las que exigen mayor preparación y cuidado de parte de quien lo realice.

De la misma manera, deberán de señalarse como complemento a la tabla de cálculo del diagrama de masas los lugares en que será preciso construir esca-

iones de liga entre los terraplenes y el terreno de cimentación, los sitios en que se efectuarán despalines u operaciones similares y demás operaciones que requieren de movimientos de tierra y hacen variar el costo de la obra.

## 2. *Diagramas de préstamos de materiales*

La segunda tabla que incluye el Anexo XI-b, al final de este capítulo proporciona los datos de todos los bancos de préstamos que se utilicen para construir la vía terrestre.

En general, los materiales para formar las terracerías se obtienen de tres fuentes distintas. Se utiliza el obtenido de la excavación de un corte para formar un terraplén vecino; este procedimiento suele denominarse de compensación longitudinal y resulta económico, en el sentido de que tiende a disminuir los volúmenes de desperdicio y a utilizar todo el material removido; es obvio que en muchos casos la compensación que se logra no es completa, produciéndose faltantes o desperdicios, según los volúmenes de terraplén superen o no a los de corte y es obvio también que el procedimiento está limitado por la calidad de los materiales que se obtengan al excavar los cortes y la que se requiera en el que se haya de colocar en los terraplenes.

El segundo procedimiento para la obtención de materiales para la construcción es el llamado préstamo lateral. En él se extrae el material necesario de excavaciones paralelas al eje de la vía y adosadas a ésta, generalmente dentro del derecho de vía. Con el procedimiento se disminuyen los acarreos de los materiales, que son un renglón importante en el costo total de construcción. El método está limitado, en primer lugar, por la calidad de los materiales existentes en el terreno de cimentación que, sobre todo en zonas planas, agrícolas, inundables o pantanosas, puede dejar mucho que desear; además, las zanjas producto de la excavación, cercanas al camino pueden ser una seria fuente de humedecimiento para los terraplenes, cuando se llenan de agua de lluvias y pueden resultar difíciles de drenar, sobre todo en terrenos planos, en los que, lógicamente, el préstamo lateral resulta más ventajoso y es, por ello, más usado. Otras veces, lo estrecho del derecho de vía (así, para evitar erogaciones por adquisición o expropiación de tierras) obliga a excavar zanjas muy profundas, con lo que los problemas de drenaje y encharcamiento se agravan. El préstamo lateral tampoco es recomendado por los ingenieros de tránsito, que temen a su mala influencia psicológica y a la gravedad de los accidentes que en ellos pueden ocurrir. Por todo lo anterior, el préstamo lateral sólo debe emplearse cuando produzca materiales apropiados, sean fáciles de drenar las zanjas a que da lugar y quede a razonable distancia de la vía terrestre. Vale la pena comentar otro efecto del préstamo lateral que es raramente contemplado por los ingenieros que lo utili-



zan. Las zanjas producto de la excavación, cuando están bien drenadas equivalen, a su vez, en muchos aspectos a un dren, que abate el nivel de las aguas de los terrenos vecinos; frecuentemente éstos son de labor y ocurre que en una franja paralela a la excavación y con un ancho no despreciable se pierden unas buenas características agrícolas originales, dando lugar, en cambio a un terreno yermo, inútil para el cultivo; es posible que si la pérdida por este concepto se hiciese intervenir en los análisis de costos que maneja el ingeniero, lo que jamás se hace, pudiera verse que, en algún caso, el préstamo lateral no es tan ventajoso económicamente como se ve a primera vista.

El tercer método para obtener materiales de construcción en las vías terrestres es la localización de un depósito o formación naturales, constituidos por un material de características apropiadas, el cual se explota en forma masiva, para acarrearlo y tenderlo en la vía. Estos son los bancos de préstamo, en torno a los que habrá algún comentario adicional en otras partes de este libro.

La compensación longitudinal, el préstamo lateral y el uso de bancos deberá detallarse en los estudios geotécnicos. Los dos primeros métodos deberán ponderarse al llegar a conocer la estratigrafía y propiedades del terreno de cimentación próximo a la vía y las características de las lomas en que se efectuarán cortes susceptibles de generar material aprovechable para formar terraplenes; como en este último caso será preciso conocer al subsuelo en profundidades mucho mayores que las que son usualmente alcanzables por la metodología de exploración que se utiliza en la realización de estudios geotécnicos, es muy útil emplear los métodos de prospección geofísica (Capítulo III) como complemento, pues además de que darán información sobre la atacabilidad de los suelos y rocas, con vistas a definir métodos de explotación y costos, servirán también para definir la calidad de los materiales producto de la exploración y su eventual utilización para formar, en todo o en parte, los terraplenes vecinos.

Los bancos de materiales deberán ser objeto de una búsqueda especial, que se detallará algo más adelante, y para cada uno de los encontrados deberá llenarse una tabla como la que figura bajo el título "préstamos de materiales" en el Anexo XI-b. La mayor parte de los datos de esta tabla ya han sido antes comentados, pero en añadidura deberá proporcionarse información precisa sobre utilización, forma del banco, posición de los frentes de ataque, volumen aprovechable, localización y, por supuesto, tratamientos necesarios según el uso que de los materiales pretenda hacerse.

La capa subrasante y los materiales para sub-base, base y carpeta de pavimentos flexibles, el sub-balasto y el balasto de las vías férreas y los materiales para concreto suelen provenir de bancos especialmente localizados. Los materiales para construir capas más

bajas de las terracerías se obtienen muchas veces de compensaciones longitudinales o de préstamos laterales, aunque cada día sea más frecuente la utilización de materiales de bancos "ad hoc", sobre todo en aeropistas o en tramos de carretera o ferrocarril en que se desee, por alguna razón, materiales de calidad superior.

### 3. Croquis del perfil de suelos

La siguiente gráfica que se muestra en el Anexo XI-b, al final de este Capítulo, contiene un croquis del perfil de suelos en cada una de las zonas o subzonas que se han ido definiendo a lo largo del futuro trazo. Este croquis debe proporcionar toda la información recolectada en la observación y en la exploración de campo, así como la geofísica complementaria, cuando la hubiere.

### 4. Croquis de la planta

Para proporcionar en forma gráfica la ubicación del proyecto, así como los principales accidentes topográficos, geológicos, de población, etcétera, se dibujará un croquis a escala de la planta del trazo en estudio.

### 5. Obras complementarias de drenaje

Ya se dijo al comienzo de este capítulo que las obras complementarias de drenaje, por sus características y número, han de ser recomendadas más bien según el sentimiento y la opinión de especialistas, que con base en estudios minuciosos y detallados, para los que, por otra parte, seguramente no existe metodología específica y digna de confianza. Se exceptúan naturalmente las alcantarillas, que si bien son obras de drenaje, no caben dentro de las que en este libro se han llamado "complementarias" y para las que sí se ha desarrollado una metodología propia, tanto para definir su ubicación, relacionada con cauces y escurrimientos existentes como para su cálculo hidráulico.

La experiencia parece demostrar que los especialistas más apropiados para establecer recomendaciones específicas en torno a las obras complementarias de drenaje, en el sentido empleado en este capítulo, son los mismos que elaboran los estudios geotécnicos de las vías terrestres, aún cuando en este tema resulte muy conveniente la consulta frecuente y la confrontación de criterios constante con los ingenieros encargados de los estudios hidrológicos de la vía y de la concepción de las obras de drenaje mayor (puentes) y menor (alcantarillas). La razón es obviamente que, según se desprende de páginas anteriores de este capítulo, las llamadas obras complementarias están sobre todo ligadas a protección de cortes y terraplenes, control de erosión en suelos y prevención de problemas de estabilidad en suelos y rocas, temas

todos que caen muy especialmente dentro de la esfera del conocimiento y la preocupación de quien hace estudios geotécnicos.

Por esta razón, es rutinario, por lo menos en la práctica mexicana, que el estudio geotécnico se extiende hasta cubrir las recomendaciones en torno a dónde y cómo construir las diferentes obras complementarias de drenaje que más atrás se describieron. A esta información se refiere la última tabla incluida en el Anexo XI-b, que servirá para detallar dónde construir cunetas, contracunetas, bordillos, lavaderos, etcétera y cómo construirlas, especialmente en lo que se refiere al recubrimiento con materiales impermeabilizantes.

La utilización del subdrenaje por zanjas laterales, con tubo perforado y rellenas con material de filtro, se ha hecho últimamente tan frecuente y ha demostrado tal utilidad, que las recomendaciones respectivas también deben figurar en el estudio geotécnico. Otras obras más sofisticadas de subdrenaje (Capítulo VII) deben ser previstas en el estudio geotécnico, aunque su proyecto detallado pueda ser objeto de un estudio especial.

## XI-15 ALGUNAS IDEAS EN TORNO A LOS MECANISMOS DE LA EROSION POR AGUA Y A LOS MECANISMOS DE RESISTENCIA DE LOS TERRENOS

La erosión, proceso por el que se produce la desintegración y arrastre de los terrenos, tiene tanta importancia práctica en los problemas conectados con el proyecto, la construcción y, quizá sobre todo, con la conservación de vías terrestres, que parece conveniente dedicarle mayor atención en este Capítulo, dedicado a las obras complementarias que se conciben y construyen, en buena parte, para combatirla.

Relativamente poca atención sería ha recibido el tema por parte de los investigadores; así como es posible ver algún estudio relativo a los medios prácticos para combatir la erosión, faltan los enfoques fundamentales, en donde el fenómeno se estudie en sus causas últimas y en sus relaciones con otros más



Efecto de erosión. Nótese al lavadero descubierto.

conocidos, para poder situarlo dentro del marco general del conocimiento actual, estableciendo las normas de criterio para su correcta interpretación y racional neutralización.

Los estudios que para lograr dar un marco teórico a los fenómenos de la erosión por agua, que es la que más afecta a las vías terrestres, ha realizado el Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil, de Lisboa, son una importante excepción en un panorama general no muy prometedor. En particular, la Ref. 18, que sirve de encuadre básico a estos comentarios, ofrece una tentativa muy interesante de ir más allá de los efectos evidentes del fenómeno, para establecer sus mecanismos de generación y actuación, así como los que los suelos han de desarrollar para resistirlo. El trabajo se refiere a la erosión causada por la lluvia al caer y por el agua que escurre superficialmente, proveniente de la misma fuente.

En la tabla XI-6 (Ref. 18) se presenta el conjunto de acciones por las que las lluvias pueden producir erosión.

La erosión por lluvia se debe a dos causas principales: el impacto de las gotas y el arrastre del agua que escurre por la superficie del terreno.

**TABLA XI-6**

**Efectos de la lluvia en la erosión de terrenos (Ref. 18)**

<i>Acciones directa o indirectamente erosivas de la lluvia</i>	<i>Mecanismo de acción</i>	<i>Efectos erosivos, directos o indirectos</i>
Impacto de las gotas	Disgregación.	Erosión por escurrimiento laminar. Erosión por escurrimiento concentrado (torrentes).
Escurrimiento superficial	Disgregación. Transporte.	Erosión diferencial, por diferentes resistencias al fenómeno de las distintas capas del terreno.
Infiltraciones	Nivel freático suspendido. Elevación del nivel freático.	Deslizamientos de tierras. Erosión interna, tubificación, etc.
Humedecimiento y serado	Expansión y contracción.	Fisuramiento. Pérdida de cohesión. Flujos estacionales.

La energía cinética de las gotas de lluvia que cae, aumenta con la intensidad de la precipitación, pero el incremento va siendo menor según la intensidad aumenta, de manera que la energía cinética tiende asintóticamente a un valor límite, que parece ser el mismo para todas las tormentas de gran intensidad. La razón de este fenómeno parece estar en



**Efecto de la erosión en un gran terraplén.**

que las gotas alcanzan un tamaño máximo estable (5 ó 6 min), de manera que precipitaciones mayores producen gotas mayores, pero ya inestables, que se dividen durante la caída (Ref. 19). Existe también un tamaño mínimo de gota para producir algún efecto. Cuando el viento hace a la lluvia oblicua aumenta su energía cinética, pues la nueva velocidad oblicua de llegada es mayor que la componente original de caída vertical; esto hace que tenga importancia práctica la orientación de los taludes en relación al viento.

La Fig. XI-25 muestra un escurrimiento laminar, de agua, de espesor uniforme, sobre la superficie inclinada de un terreno; puede verse que el agua al escurrir aplica a la superficie del terreno un esfuerzo tangencial, que vale:

$$\tau_a = \gamma_w h_w \text{ sen } \beta \text{ cos } \beta \quad (11-15)$$

Esta expresión implica que el agua puede desarrollar un esfuerzo cortante  $\tau_a$  o bien que la viscosidad cinemática permite suponer que tal esfuerzo se desarrolle. Por lo tanto debe existir una velocidad crítica para que tal esfuerzo exista, lo que implica a su vez una velocidad crítica para cada tipo de terreno.

Como:

$$h_w \text{ cos } \beta = a \quad (11-16)$$

se tiene:

$$\tau_a = \gamma_w a \text{ sen } \beta \quad (11-17)$$

Puede considerarse a  $\text{sen } \beta$  como el gradiente hidráulico del escurrimiento.

Cuando este esfuerzo rasante alcanza un valor límite, propio de cada terreno, las partículas comienzan a disgregarse y la erosión empieza; este valor límite puede denominarse el esfuerzo erosivo propio de cada caso.

Considérese que el agua que escurre sea limpia. El espesor de la lámina y el gasto de escurrimiento se relacionarán con la expresión:

$$Q = a_v v \text{ (Faja unitaria de terreno)} \quad ((11-18))$$

Donde  $v$  es la velocidad con que el agua escurre.



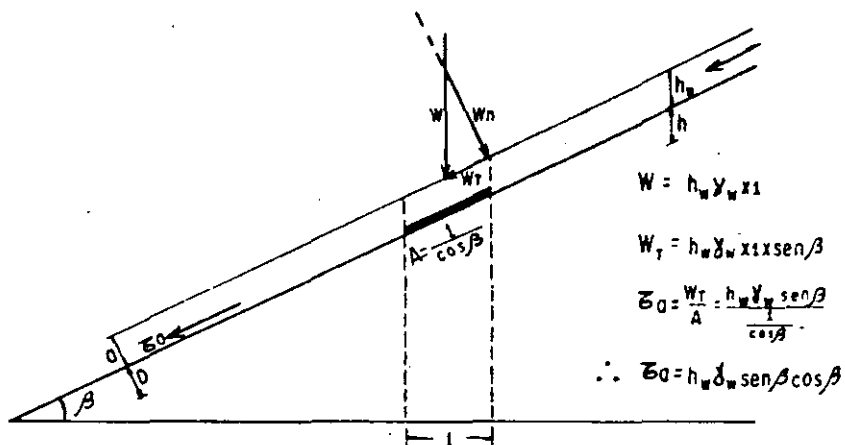


Figura XI-25. Esguerrimiento laminar uniforme en un terreno ilimitado e inclinado.

También el gasto que se tenga a una distancia  $L$  de la cresta del terreno, podrá relacionarse con la intensidad de precipitación (por ejemplo, en  $\text{cm}/\text{min}$ ) a través de un coeficiente de esguerrimiento, que exprese cuánto del agua caída esguerra y cuánto se infiltra, evapora o es retenida de cualquier modo:

$$Q = C I L \quad (11-19)$$

(Después de transcurrido el tiempo de concentración)

Siendo  $C$  el coeficiente de esguerrimiento e  $I$  la intensidad de precipitación.

Si se comparan las ecuaciones 11-18 y 11-19, se tiene:

$$a_w v = C I L \quad (11-20)$$

si el agua que esguerra trae sólidos térreos en suspensión, la expresión 11-17 se transformará:

$$\tau_s = (\gamma_s a_s + \gamma_w a_w) \text{sen } \beta \quad (11-21)$$

Donde  $\gamma_s$  es el peso específico de los sólidos arrastrados y  $a_s$  es el espesor de sólidos que puede considerarse. Conviene definir la concentración de la suspensión,  $S$ :

$$S = \frac{\gamma_s a_s}{\gamma_w a_w} \quad (11-22)$$

con lo que la expresión 11-21 queda:

$$\tau_s = (1 + S) \gamma_w a_w \text{sen } \beta \quad (11-23)$$

Pero, si de la ecuación 11-20 se despeja  $a_w$ , puede escribirse:

$$\tau_s = C I \gamma_w \frac{1 + S}{v} L \text{sen } \beta \quad (11-24)$$



Erosión por fatiga en una alcantarilla mal colocada en el cuerpo de la terracería.



Efecto de la erosión en un terraplén. Nótese la falta de bordillos y lavaderos.

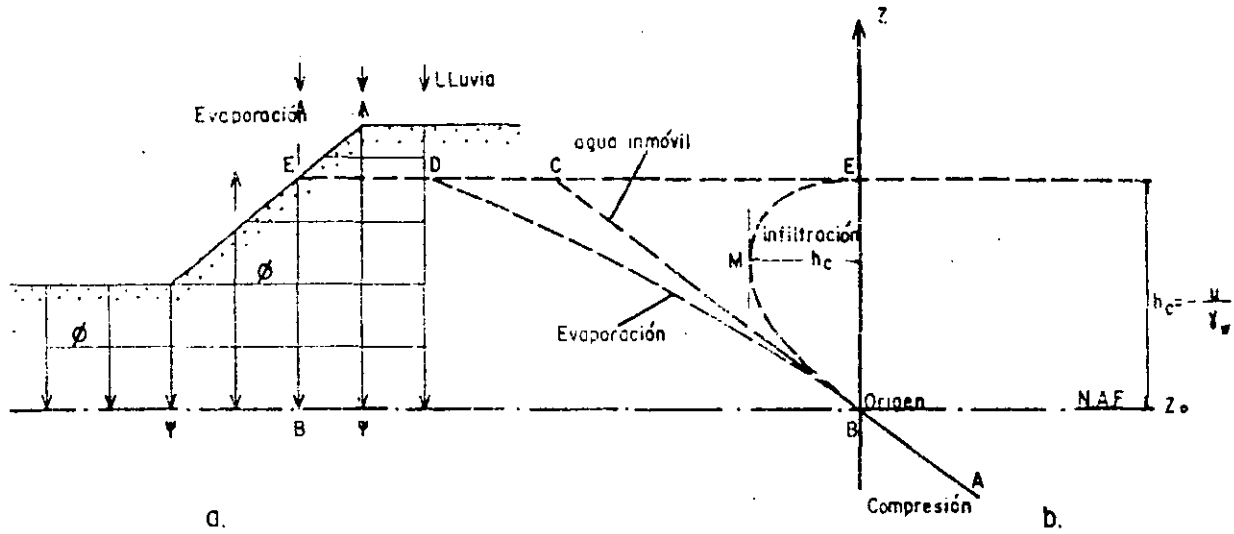


Figura XI-26. Mecanismos de infiltración y evaporación del agua en un talud (Ref. 18).

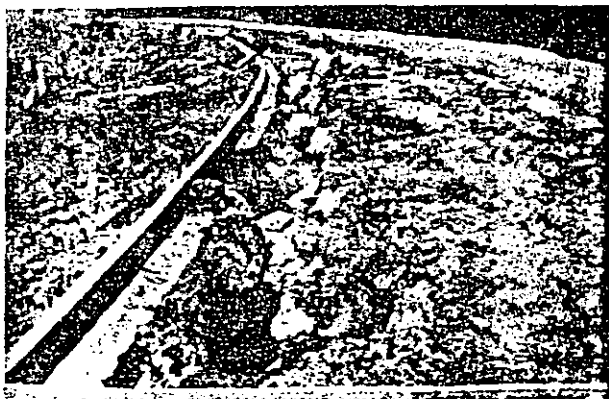
Con lo que el valor del esfuerzo rasante queda expresado en términos de magnitudes físicas de sentido familiar para el ingeniero. Naturalmente, la expresión 11-24 sólo es válida para su escurrimiento laminar de espesor uniforme.

Si el agua que escurre tiende a concentrarse en pequeños torrentes, formados como consecuencia de irregularidades en el terreno, como suele suceder, ya no es válido considerar un ancho unitario a la faja de escurrimiento, como se ha venido haciendo, sino que ese ancho deberá substituirse por el real del pequeño torrente que se forme; en este caso también variará la altura  $a_w$  del escurrimiento y la velocidad,  $v$ . En general, cuando el escurrimiento se concentra es más fácil, para una misma tormenta, alcanzar el esfuerzo erosivo límite: esto es debido a varias causas, de las que una importante es que cualquier torrente que se forme en el terreno inclinado representa, para las partículas en la superficie, una inclinación mayor, de modo que aumenta la sollicitación por peso propio en esas partículas; también aumenta la velocidad del escurrimiento.

Otro efecto del agua de lluvias es su infiltración

en el terreno y la consiguiente modificación del régimen de las aguas subterráneas. En la Fig. XI-26 se muestra un talud con su nivel freático en la profundidad  $z$ .

Para un recorrido  $ds$  del agua dentro del talud, el gradiente hidráulico es producido tanto por la energía potencial de posición, como por la presión; por lo tanto (Fig. XI-26):



Efecto de la erosión en un terraplén. Destrucción del bordillo por falta de lavaderos.



Erosión en un corte por falta de cunetas provisionales.

$$i = \frac{dz}{ds} + \frac{1}{\gamma_w} \frac{du}{ds} \quad (11-25)$$

Si  $h_w$  es una altura de agua equivalente a la presión  $u$ , podrá ponerse:

$$i = \frac{dz}{ds} + \frac{dh_w}{ds} \quad (11-26)$$

Si se supone que el talud es homogéneo e isótropo en lo referente a la permeabilidad, el agua de la lluvia penetrará verticalmente hacia abajo, con lo que el gradiente correspondiente a la carga de posición será unitario ( $ds = dz$ ) y:

$$i = 1 + \frac{dh_w}{dz} \quad (11-27)$$

Si el agua está en reposo dentro del talud  $i = 0$ , por lo que esta condición de equilibrio puede expresarse como:

$$dh_w = -dz \quad (11-28)$$

Esta condición se representa en la Fig. XI-26.b por la recta ABC. Sobre el NAF,  $h_w = \frac{u}{\gamma_w}$  tendrá que ser negativa para que haya equilibrio; bajo ese nivel,  $z$  es negativo y  $h_w$  será positiva para el equilibrio. Como la carga de presión en el NAF es nula por definición, si el agua está sobre ese nivel tiene que tener una presión negativa precisamente igual a la altura que sobre el NAF tenga (Capítulo VII). Como la presión que el agua desarrolla sobre el NAF es debida a fenómenos capilares (Capítulo I y VII) y depende de la altura capilar a que el agua asciende, se sigue que si el agua está en equilibrio sobre el NAF, su altura física sobre esa capa tiene que ser igual a la altura capilar  $h_c$  de ese suelo. O sea, entonces:

$$-h_w = h_c = -\frac{u}{\gamma_w}$$



Erosión en un corte por falta de protección superficial y de pendientes adecuadas.

Si en el agua se tiene una altura sobre el NAF diferente de la altura capilar correspondiente habrá un gradiente en el agua, de valor:

$$i = 1 - \frac{dh_c}{dz} \quad (11-29)$$

Según se deduce de la ecuación 11-27 y de las reflexiones anteriores.

En la Ref. 18 se expresa este gradiente como:

$$i = 1 + i_o \quad (11-30)$$

Donde:

$$i_o = -\frac{dh_c}{dz} \quad (11-31)$$

Este es el gradiente capilar o de succión. Si  $i$  total es positivo el agua baja; si es negativo, sube.

Cuando llueve, el suelo se humedece o satura superficialmente, por lo que en esa zona el radio de los meniscos aumentará y la tensión capilar se reduce (párrafo VII-5 del Capítulo VII) disminuyendo  $h_c$ ; tanto en la ecuación 11-29 como en la 11-31 se ve que este efecto produce una alimentación del agua subterránea por un flujo descendente; de hecho si el suelo se satura con la lluvia,  $h_c = 0$  y la alimentación será máxima.

También en el párrafo VII-5 del Capítulo VII se vio que, por el contrario, la evaporación produce aumento de la tensión capilar y, por ende, de  $h_c$  por lo que produce flujo ascendente.

La Fig. XI-26.b reproduce los cambios del diagrama original de presiones ABC, tanto en el caso de la evaporación como en el de la infiltración por lluvia. En el caso de la infiltración, el gradiente gravitacional del agua, que es unitario en un suelo homogéneo e isótropo, se ve aumentado en un sumando (ecuación 11-29) que puede ser importante, aumentando considerablemente el gasto de infiltración. Lo contrario pasa en el caso de la evaporación.

Si se observa la Fig. XI-26.b se ve que el gradiente de succión  $i_o$  (Ecuación 11-31) vale  $-1$  en B (NAF) durante la infiltración (En efecto, el agua para pasar de la posición original en E, con energía de posición



Efectos de la erosión.

$h_c$  al punto  $B$ , habrá recorrido un trecho también igual a  $h_c$ ); dicho gradiente tiene que anularse en un punto intermedio  $M$ , donde  $h_c$  tiene un máximo (durante la lluvia, supuesto que la tensión capilar se anula en la superficie del terreno, por causa de la lluvia, se tendrán  $h_c = 0$  en  $E$  y en  $B$ , por estar este último en el NAF; como quiera que la tensión capilar se conserva diferente de cero entre  $E$  y  $B$ , tiene que tener un máximo, según muestra la curva  $BME$ , que es una distribución de dicha tensión en la zona de saturación). Obviamente, dicho gradiente es máximo en la superficie del terreno.

Consecuentemente, el gradiente hidráulico total del flujo (ecuación 11-30) es máximo en la superficie del terreno, se conserva mayor que 1 entre  $E$  y  $M$ , pasa a ser menor que 1 entre  $M$  y  $B$  y llega a ser cero en  $B$ , sobre el nivel freático. Esto condiciona los valores de la velocidad de descarga del flujo ( $v = ki$ ), que disminuye constantemente desde la superficie, hasta llegar a ser cero en el nivel freático. Este hecho determina que el agua tiende a acumularse en la zona de saturación, sobre el nivel freático, disminuyendo constantemente las tensiones en el agua en esa zona y formándose un verdadero nivel freático suspendido, por encima del original. Como la disipación de la tensión capilar en el interior del talud por infiltración va ocurriendo a profundidad constante bajo la superficie del suelo, la masa de agua suspendida tiene un contorno paralelo al talud; esta masa de agua tiende a fluir por efecto gravitacional, aflorando al pie del talud. Este efecto incrementa las tendencias erosivas del agua en el interior del talud y el flujo paralelo a éste contribuye a aumentar el esfuerzo rasante que se expresó en la ecuación 11-15. Este aumento se cuantifica en la Ref. 18, llegándose a la expresión:

$$\frac{\Delta \tau_o}{\tau_o} = \frac{\text{sen}^2 \beta + n \cos^2 \beta}{1 - n} \frac{\gamma_w}{S_s} \quad (11-32)$$

siendo  $n$  la porosidad del suelo, y  $S_s$  el peso específico relativo de los sólidos.

La Fig. X-27 (Ref. 18) muestra cuanto se agrava



Situación final a la que puede llegarse si la erosión no se controla.

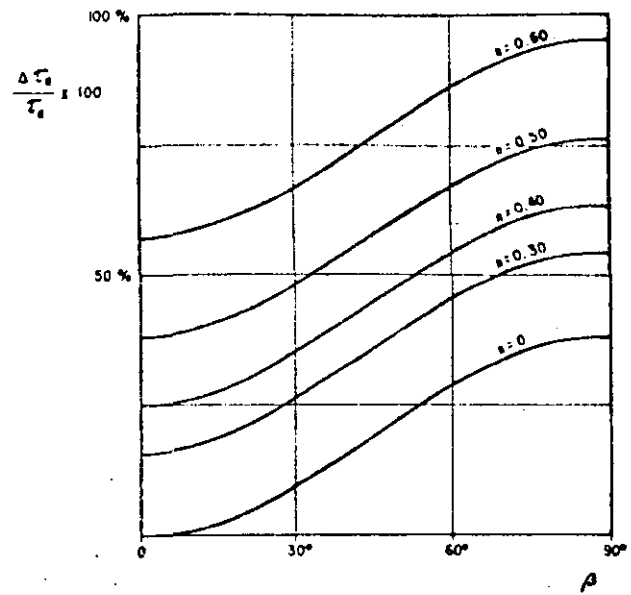


Figura XI-27. Aumento del esfuerzo rasante actuante en un talud por efecto de su inclinación y de la porosidad del suelo constituyente (Ref. 18).

el esfuerzo rasante actuante en un talud para diferentes inclinaciones de éste y diversos valores de  $n$ , que como se ve en la ecuación 11-32 es determinante en el aumento de la acción erosiva del agua por concepto del flujo de la masa de agua suspendida, que fluye paralela al talud.

Puede verse en la figura que en un talud inclinado a  $45^\circ$  con la horizontal, por ejemplo, el efecto del flujo paralelo a la superficie incrementa los esfuerzos rasantes a esa superficie en 37 % para  $n = 30\%$ , pero lo hace en casi 80 %, si el valor de la porosidad se elevara a 60 %.

La tabla XI-7 (Ref. 18) resume las principales conclusiones del análisis de la erosividad de las lluvias, detallando los principales parámetros que intervienen en el fenómeno; de éstos los hay que se refieren a la lluvia en sí (siendo su intensidad y duración con mucho los más importantes), al clima, al terreno y a la geometría del talud.

En la misma referencia 18 se analiza a continuación el fenómeno de la erosión desde su otro ángulo de interés, que se refiere a las características de los suelos que determinan su resistencia al fenómeno.

Desde luego la resistencia que se opone a la remoción y arrastre de los granos puede considerarse del tipo tradicional:

$$s = c + \bar{\sigma} \tan \phi$$

Con referencia a la Fig. XI-25 puede ponerse:

$$\bar{\sigma} = \gamma'_m h \cos^2 \beta \quad (11-33)$$

Donde  $h$  corresponde al tamaño de la primera hilera de granos ( $D$ , en la figura). El peso específico a con-

TABLA XI-7

Principales parámetros que afectan el fenómeno de erosión por lluvia (Ref. 18)

Acciones directa o indirectamente erosivas	Parámetros inherentes a la lluvia o al clima	Parámetros inherentes al terreno o a la geometría del talud
Impacto de las gotas.	Intensidad de la lluvia (hasta un límite). Velocidad del viento durante la tormenta.	Orientación del talud respecto a los vientos.
Escurrimiento superficial.	Intensidad de la lluvia y su duración.	Inclinación del talud. Área en la superficie expuesta del talud. Número de surcos y torrentes que se formen. Coeficiente de escurrimiento. Velocidad del agua. Concentración de arrastre sólido.
Infiltración.	Duración de la lluvia.	Inclinación del talud. Porosidad. Permeabilidad.
Humedecimiento y secado.	Alternancia de estaciones seca y lluviosa. Intensidad de acción solar. Pluviosidad.	Condiciones para la infiltración (protección, permeabilidad, inclinación) y para la evaporación (orientación al sol, protecciones, etc.).

siderar será el sumergido si el talud está internamente anegado en agua suspendida. Teniendo en cuenta la relación geométrica entre  $h$  y  $D$ , la ecuación 11-33 también puede escribirse como:

$$\bar{\sigma} = \gamma_m D \cos \beta \quad (11-34)$$

y la resistencia será:

$$s = c + \gamma_m D \cos \beta \tan \phi \quad (11-35)$$

Si el régimen de escurrimiento es lo suficientemente veloz para que haya turbulencia, el segundo término del segundo miembro de la ecuación 11-35 se reducirá en algo, lo que podrá expresarse afectándolo por un coeficiente menor que la unidad, sobre el que, por otra parte, aún no hay información.

También influirá, modificando la ecuación 11-34, el hecho de que en el talud se hayan ya formado surcos y torrentes, pues en tal caso la inclinación a que están sujetas las partículas de la superficie no es  $\beta$ , sino algo mayor.

En lo que se refiere a suelos granulares sin cohesión, la mayoría de la información sobre resistencia a la erosión proviene de estudios sobre estabilidad de suelos en el fondo de canales (Ref. 20); de ella se desprende (Ref. 18) que un aspecto fundamental es la relación entre el tamaño de los granos del suelo y el esfuerzo erosivo (ecuaciones 11-15 u 11-17). En la Fig. XI-28 (Ref. 18) aparece sombreada la zona que representa la relación entre el diámetro medio de los granos y el esfuerzo erosivo, que recomienda la mayoría de los autores preocupados por estos problemas.

En los materiales no cohesivos con diámetro medio inferior a 5 mm, la resistencia a la erosión parece ser bastante más eficiente que en los de mayor tamaño. Esto puede deberse a dos razones principales; en primer lugar parece que aumenta considerablemente el valor límite del esfuerzo rasante soportable y, en segundo, seguramente en estos materiales pequeños sea mayor la influencia del acomodo y la cementación, inclusive por el propio sedimento del agua entre las partículas. Sea cual fuere la explicación, el hecho experimental permanece y se traduce correspondientemente en las recomendaciones prácticas de la Fig. XI-28.

En lo que se refiere a suelos cohesivos, la información actual es mucho más precaria y casi no pasa de fijar alguna velocidad límite que no produzca erosión, tal como se asentó, por ejemplo, en la tabla XI-2 de este capítulo. Si esas velocidades se transforman en el esfuerzo erosivo correspondiente, utilizando las ecuaciones 11-18 y 11-17, estimado el gasto que escurre, por ejemplo, puede llegarse a recomendaciones prácticas análogas a las incluidas en la tabla XI-8, que se refieren a suelos cohesivos colocados en el fondo de canales y corresponden a la práctica rusa, recogida por las Refs. 18 y 20.

TABLA XI-8

Esfuerzos rasantes que provocan erosión en suelos cohesivos en el fondo de canales (en  $\text{gr/m}^2$ ) (Refs. 18 y 20)

Material del fondo	Consistencia del material			Muy compactado
	Suelto	Poco compactado	Compactado	
Arcilla arenosa	180	700	1,470	2,800
Suelos muy arcillosos	140	670	1,370	2,540
Arcillas puras	108	560	1,260	2,380
Suelos poco arcillosos	90	430	960	1,540

Independientemente del valor que puedan tener los números específicamente anotados en la tabla XI-8, un punto que destaca es la influencia de la compactación en la resistencia a la erosión de los suelos cohesivos; para circunstancias similares, la resistencia puede aumentar entre 15 y 20 veces al pasar el suelo del estado suelto a uno muy bien compactado.

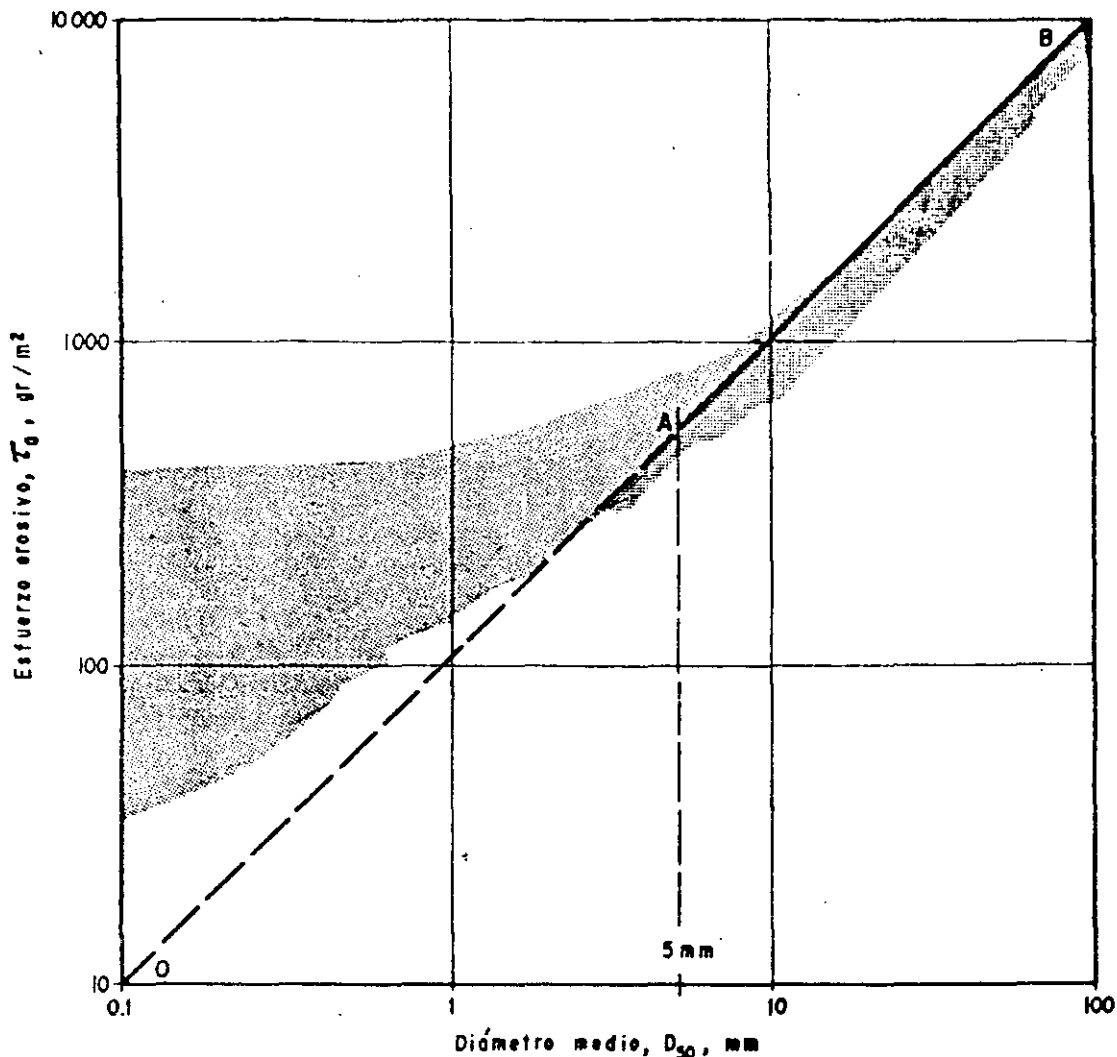


Figura XI-28. Relación recomendada por la práctica entre el diámetro medio de las partículas y el esfuerzo erosivo permisible (Experiencias en el fondo de canales) (Ref. 18).

Uno de los efectos que más colaboran a la erosión de los suelos cohesivos tiene que ser la expansión en la superficie, que ha lugar al humedecerse y que no está contrarrestada por ninguna contrapresión, por lo que ocurre libremente.



Ausencia de obras complementarias de drenaje provisionales en un camino en construcción.

## XI-16 REVESTIMIENTOS VEGETALES. CRITERIOS GENERALES

Parece que de todas formas de revestimiento de suelos que se han mencionado (mampostería, concreto, suelo-cemento, suelo-asfalto, arcillas, vegetación, etcétera) conviene hacer algún hincapié en la vegetación, pues de las demás, alguna posee tecnología propia fuera de los objetivos de este libro, pero familiar a ingenieros de los que usualmente forman parte de los grupos constructores de vías terrestres; tal es el caso de la mampostería y el concreto. Otros revestimientos, como el suelo-cemento y el suelo-asfalto serán tratados en páginas posteriores de este mismo libro. La vegetación, en cambio, aunque posee una tecnología completísima y en torno a ella se han desarrollado diversas ciencias del conocimiento humano, suele estar alejada de las esferas de información que son familiares a los proyectistas y constructores de vías terrestres; de aquí la conveniencia de comentar algo los criterios de su utilización, aun-



Consecuencias de la falta de lavaderos y de protección de taludes.

que esto necesariamente haya de hacerse de un modo general, sin profundizar en ciencias fuera del alcance de los autores y del objeto de esta obra.

La Ref. 21 proporciona en buena parte el material para los presentes comentarios.

Los revestimientos vegetales pueden disponerse siguiendo dos objetivos diferentes: para defensa y protección de los suelos naturales o los taludes y para solaz de los hombres que usarán la vía terrestre.

En lo que respecta al primer objetivo, las principales funciones benéficas de la vegetación pueden ser:

1. Proteger al suelo del impacto de las gotas de lluvia.
2. Disminuir la velocidad del escurrimiento del agua por aumento de la rugosidad.
3. Aumentar la infiltración por huecos de raíces, animales, etc.

Para cumplir esos objetivos la cobertura debe ser tupida.

En general, la vegetación debe estar formada por especies seleccionadas, susceptibles de afianzarse y crecer en las condiciones locales, por lo que el concurso de un botánico especialista es siempre deseable en problemas importantes; ya se dijo (Capítulo VI) que las especies propias de la región ofrecen



Otra vista de una carretera sin obras complementarias de drenaje.

una garantía previa, pero no a cubierto de dificultades, pues con frecuencia se las pretende hacer vivir en condiciones diferentes a las que les son propicias; por ejemplo, algunas plantas que se desarrollan naturalmente en un cierto lugar en un terreno plano pueden crecer difícilmente en un talud. También, la vegetación que se plante en un lugar debe adecuarse al problema que se desea resolver; por ejemplo, deberán ser diferentes las especies que han de cubrir un talud formado por suelo homogéneo, que las que se coloquen en otro formado por rocas en bloque, en cuyas juntas haya suelo que requiera protección o en un tercero constituido por suelos estratificados, donde cada estrato puede ofrecer condiciones diferentes.

Otra función importante, que ya se mencionó en el Capítulo VI es el control del contenido de agua en las capas superiores del suelo, gracias a la evapotranspiración de las plantas.

En los canales, cunetas, contracunetas y obras afines, la vegetación tiene también la función importante de proteger las márgenes y bordes de la acción del agua corriente.

En lo que se refiere al segundo objetivo, relacionado con el mejoramiento de la apariencia que se logra con la vegetación, ha de resaltarse su importancia, a despecho de que no haya sido bien comprendida en el pasado o que, por lo menos, no se haya traducido en líneas de acción sistemática por parte de los ingenieros de muchos países. También cabe comentar que el efecto para los usuarios no se circunscribe muchas veces a la apariencia, con todas las repercusiones psicológicas que ella pueda tener, sino a otros muchos aspectos; por ejemplo, en la actualidad se estudia con interés creciente el efecto de la vegetación como aislante de ruidos lo que puede tener el mayor interés en aeropuertos o en tramos semiurbanos de carreteras y ferrocarriles.

Cuando haya de enfrentarse un programa de plantación de vegetación en canales o taludes, lo primero que ha de tenerse en cuenta es que el suelo por poblar seguramente no es tal en el sentido botánico; no posee las características necesarias para sostener la vida vegetal, ni por su estructura, ni por su textura, ni por la ausencia de los microorgánicos y detritus que definen la llamada tierra vegetal. Por esto, casi sin excepción suele ser necesario un recubrimiento de este último material donde no lo haya y su conservación sistemática donde exista. A este respecto, el ingeniero que al final de la obra desea formar las necesarias protecciones vegetales, se suele encontrar con que ha desaparecido, como simple desperdicio, toda la tierra vegetal removida, a causa de manipulaciones descuidadas de otros colegas que lo precedieron en los trabajos en el sitio. Será siempre buena práctica almacenar la tierra vegetal producto de despalmas y operaciones afines, para lograr al fin de los trabajos excelentes protecciones vegetales a costo muy reducido, que seguramente compensarán con creces

las precauciones guardadas. Los almacenamientos de tierra vegetal no pueden ser demasiado altos y preferentemente deben orientarse en la dirección nortesur; es conveniente protegerlos con ramaje.

Cuando la tierra vegetal se coloca sobre un talud es preciso vigilar que la inclinación de éste la retenga, pues de otro modo será preciso recurrir a la construcción de bermas costosas; ésta es una condición por la que conviene algunas veces dar a un talud una inclinación menor que la estrictamente indispensable por razones de estabilidad. Por la misma razón, cuando un talud vaya a protegerse con vegetación no conviene que su acabado sea liso.

Otro punto a vigilar cuando se usen protecciones vegetales son los manantiales, lloraderos, venas superficiales, etcétera, pues el agua arrastra la tierra vegetal recién puesta; en estos casos será preciso recurrir al drenaje superficial o al subdrenaje, según sea la naturaleza del problema.

Cuando se planten taludes ha de tenerse presente que no basta analizar las condiciones generales del clima regional, para atribuírselas simplemente, pues los taludes casi nunca representan esas condiciones regionales; tanto por la incidencia de la radiación solar, que aumenta la temperatura del suelo, como

por el declive, que vuelve al suelo más seco durante casi todo el año, como por la exposición al viento, los taludes son zonas en que los suelos están expuestos a condiciones generalmente mucho más desfavorables que las medias.

La vegetación puede plantarse despartamando directamente semillas sobre tierra vegetal apropiada; esto puede hacerse a mano o por métodos mecánicos o hidráulicos. Otras veces se plantan tepes o macizos de tierra ya vegetada, a modo de mosaicos; este método es apropiado para pastos y plantación de herbáceas. La planta suele requerir de algunos riesgos antes de su establecimiento definitivo. Los árboles y arbustos, que se utilizan sobre todo como defensa contra erosión eólica, invasión de arenas o pantallas contra ruido, suelen plantarse ya de un cierto tamaño, a fin de contar con su protección desde un principio; requieren mayor atención y riego en tanto no se afianzan.

En términos generales puede afirmarse que la vegetación es el método de recubrimiento más económico y fácil de conservar, sobre todo cuando ha sido previsto en el proyecto, de manera que en la ejecución se disponga de espacio, almacenamientos de tierra vegetal, etcétera.

**Anexo XI-a**

**CUESTIONARIO PARA RECONOCIMIENTO INICIAL  
DESDE EL PUNTO DE VISTA GEOTECNICO**

CARRETERA: \_\_\_\_\_

TRAMO: \_\_\_\_\_

SUB TRAMO: \_\_\_\_\_

DE KM \_\_\_\_\_ + \_\_\_\_\_ a KM \_\_\_\_\_ + \_\_\_\_\_

ORIGEN: \_\_\_\_\_

FECHA \_\_\_\_\_

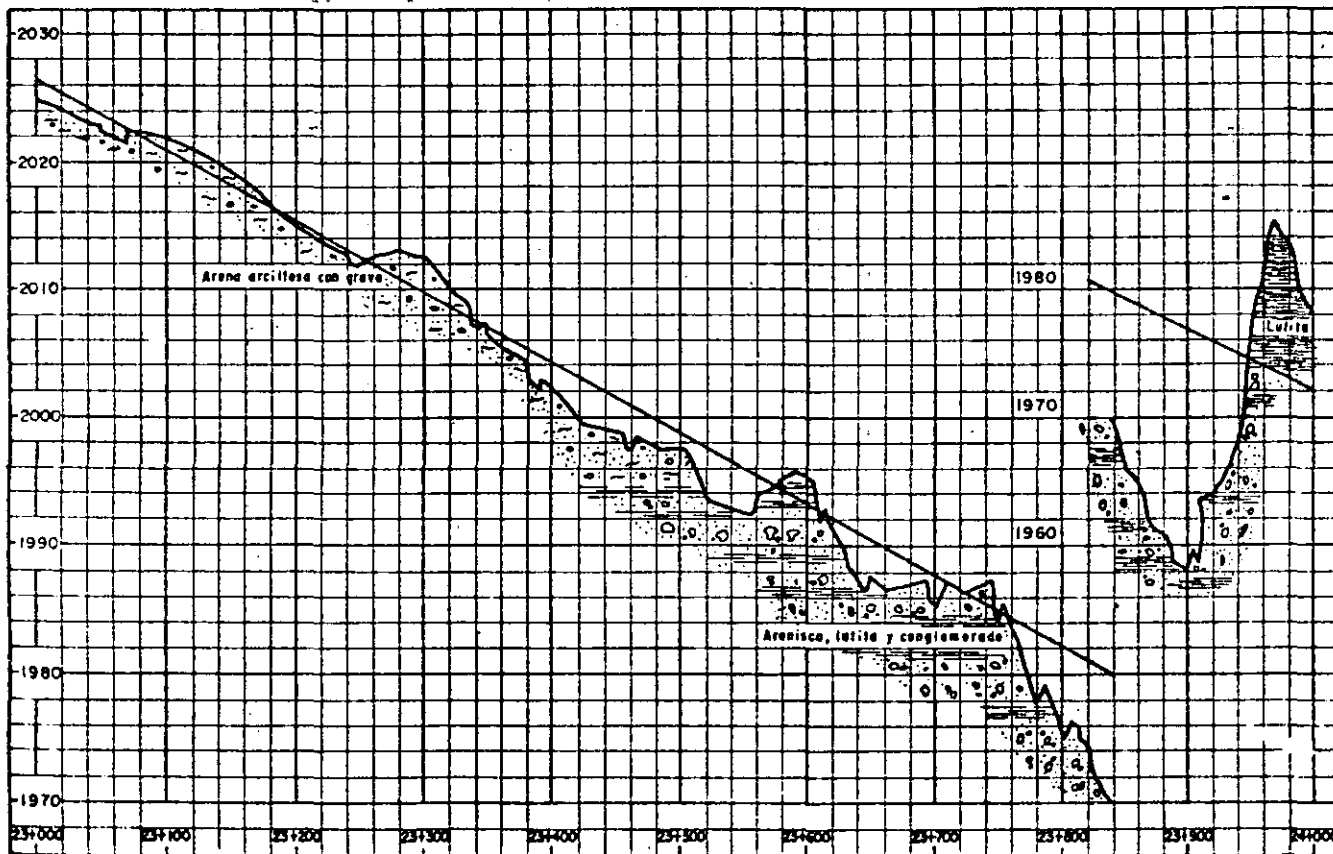
El objeto de este reconocimiento inicial será el de zonificar el tramo por estudiar.







<b>PRÉSTAMOS DE MATERIALES</b>		CARRETERA _____										
		TRAMO _____										
		SUB-TRAMO _____										
		ORIGEN _____										
PRÉSTAMO DE MATERIAL PARA _____		DENOMINACIÓN _____										
UBICACIÓN	ESTRATO		CLASIFICACIÓN S.O.P.	TRATAMIENTO PROBABLE	COEFICIENTE DE VARIACIÓN VOLUMÉTRICA				CLASIFICACIÓN DE PRESUPUESTO			
	Nº	ESPESOR			90%	95%	100%	BAÑEADO	A	B	C	
DIMENSIONES LARGO _____ * ANCHO _____ * ESPESOR _____ *		VOLUMEN APROVECHABLE m <sup>3</sup>		OBSERVACIONES _____								
CROQUIS DE LOCALIZACIÓN												



CARRETERA _____	TRAMO _____	<b>CROQUIS DEL PERFIL</b>
SUB-TRAMO _____	ORIGEN _____	



## REFERENCIAS

1. Gómez Cantú, M. y Urquijo, O. *Aspectos generales del Drenaje en la construcción. Construcción de Obras Complementarias*. Ponencia presentada al Seminario de Drenaje de la Secretaría de Obras Públicas. México, D. F., 1970.
2. Escario, J. L. y Escario, V. *Caminos*. Tomo I. Capítulo V. Publicación de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid, 1960.
3. Sotelo, G. *Drenaje en Carreteras y Aeropuertos*. Publicación del Instituto de Ingeniería de la UNAM (Patrocinada por la Secretaría de Obras Públicas de México). México, D. F., 1971.
4. Linsley, R. K. y Franzini, J. B. *Water Resources Engineering*. McGraw Hill Book, Co., Inc. 1964.
5. Juárez Badillo, E. y Rico A. *Mecánica de Suelos*. Tomo III. Flujo de Agua en Suelos. Capítulo VI. Editorial Limusa, S. A. México, D. F., 1969.
6. Springall, R. *Drenaje en cuencas pequeñas*. Publicación del Instituto de Ingeniería de la UNAM. (Patrocinada por la Secretaría de Obras Públicas de México.) México, D. F., 1969.
7. Rubio J., Olivera, F. y Peña, F. *Drenaje en Caminos de Mano de Obra*. Ponencia presentada en el Seminario de Drenaje de la Secretaría de Obras Públicas de México. México, D. F., 1973.
8. Bruce, A. G. y Clarkeson, J. *Highway Design and Construction*. Capítulo 6. International Textbook, Co. 1956.
9. Etcharren, R. *Manual de Caminos vecinales*. 6ª Parte. Coedición de la Asociación Mexicana de Caminos y de Representaciones y Servicios de Ingeniería, S. A. México, D. F., 1969.
10. Díaz de Cossío, R. y Siess, C. P. *Recomendaciones para el proyecto de alcantarillas de cajón de concreto reforzado*. Informe Técnico al U. S. Army Corps of Engineers. Universidad de Illinois. Urbana, Ill., 1959. (Trad. por la Secretaría de Obras Públicas de México. Publicación Técnica, 1968.)
11. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Tomo II. Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Cap. IV. Editorial Limusa, S. A. México, D. F., 1973.
12. Moreno Pecero, G. y Rico, A. *Instructivo de Campo para la construcción de alcantarillas flexibles*. Publicación de la Secretaría de Obras Públicas. México, D. F., 1964.
13. Marston, A. y Anderson, A. O. *The theory of Loads on Pipes in Ditches and Tests of Cement and Clay Drain Tile and sewer Pipe*. Iowa Engineering Experimental Station. Boletín N° 31. 1913.
14. Marston, A. *The Theory of External Loads on closed conduits in the Light of the Latest Experiments*. Iowa Engineering Experimental Station. Boletín N° 96. 1930.
15. Spangler, M. G. *Foundation Engineering*. Editado por G. A. Leonards. Capítulo 11. McGraw Hill Book Co. 1962.
16. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Tomo II. Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Capítulo II. Editorial Limusa, S. A. México, D. F., 1973.
17. Orozco, J. *Metodología para el anteproyecto de Caminos*. Publicación del Departamento de Geotecnia de la Dirección General de Servicios Técnicos de la Secretaría de Obras Públicas de México. México, D. F., 1973.
18. Nascimento, U. *Teoria da erosao de Taludes*. Publicación del Laboratorio de Ingeniería Civil (curso 142). Lisboa, 1973.
19. Hudson, N. N. *An Introduction to the Mechanics of Soil Erosion under conditions of sub-tropical Rainfall*. Trans. of Rhodesia Scientific Ass. Vol. XLIX. Parte 1. 1961.
20. Lane, E. W. *Progress Report on Studies on the Design of Stable Channels by the U. S. Bureau of Reclamation*. Proc. ASCE. 1955.
21. Caldeira Cabral. *Revestimentos vegetais*. Publicación del Laboratorio de Ingeniería Civil. Lisboa, 1973.



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

**CURSOS ABIERTOS**

**GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES**

**TERRACERIAS EN SUELOS BLANDOS**

**M. EN I. GABRIEL MORENO PECERO**

## TEST EMBANKMENTS ON TEXCOCO LAKE REMBLAIS D'ESSAI DANS LE LAC DE TEXCOCO

A. RICO, M.E.  
G. MORENO, C.E.  
G. GARCIA, C.E.

Geotechnical Dept. Ministry of Public Works, México, D.F.

**SYNOPSIS** In this paper are presented the results of field measurements made on two instrumented test embankments which were built by the Ministry of Public Works over the Texcoco Lake, in order to obtain the necessary data for the design of the Peñón-Texcoco project, which is a direct road between this two points. The measurement program is being carried on, and in this paper it is only shown the data obtained in the approximately first 30 months of performance of the two embankments. It is included the information given by the leveling of surface witness, by Wilson inclinometers by settlement torpedos and by Casagrande and pneumatic piezometers. It is also shown the value of the shear strength determined by vane shear tests performed during the measurement period.

An approach of a preliminary interpretation is made, giving special attention to those facts that do not clearly correlate with the established theory.

### INTRODUCTION

The Ministry of Public Works had the necessity to project a direct road between Mexico City and Texcoco City over Texcoco Lake. The soil of this lake is formed by soft volcanic clay, (which means low shear resistance and high compressibility) with depths of hundreds of meters. The project involves the construction of a four line highway with an overall wide of 40 meters.

In order to obtain the necessary data for the design of this project, several Soil Mechanics studies and field research had to be made, being the result a cross section with a total cost of 7 millions pesos per kilometer with a safety factor in the order of 1.1 in the worst conditions. However, the present theories as well as the experience on the construction and the behavior of highway are considered insufficient, so the results received are not to be trusted, specially those about the development of the settlements within time.

All this led to construct and investigate with the help of measurement instruments, the behavior of some sections or test embankments at a natural scale on the surface of the Texcoco Lake in those spots that were considered critical, in order to compare the results of the application of Soil Mechanics theories and the behavior of the full scale models. This paper pretends to describe all the investigation made with the indicated purposes, showing the results of a 30 months measurement program.

### CHARACTERISTICS AND LOCATION OF THE TEST EMBANKMENTS

Based on 120 borings and laboratory analysis of more than 1,100 samples was located the most critical spot on which were to be made two test embankments, 120 meters long each one, slightly different, because it was also desirable to study two different alternatives with two different materials in order to establish an economical relation. So

one of the embankments represents a road built with a light material of 1.0-1.1 tons per cubic meter, and the other one represents a road built with the conventional material of 1.8 tons per cubic meter. The first embankment is of course lighter, meanwhile the second one needs of two struts. General description of the foundation in this place shows that it is formed by a volcanic, soft, high compressibility clay (CH) that reaches a deepness superior to the significative to the project, as shown on Fig. # 1 and table # 1. Fig. #2 shows the cross section of the two constructed test embankments that were completed in December 1965.

### INSTRUMENTATION

Both test embankments were instrumented as follows:

- 30 surface witnesses were placed and leveled to register the surface movements with precision levelings.
- one transverse line of Wilson Slope Indicator were placed at one of the thirds of the length of each embankment, from natural ground down to 15 meters. The line has 7 inclinometers going from the center line to 5 meters away from the toe of the embankment in the natural ground.
- one transverse line of vertical torpedos were placed in the other third of the length of each embankment with 7 observation points in the line that were able to register settlements as depth as 15 meters.
- one line of pneumatic piezometers in coincidence with the line of vertical torpedos, with 3 piezometric stations and 6 piezometers installed at 5, 10, 20 and 30 meters of depth. The pneumatic piezometers were completely built of plastic to avoid the corrosive effects of the water.
- one line of Casagrande Open Piezometers intercalated with the pneumatic piezometers at 5, 7 and 15 meters of depth.

## RICO, MORENO and GARCIA

### DATA OBTAINED FROM THE READINGS

#### a) Surface level witnesses.

The data obtained from this witnesses is shown in Fig.# 3. It should be noticed the general symmetry of the settlement as well as the location of the maximum settlement displaced from the center of the embankment, perhaps due to the influence of the access road. It can also be noticed the tridimensional effect in the edges.

#### b) Inclinometers.

The data obtained from the inclinometers is reported in Fig.# 4, and it should be noticed that all the lectures are perfectly consistent in both embankments. It is very interesting to point out that the deformation outwards the center of the embankment after been very great became backward closing up again, due to what seems to be the consolidation effect of the soil under the center of the embankment, which in the time counteracted the tendency of lateral displacement of soil under loads. The lateral movements are considered to be within tolerable magnitude in relation with the present and future stability of the embankment.

#### c) Vertical Deformimeters.

A typical data obtained from settlement torpedos in one of the test embankment is shown in Fig.# 5. It seems to be important to see how the settlement decreases with depth. In connection with this matter, Fig.# 6 shows the theoretical stress distribution under the embankment obtained from the application of Boussinesq Theory. It should be noticed that the contribution of load to settlement with depth was smaller in reality than could be predicted from the theory, happening the same laterally. It can also be observed that the rate of settlement seems to diminish faster in the upper levels.

#### d) Pneumatic Piezometers.

Fig.# 7 shows a typical information obtained from one station of piezometers placed under the test embankments; the other gives a very similar information. The interpretation of this data is very difficult and seems to be very little conclusive; for example, it registers a constant excess from the hydrostatic pressure which is difficult to correlate with the high settlement of the structure. In general terms, it is concluded that pneumatic piezometer gives unreliable information in this type of work, even though a reasonable care was taken in its installation, operation and lecture techniques.

#### e) Open Piezometer.

The observations reported in Fig.# 8 are not conclusive because these instruments were installed 6 months later. They seem to indicate that the phenomena of variation in the pore pressure is very low at high depths (15 m.).

#### f) Vane shear test.

An investigation of the shear strength of the natural ground was carried on using the vane shear test, they were performed approximately 30 months after the construction of the embankments, using an instrument designed by the En-

gineering Institute of the National University. The obtained values were compared with the original values applying a relationship proposed by Marsal and Masari (reference # 1) in which it is stated that for the clays of the Mexico City Valley the shear strength determined by the vane shear test is given by:

$$\bar{c}_t = \frac{q_u}{1.5}$$

With this equation it was obtained an initial value of 1.5 Ton/m<sup>2</sup> and a second value of 2.5 Ton/m<sup>2</sup> 30 months later. This significant rise in the shear strength value can be attributed to the consolidation process of the soils under the embankment. It should be noticed that the addition to the shear strength is practically uniform in all the depth explored. Fig. # 9 justifies the last statement. Other tests performed at the toe of the embankment and in a vertical axis gave 1.7 Ton/m<sup>2</sup> shear resistance in relation with an original value of 1.5 Ton/m<sup>2</sup>.

### DATA INTERPRETATION

The following statements seems to be based in the information obtained from the measure equipment.

- a) The shear strength determined by a vane shear test has increased with the time, an stability analysis shows that the safety factor has risen from 1.1 to 1.25 in 30 months as an effect of consolidation.
- b) The settlement decreases rapidly with depth smaller values than those indicated by the traditional theories based in the Boussinesq analysis.
- c) The rate of vertical deformation also decreases rapidly with the depth, but in the other hand, in the lower levels, this rate of deformation tends to stand still, meanwhile in the upper levels it disappears more rapidly.
- d) The largest lateral deformations occurred at a depths between 5 and 7 m. smaller than those expected.
- e) It can be seen in Fig.# 10 that the consolidation path obtained up to day in both embankments indicates that primary consolidation has not yet occur. This and the fact that significant secondary consolidation effects are expected, lead to the need of continuing with the measure program.
- f) Fig. # 11 shows the evolution of the settlement velocity. It decreases very quickly at the beginning but now it is becoming almost constant. Fig. # 12 shows the relation between the consolidation degree and time. It should be noted that for 30 months the primary consolidation degree should have been 73%; it means 2.40 meters of total theoretical settlement, much higher than the real settlement which is about 1.00 meter. The same ideas are handled in the Fig.# 13 showing that the real settlement in the center line at the base of the embankment is the 38% of the theoretical settlement at the same period while at a depth of 15 m. it is about the 23%. All these facts indicate that the settlements are much lower than those we had calculated that the consolidation effects are dissipated very quickly with the depth.



## EMBANKMENTS ON TEXCOCO LAKE

### PINAL COMMENT

All the information obtained from the measure program in comparison with the original ideas related with the Peñón-Tezcoco project and based on the theories available, makes evident the necessity of

complementation between the theory and field research based in measures made in test embankments.

Only in this way will be possible to obtain a realistic approach of the behavior of soils on which can be based an objective project.

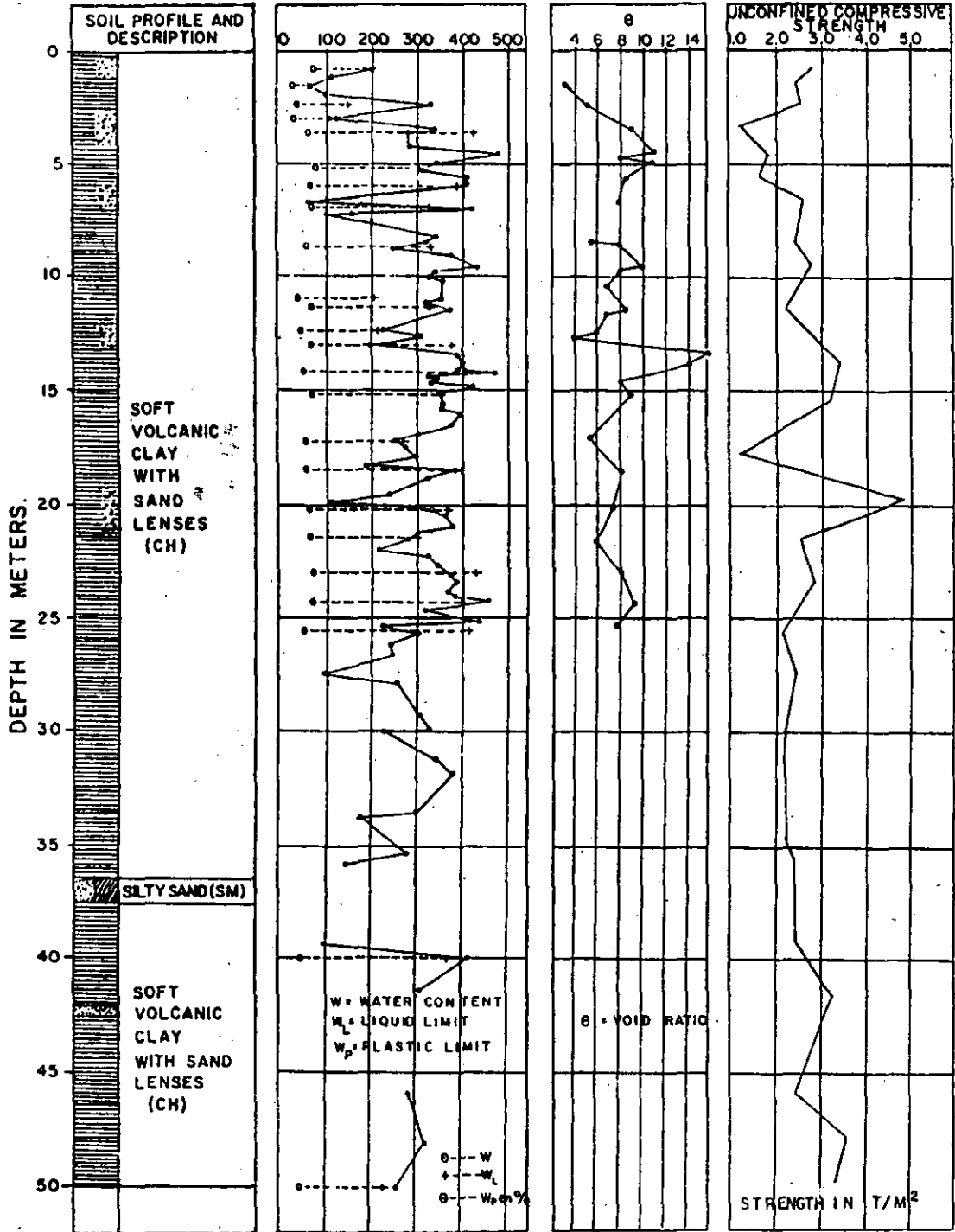


FIG. 1 - SOIL PROFILE AND RESULTS OF SOIL TESTS BEFORE CONSTRUCTION.

RICO, MORENO and GARCIA

Depth (m)	$m_v$ (cm <sup>2</sup> /Kg)	$p$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$C_u$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\gamma$ (T/m <sup>3</sup> )	G
4.60	0.53	0.56	0.18	1.30	2.47
6.40	0.52	0.50	0.21	1.15	2.67
8.60	0.45	0.62	0.25	1.10	2.36
11.50	0.54	0.60	0.20	1.18	2.36
12.80	0.47	0.70	0.11	1.18	2.36
13.50	0.47	0.60	0.19	1.20	2.35
16.00	0.41	0.56	0.10	1.25	2.35
24.00	0.44	0.54	0.14	1.15	2.31
27.00	0.27	0.80	0.16	1.15	2.30
29.60	0.37	0.64	0.18	1.16	2.35
35.60	0.12	1.51	0.24	1.19	2.40
41.70	0.14	1.48	0.32	1.17	2.33
48.20	0.20	1.16	0.36	1.14	2.33

$m_v$  - Maximum Values of the Coefficient of volume compressibility.

$\gamma$  - Unit weight.

$p$  - Maximum consolidation pressure.

G - Density of solids.

$C_u$  - Cohesion on unconfined triaxial test.

TABLE 1.- MECHANIC PROPERTIES OF THE SOILS

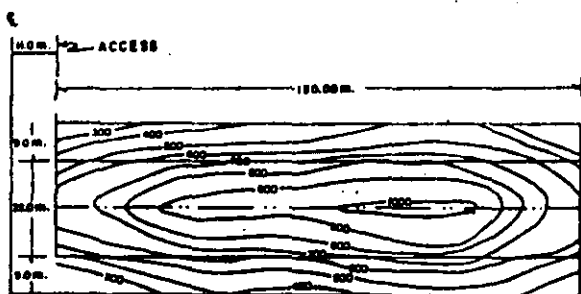
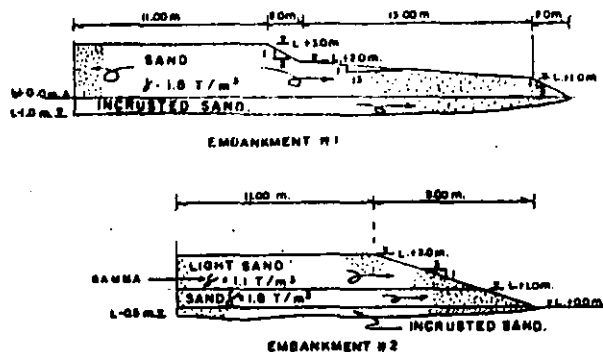


FIG. 2. GEOMETRIC SECTIONS OF THE RIGHT HALF OF THE TEST EMBANKMENTS.



NOTE: THE LEVEL +0.0m. IS THE NATURAL GROUND LEVEL AND ALSO THE WATER TABLE LEVEL.

FIG. 3. SETTLEMENTS (IN M.M.) FROM JANUARY 3<sup>rd</sup> 1966 TO NOVEMBER 8<sup>th</sup>, 1968 IN EMBANKMENT # 2

## EMBANKMENTS ON TEXCOCO LAKE

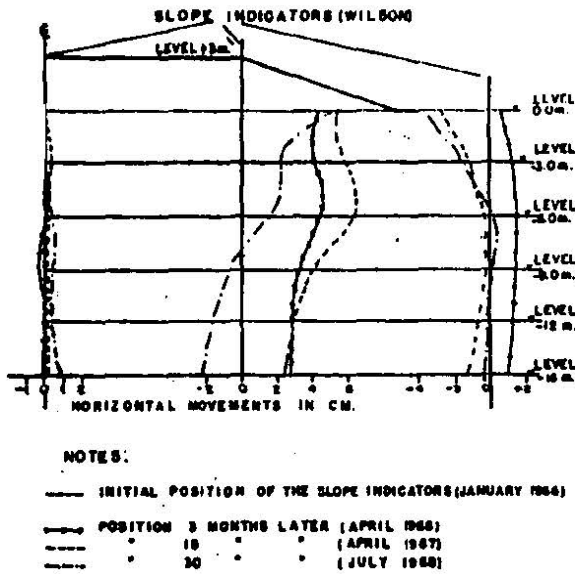


FIG. 4.- DATA FROM SLOPE INDICATORS IN EMBANKMENT # 2.

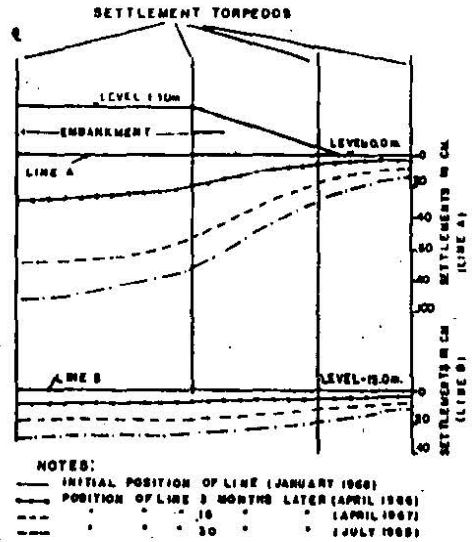


FIG. 5.- DATA FROM SETTLEMENT TORPEDOS IN EMBANKMENT # 2.

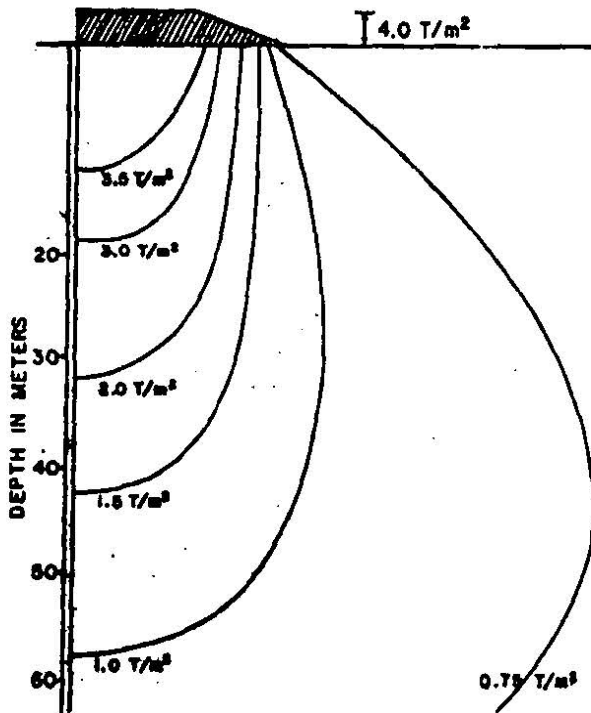


FIG. 6.- THEORETICAL STRESS DISTRIBUTION UNDER EMBANKMENT # 2.

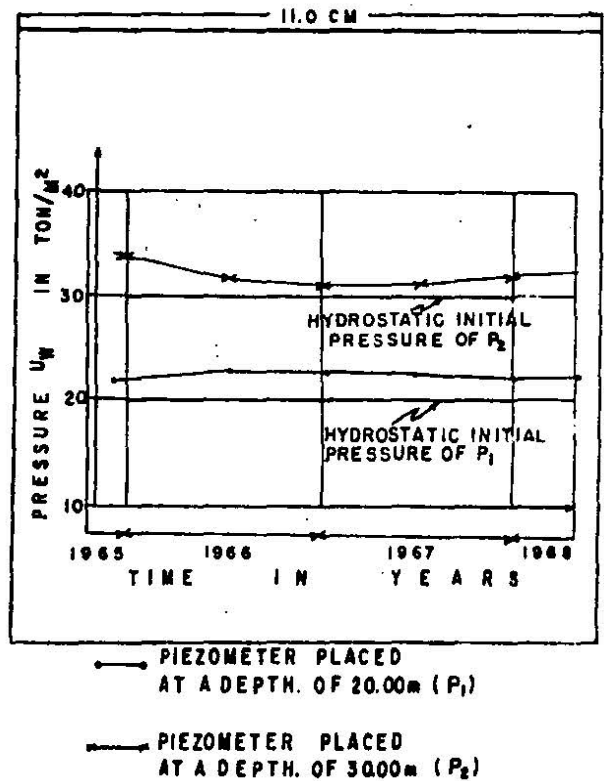


FIG. 7.- PIEZOMETRIC MEASURES - (PNEUMATIC PIEZOMETERS)

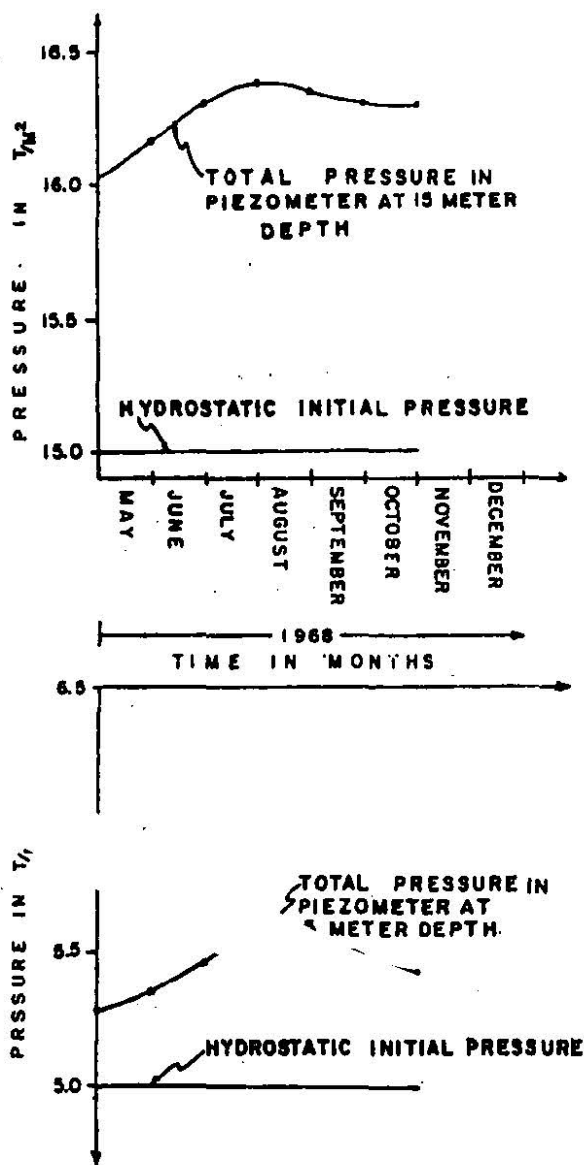


FIG. 8.- PIEZOMETRIC MEASURES - (CASAGRANDE PIEZOMETERS)

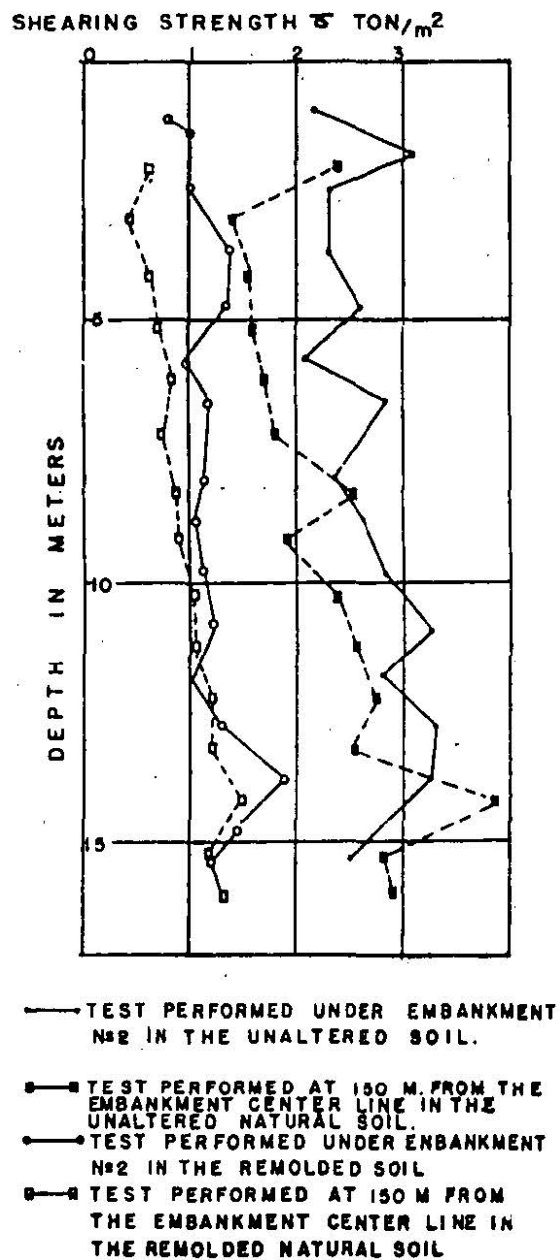


FIG. 9.- DATA FROM VANE SHEAR TEST

EMBANKMENTS ON TEXCOCO LAKE

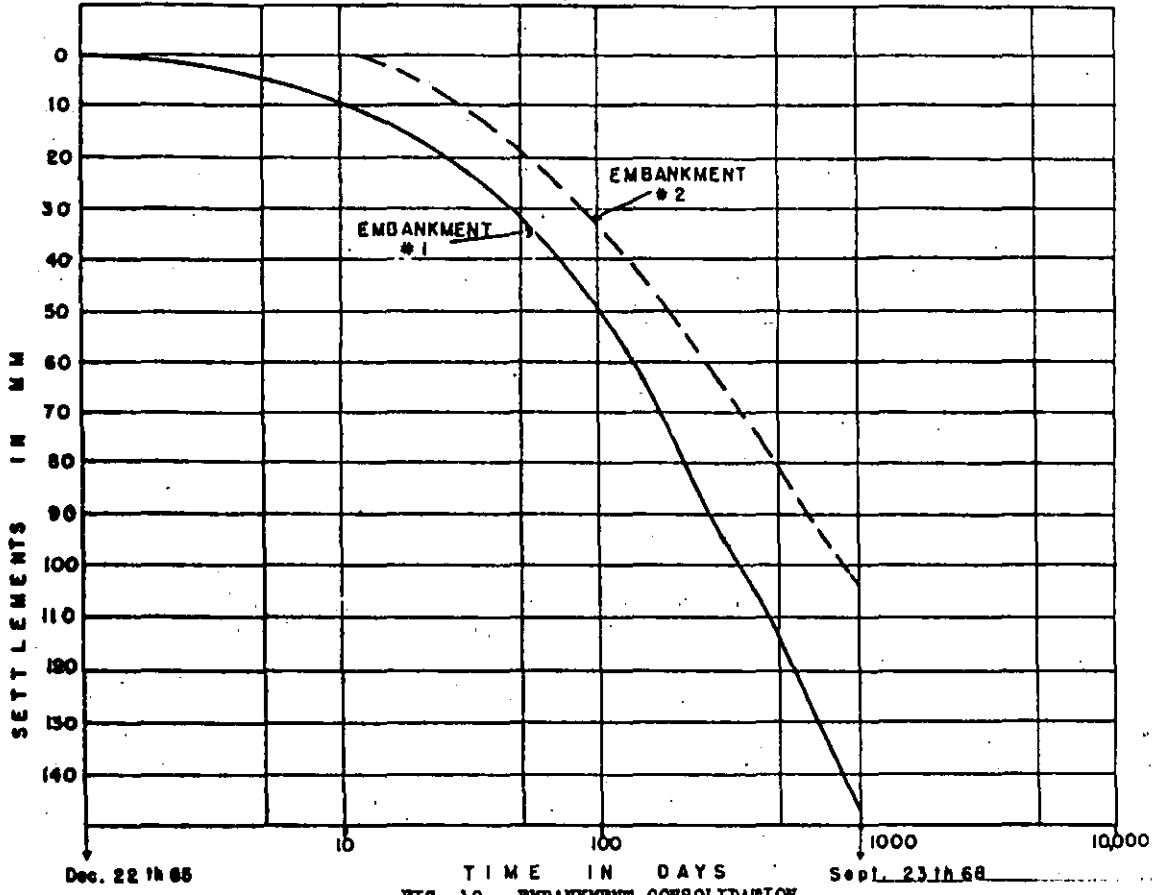


FIG. 10.- EMBANKMENT CONSOLIDATION

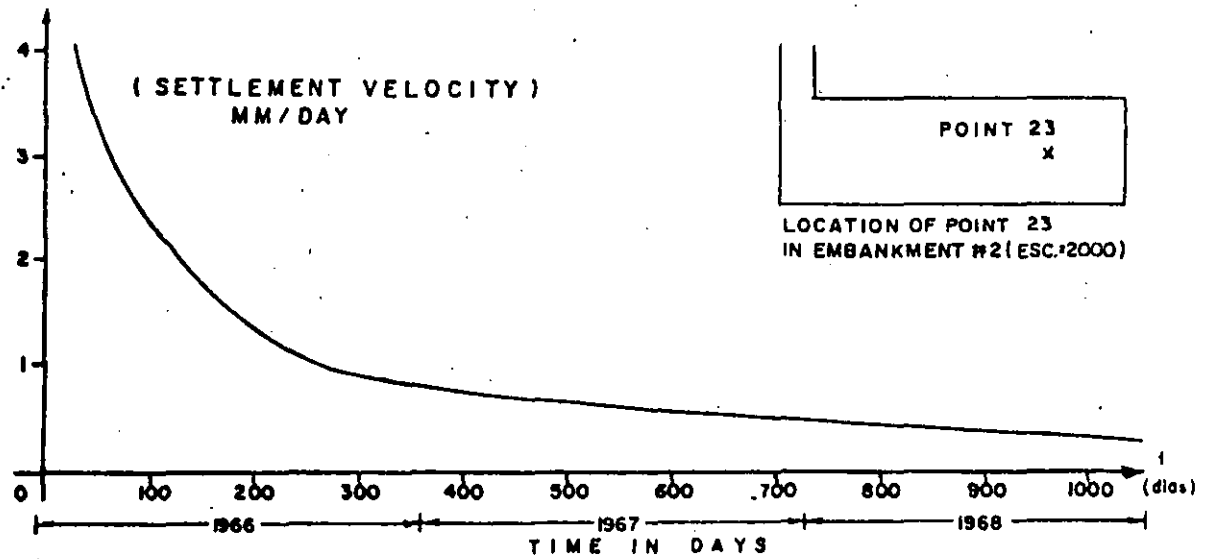


FIG. 11.- GRAPHIC OF SETTLEMENT VELOCITY VERSUS TIME OF THE MAXIMUM SETTLEMENT POINT IN EMBANKMENT # 2.

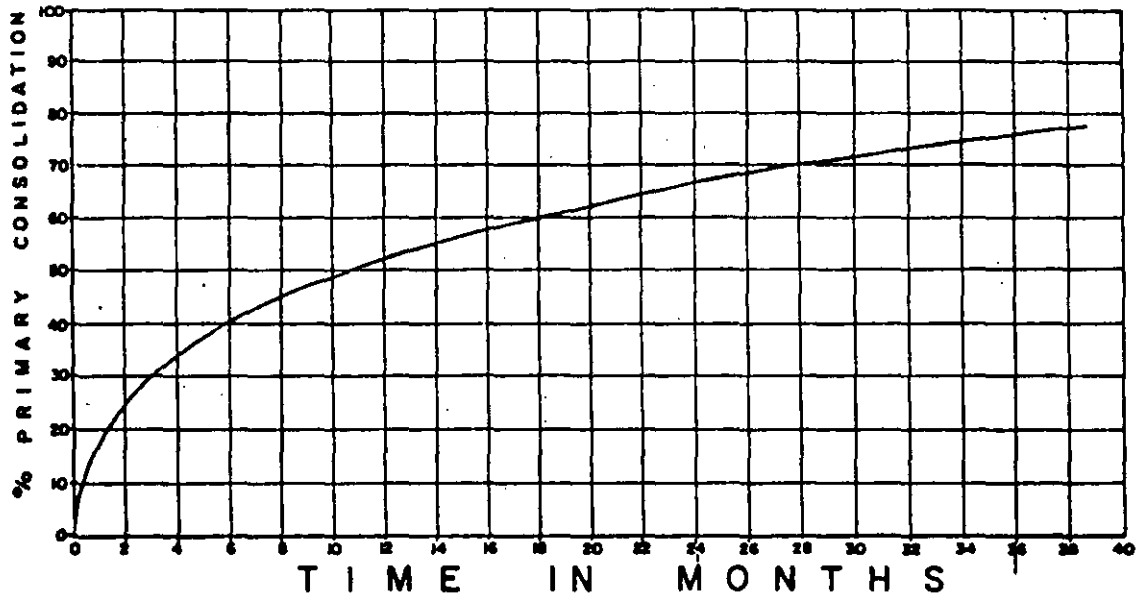
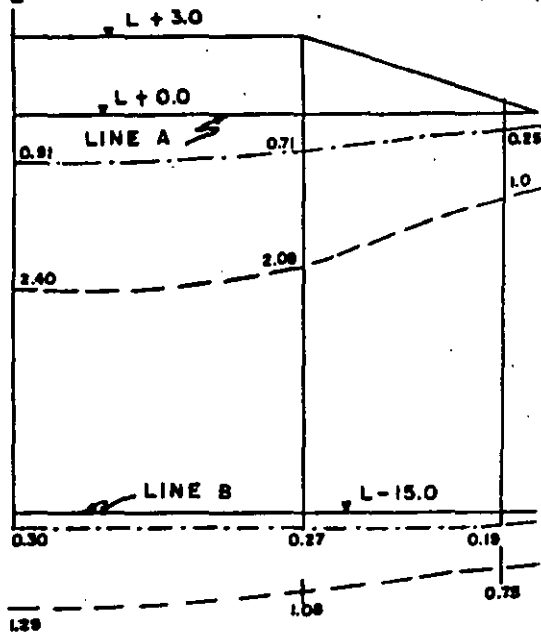


FIG. 12.- VARIATION OF THE SETTLEMENTS VERSUS TIME, CONSIDERING THE EFFECT OF PRIMARY CONSOLIDATION FOR LOAD INCREMENTS LOWER THAN  $5 \text{ TON}/\text{M}^2$ .



Reference 1.- Marsal R. J., Masari M. September 1959 "El Subsuelo de la Ciudad de México" Eng. Inst. U.N.A.M.

- NOTES:
- SETTLEMENTS AT 30 MONTHS ( JULY 1968)
  - THEORETICAL SETTLEMENTS

DIMENSIONS IN METERS  
FIG. 13.- COMPARISON BETWEEN THE ACTUAL AND THE TOTAL THEORETICAL SETTLEMENTS.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Tabla III-2

Métodos para cimentar terraplenes en terrenos muy blandos

I. Remoción por:

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

II. Tratamiento del terreno

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

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

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

Las turbas reducen fuertemente su permeabilidad al aumentar la carga que actúa sobre ellas; en formaciones vírgenes, el coeficiente de permeabilidad suele estar entre  $10^{-2}$  y  $10^{-4}$  cm/seg, pero puede reducirse a  $10^{-9}$  cm/seg en turbas consolidadas bajo un terraplén de uno o dos metros de altura. En la Fig. III-6 se muestra una correlación entre valores de la relación de vacíos y la permeabilidad de turbas de la Columbia Británica, de las que se trata en la Ref. 19.

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

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

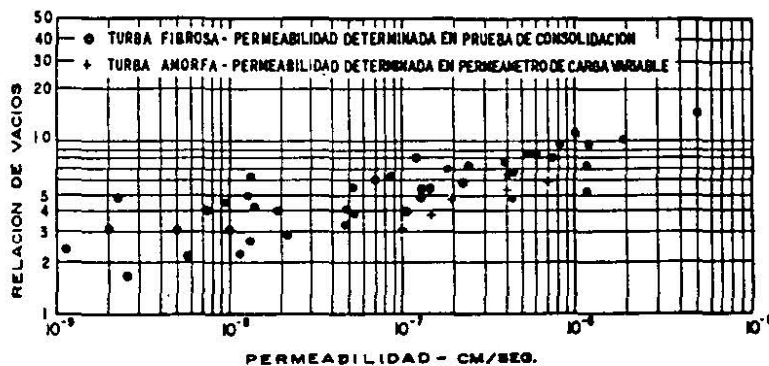


Figura III-6. Relación de vacíos vs. Permeabilidad en turbas (Ref. 19).



Tabla III-3

## Resistencia al Esfuerzo Cortante en Turbas

Referencia	Localización de la turba	Resistencia al esfuerzo cortante ( $T/m^2$ )	Contenido natural de agua (%)
Andersen y Hempstock (Ref. 21)	Canadá (Alberta)	0.50-1.25	700-1400
Casagrande, A. y L. (Ref. 22)	E.E.U.U. (Mass.)	0.50-1.85	230- 750
		0.35-2.90	400- 800
		1.35	400- 550
		0.35-0.95	250- 380
		5.00 (1)	110 :
Dücker (Ref. 23)	Alemania (Holstein)	0.10-5.00 (1)	400- 800
Fraser (Ref. 24)	Irlanda del Norte	1.40-2.80	680-1450
Hardy y Thomson (Ref. 25)	Canadá (N.O.)	0.50-3.00	470- 760
Lea y Brawner (Ref. 19)	Canadá (Alberta)	0.55-1.50	No hay dato
Margason y Fraser (Ref. 26)	Irlanda del Norte	1.70	790
Moos y Schneller (Ref. 27)	Suiza	0.50-1.50	220-1460
Ripley y Leonoff (Ref. 28)	Canadá	1.00-2.25	100-2100
Smith (Ref. 29)	Inglaterra	0.35-1.80	No hay dato
Tresidder y Fraser (Ref. 30)	Escocia	0.35-9.35	400-1600
Ward (Ref. 31)	Inglaterra, Gales	0.65	800-1000

(1) Valor de la corteza superficial.

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

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

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

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

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

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

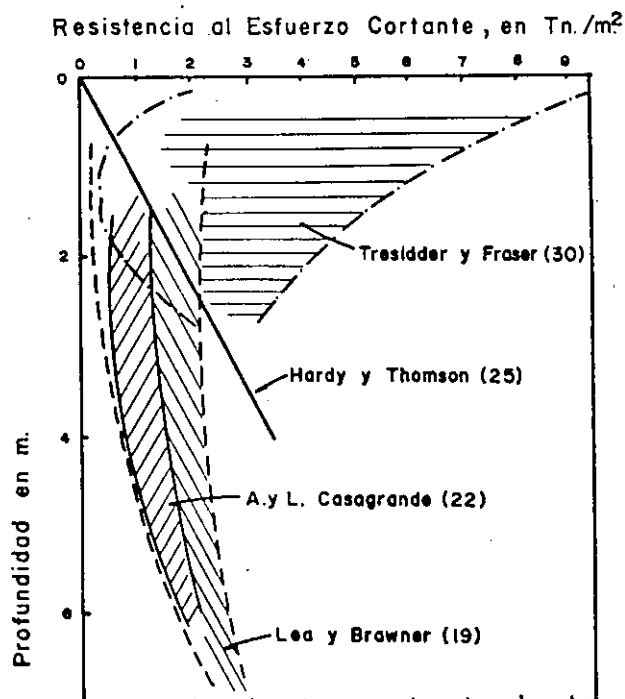


Figura III-7. Resistencia al esfuerzo cortante vs. profundidad, en turbas (Mediciones con veleta en el lugar) (Ref. 20).

**A Excavación.**

**A-1 Completa.**

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

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

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

**A-2 Excavación parcial.**

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

**B Desplazamiento.**

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

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

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

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

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

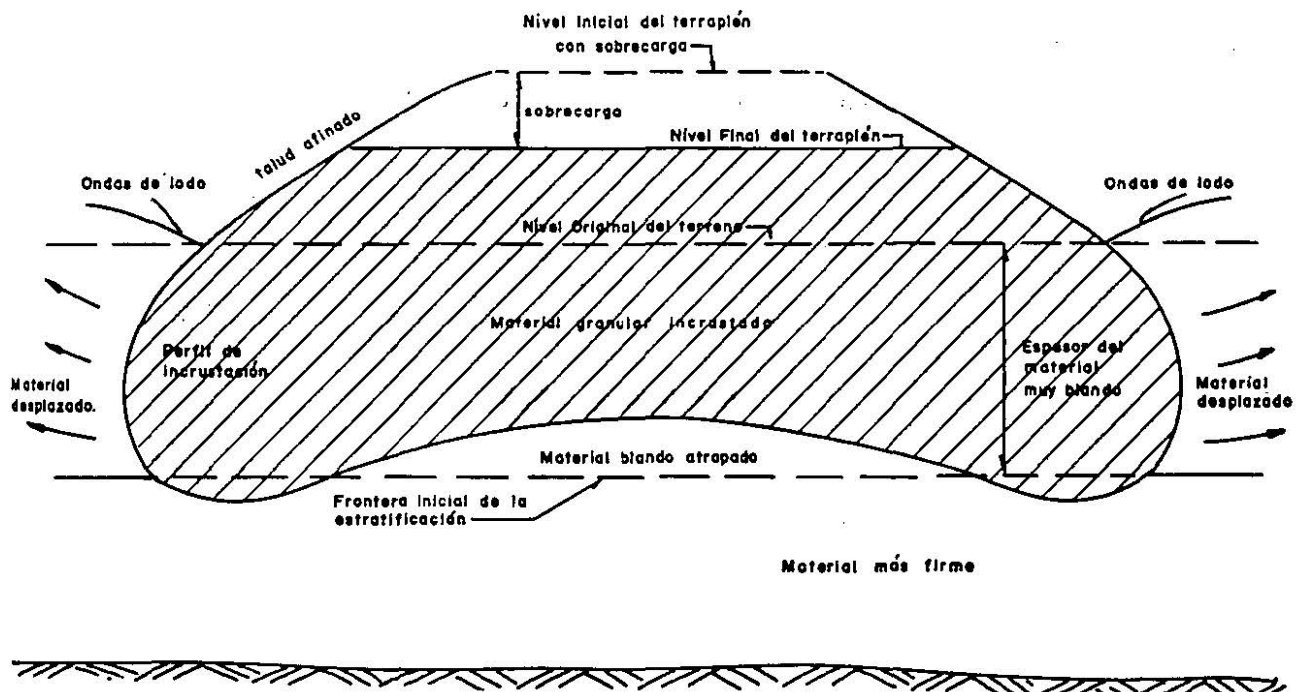


Figura III-8. Colocación de un terraplén por desplazamiento de un suelo blando, con uso de sobrecarga.

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

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

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

**B-2 Desplazamientos con explosivos.**

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

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

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

1. Barrenación en el frente de avance.
2. Barrenación bajo el cuerpo del terraplén.

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

**B-2.1. Barrenación en el frente de avance.**

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

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

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

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

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

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

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

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

6. Se produce la explosión.

**B-2.2. Barrenación bajo el cuerpo del terraplén.**

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

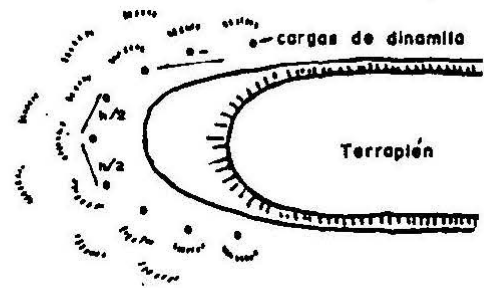
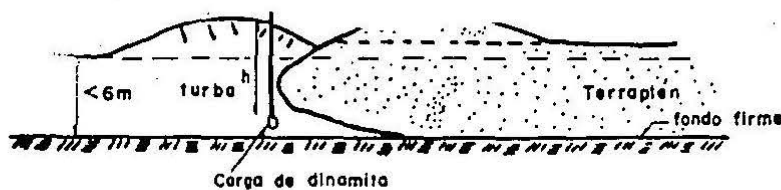
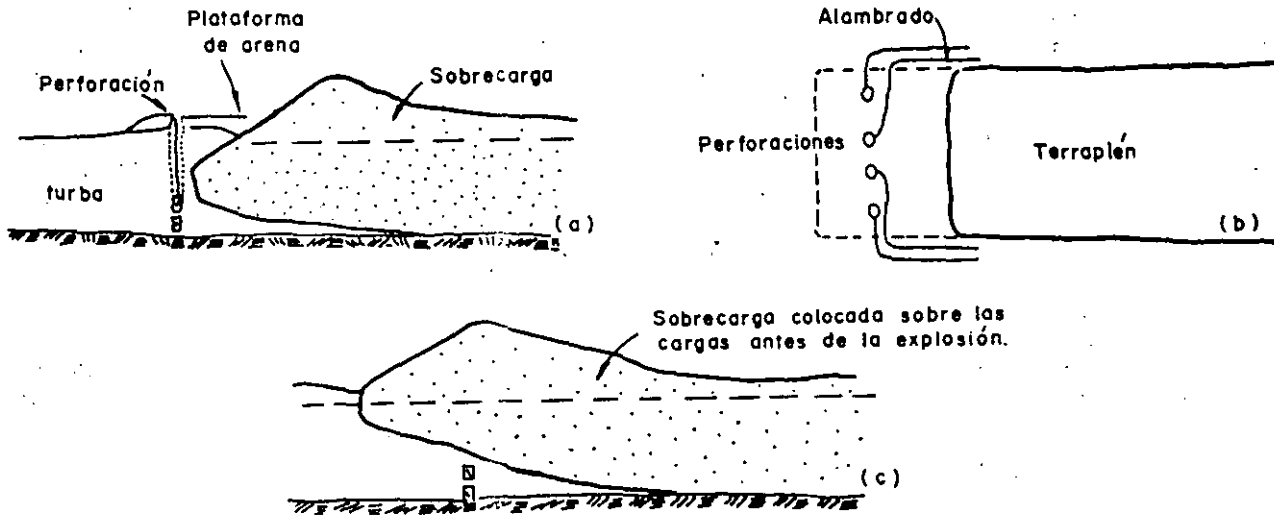


Figura III-9. Desplazamiento de turbas por barrenación en el frente de avance (Ref. 20).



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

**B-2.3. Método de New Hampshire.**

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

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

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

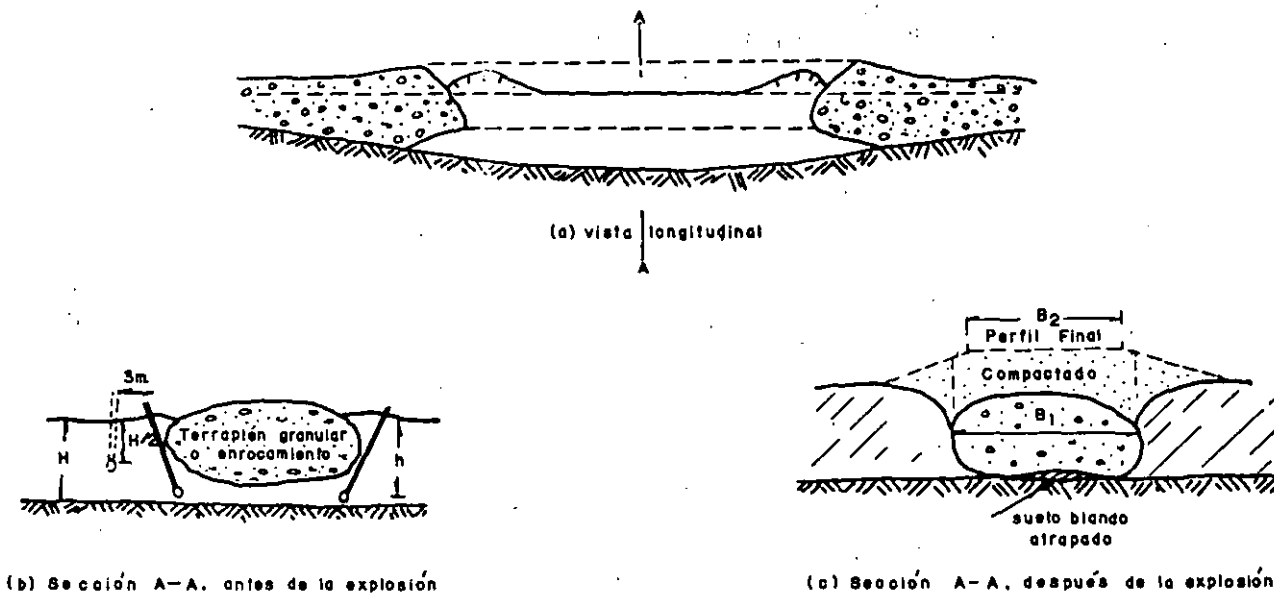


Figura III-11. Método de New Hampshire (Ref. 20).

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

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

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

**B-2.4. El método alemán.**

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

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

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

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

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

A partir de A, sobre el hombro del terraplén, dibújese una línea con un talud 1.25:1 hasta su intersección en el punto C<sub>0</sub> con el estrato duro, bajo el suelo blando que se desea desplazar. La vertical C<sub>0</sub> D<sub>0</sub> fija el ancho de la excavación en el suelo blando. El talud del terraplén definitivo se ha dibujado en la Fig. III-13 con la inclinación 2:1 y su cero (B) coincide aproximadamente con el punto D<sub>0</sub>, pero queda ligeramente fuera de la zona de relleno, de manera que no hay peligro de que se deforme substancialmente el pie del talud. Sin embargo, si la relación h/d es muy grande, que es el caso ilustrado en la Fig. III-14, la misma construcción anterior conduce a un punto B muy alejado y a la derecha de D<sub>0</sub>, con lo que una parte importante del terraplén final quedaría sobre suelo muy blando, sometida a deformaciones. Esta situación puede resolverse ampliando el ancho de la excavación, de modo que D<sub>0</sub> coincida aproximadamente con B, construyendo una berma como ilustra la figura o dando al terraplén un talud más parado, hasta que B quede cerca de D<sub>0</sub>, obtenido según la construcción.

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

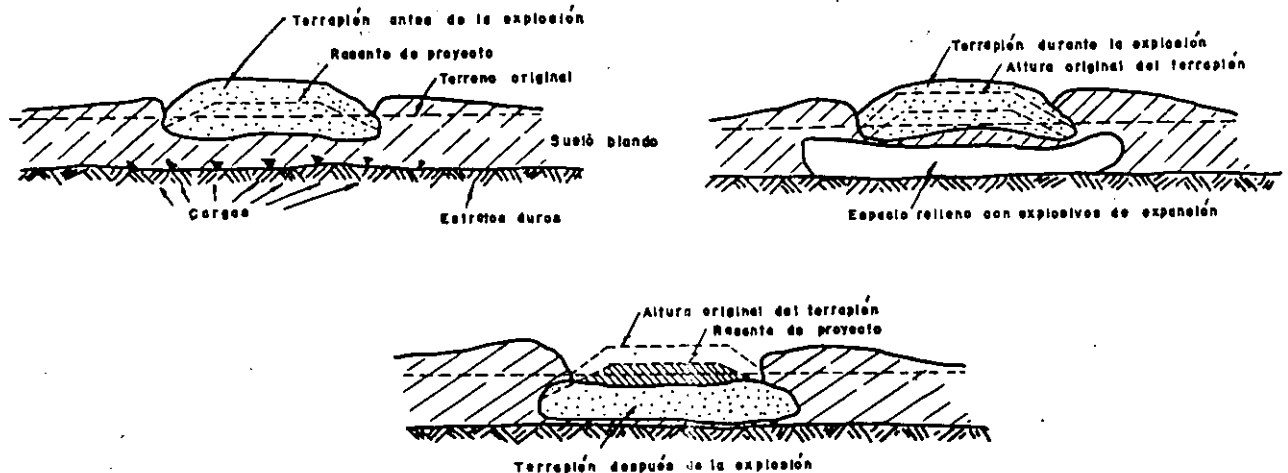


Figura III-12. Método alemán (Ref. 20).

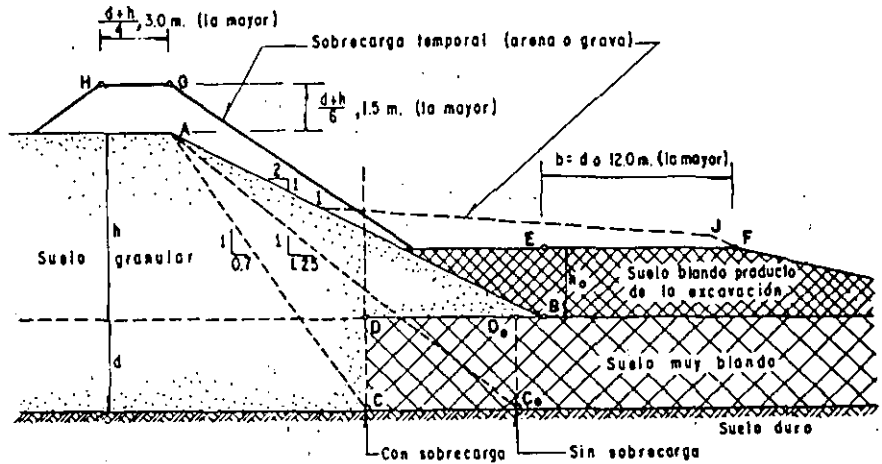


Figura III-13. Determinación del ancho mínimo de relleno para h/d, pequeña (Ref. 20).

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

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

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

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

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

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

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

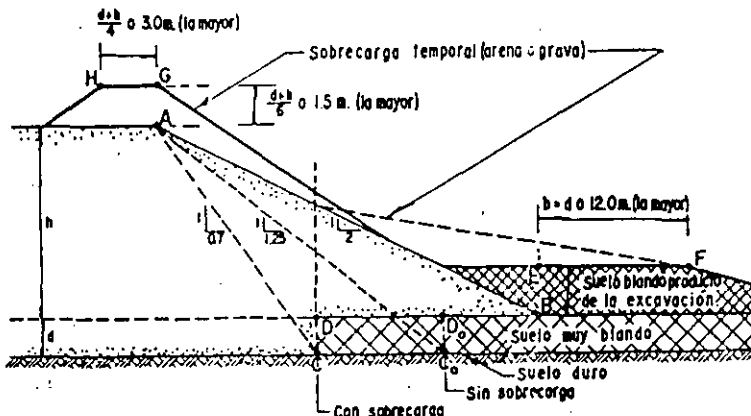


Figura III-14. Determinación del ancho mínimo de relleno para h/d, grande (Ref. 20).

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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





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

CURSOS ABIERTOS

GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES

ESTABILIDAD DE TALUDES

M. EN I. GABRIEL MORENO PECEK

## Estabilidad de taludes

### VI-1 INTRODUCCION

Se conocen con el nombre genérico de taludes cualesquiera superficies inclinadas respecto a la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las masas de tierra. Cuando el talud se produce en forma natural, sin intervención humana, se denomina ladera natural o simplemente ladera. Cuando los taludes son hechos por el hombre se denominan cortes o taludes artificiales, según sea la génesis de su formación; en el corte, se realiza una excavación en una formación térrea natural, en tanto que los taludes artificiales son los lados inclinados de los terraplenes. También se producen taludes en los bordes de una excavación que se realice a partir del nivel del terreno natural, a los cuales se suele denominar taludes de la excavación.

La anterior nomenclatura no es la única que emplean los ingenieros de Vías Terrestres. Por lo menos existe otra muy extendida, quizá preferible a juicio de los autores de esta obra, según la cual se denominan laderas naturales o simplemente laderas las superficies inclinadas de las masas de suelo que se han formado sin intervención humana, en tanto que se reserva la palabra talud para la formación artificial, construida por el ingeniero, hablándose así de los taludes de los cortes, de los terraplenes, de las excavaciones, etc.

La nomenclatura no constituye, naturalmente, un aspecto esencial, por otra parte, y es fácil lograr entendimiento inmediato a este respecto aun entre ingenieros de diferentes nacionalidades dentro del idioma español.

No hay duda de que el talud constituye la estructura más compleja de las Vías Terrestres; ligados a su estabilidad aparecen los problemas más complicados de la mecánica de suelos y de la mecánica de rocas aplicadas a la construcción de estas obras, sin olvidar el papel básico que la geología aplicada desempeña en la formulación de cualquier criterio aceptable. En primer lugar será preciso analizar la necesidad de definir criterios de estabilidad de taludes,

entendiéndose por tales algo tan simple como el poder decir en un instante dado cuál será la inclinación apropiada en un corte o en un terraplén; casi siempre la más apropiada será la más escarpada que se sostenga el tiempo necesario sin caerse. Aquí radica la esencia del problema y la razón de su estudio. A diferentes inclinaciones del talud corresponden diferentes masas de material térreo por mover y, por lo tanto, diferentes costos. Podrían imaginarse casos en que, por alguna razón, el talud más conveniente fuese muy tendido y en tal caso no habría motivo para pensar en "problemas de estabilidad de taludes", pero lo normal es que cualquier talud funcione satisfactoriamente desde todos los puntos de vista excepto el económico, de manera que las consideraciones de costo presiden la selección del idóneo, que resultará ser aquel al que correspondá la mínima masa de tierra movida, o lo que es lo mismo, el talud más escarpado. Sin embargo, existen, según ya se dijo, excepciones a esta regla, alguna de las cuales habrá ocasión de mencionar en páginas subsecuentes.

De esta manera los taludes son (caso excepcional en una técnica ingenieril sustentada en bases filosóficamente correctas) estructuras que en general se deben proyectar y construir con una motivación esencialmente económica. Y por cierto, ha de comentarse que los montos de inversión por los que se pelea y que se defienden con un criterio correcto de estabilidad de taludes son una parte muy importante de la inversión total que se efectúe en una vía terrestre. En México, por ejemplo, estadísticamente hablando, puede decirse que el 50% de toda carretera por construir se desarrollará en terreno francamente montañoso, un 30% en terreno ondulado y un 20% en terreno plano. En el primer tipo de configuración quizá un 70% del costo total de la carretera corresponda al movimiento de tierras que, a su vez, consistirá fundamentalmente en la formación de cortes y terraplenes, en los que cualquier cambio en la inclinación repercutirá en forma importante en el costo total.

La Fig. VI-1 muestra un caso particular del volumen movido con la inclinación del talud; para fines

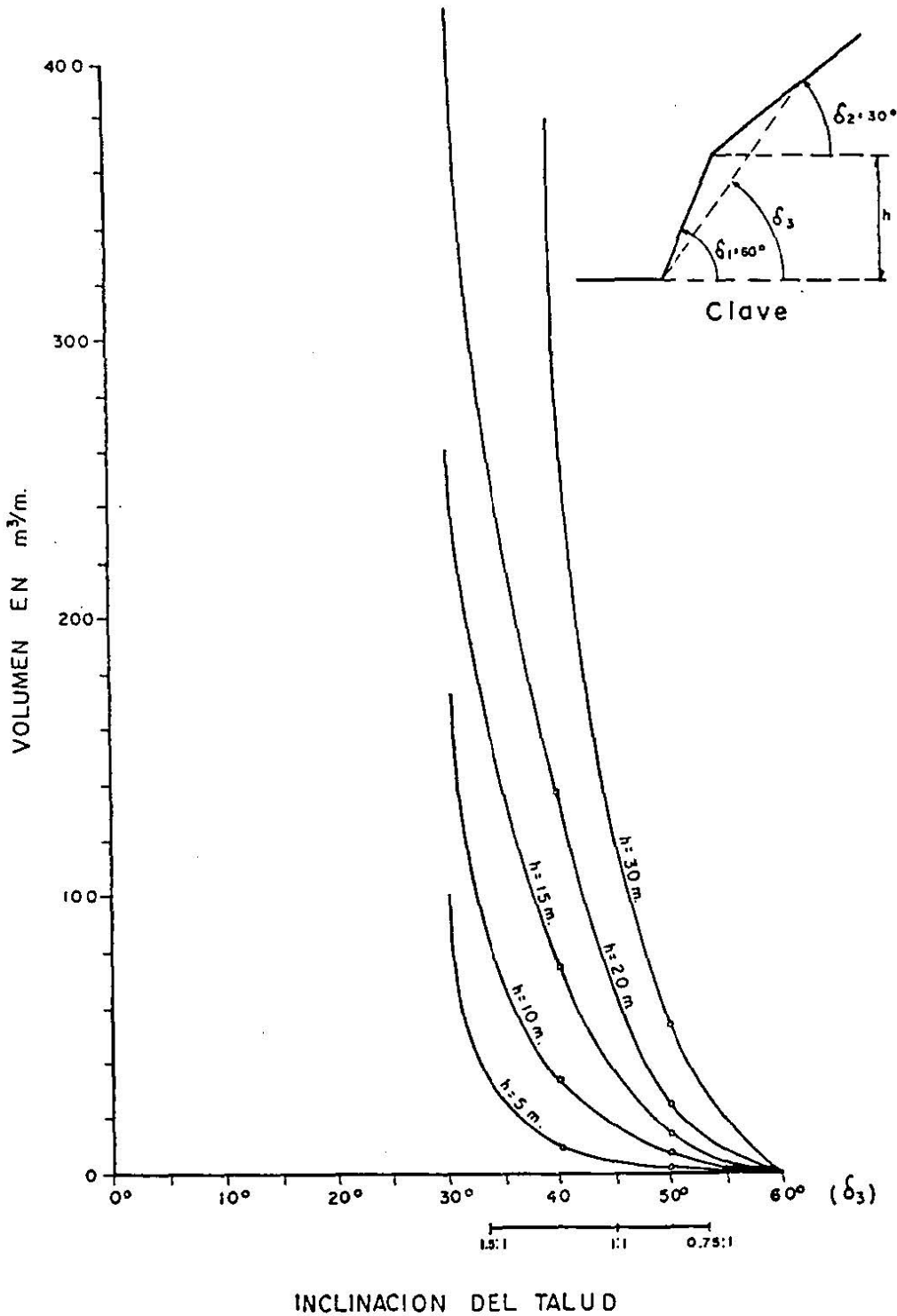


Figura VI-1. Variación del volumen con la inclinación del talud.

puramente ilustrativos, se supone un corte efectuado en una ladera natural compuesta con inclinaciones de  $60^\circ$  y  $30^\circ$ ; el corte se efectúa con inclinación  $\delta_3$  (variable) y se presentan los resultados correspondientes a varias alturas. En terreno plano, el porcentaje de costo correspondiente a movimiento de tierras puede bajar hasta un 40% y en este valor, además, influirá muy poco la inclinación de cortes y terraplenes, que serán de escasa altura.

Además, la expansión de la inversión pública en las vías terrestres permite afirmar que la cantidad de dinero que puede defenderse con un correcto criterio de estabilidad de taludes aumentará cada año partir de las cifras actuales, ya dignas de toda consideración.

Así, debe verse como una necesidad de orden nacional el desarrollo de criterios prácticos y seguros para lograr que se fije la inclinación más escarpada

posible en los cortes y terraplenes de las vías terrestres.

Probablemente muchas de las dificultades asociadas en la actualidad a los problemas de estabilidad de taludes radican en que se involucra en tal denominación a demasiadas cosas diferentes, a veces radicalmente distintas, ya que dentro de la denominación genérica estabilidad de taludes se incluyen demasiados aspectos, de manera que el estudio directo del problema, sin diferenciar en forma clara tales variantes, tiene que conducir a cierta confusión. Es indudable que en lo anterior está contenida la afirmación de que los taludes son estructuras muy complejas, que presentan muchos puntos de vista dignos de estudio y a través de los cuales la naturaleza se manifiesta de muchas formas diversas. Esto hará que su estudio sea siempre complicado, pero parece cierto también, que una parte de las dificultades presentes se debe a una falta de correcto deslinde de las diferentes variantes con que el problema de estabilidad se puede presentar y se debe afrontar.

Los problemas relacionados con la estabilidad de laderas naturales difieren radicalmente de los que se presentan en taludes construidos por el ingeniero. Dentro de éstos deben verse como esencialmente distintos los problemas de los cortes y los de los terraplenes. Las diferencias importantes radican, en primer lugar, en la naturaleza de los materiales involucrados y, en segundo, en todo un conjunto de circunstancias que dependen de cómo se formó el talud y de su historia geológica, de las condiciones climáticas que privaron a lo largo de tal historia y de la influencia que el hombre ejerce en la actualidad o haya ejercido en el pasado. Esta historia y génesis de formación de laderas y taludes, la historia de esfuerzos a que estuvieron sometidos y la influencia de condiciones climáticas o, en general, ambientales, definen aspectos tan importantes como la configuración de los suelos y las rocas, o el flujo de aguas subterráneas a través de los suelos que forman la ladera o el talud, el cual influye decisivamente en sus condiciones de estabilidad.

Así pues, en primer lugar habrá que distinguir, en lo que a tratamiento y manejo se refiere, las laderas naturales de los taludes artificiales. Los materiales que constituyen ambos tipos son diferentes en naturaleza y disposición, y también cambia en esencia el modo en que influyen todas las circunstancias de ambiente, clima e historia geológica desde su formación y durante su existencia. Lo que la experiencia o el conocimiento científico vayan enseñando de un tipo de formación, no será "per se" aplicable al otro; será preciso distinguir ambos casos, para ir formando el conjunto de conocimientos teóricos y experimentales idóneo para cada uno.

Dentro de los taludes artificiales también existen en las vías terrestres diferencias esenciales entre los cortes y los terraplenes. Estos últimos constituyen una estructura que se construye con un material relativamente controlado o que, por lo menos en principio,

se puede controlar; en los cortes, como ya se mencionó (capítulo III), no existe esa posibilidad. Es obvio que tales condiciones de formación han de imponer variantes en la naturaleza de los materiales con que se haya de trabajar, en su homogeneidad y en su disposición, que han de reflejarse fundamentalmente en la estructura final a que se llegue y en todos los aspectos de su comportamiento.

Otro aspecto que genera confusión dentro de la concepción del problema "estabilidad de taludes" es, a juicio de los autores de este libro, el que emana de la extraordinaria complejidad y multiplicidad de lo que ha dado en llamarse "falla del talud". Desde luego, no existe un consenso universal en lo que debe entenderse por tal; la gran mayoría de las fallas de taludes se definen en términos de derrumbes o colapsos de toda índole, que no dejan duda en pensar que ha ocurrido algo que pone en serio entredicho la función estructural; o en términos de movimientos excesivos, al grado de ser incompatibles con la concepción ingenieril del comportamiento del talud y con la función para la que fue construido. Independientemente de que en las concepciones anteriores de "falla" existen gran cantidad de elementos de interpretación subjetiva, casos de frontera, etc., en los que puede ser muy difícil pronunciarse en un momento dado, los autores piensan que no está ahí la verdadera fuente de confusión en el concepto "falla" de los taludes. Esta radica, más bien, en la gran variedad de fenómenos que por lo general se involucran en el concepto; una falla rotacional, que afecte al cuerpo entero del talud y su terreno de cimentación, puede comprometer su función estructural tanto como un corrimiento traslacional de una gran parte de la estructura o como el deslizamiento lento y superficial de una ladera natural. En todos los casos ha habido "falla" o ha habido "problemá", según la nomenclatura usual y para resolver el problema o corregir la falla el ingeniero ha de acudir a un tratado en que los problemas o las normas correctivas quizá se presentan en forma indiscriminada, sin considerar que una falla rotacional es algo fundamentalmente distinto a un movimiento traslacional, que tienen diferentes modos de ocurrir y que han de ser concebidos y tratados de modo totalmente distinto en muchos casos. Es urgente, pues, diferenciar los múltiples modos por los que un talud puede llegar a no cumplir la función que se le haya asignado o a un eventual colapso, viendo cada modo como un problema distinto, en génesis, planteamiento y solución.

La naturaleza y homogeneidad de los materiales constitutivos son básicos para plantear y definir el problema de la estabilidad de un talud en cualquiera de sus múltiples aspectos. El ingeniero, como es en él usual, analiza estos problemas tratando de extraer los suficientes conocimientos de carácter general como para poder establecer un modelo matemático en el que analizar la estabilidad sea una simple cuestión de lápiz y papel y aplicación de tal o cual procedimiento matemático o secuencia de cálculo algebraico.

Llegar a un buen método de cálculo es una meta y, naturalmente, una buena meta, pues así se habría logrado un procedimiento de trabajo un tanto al margen de las peculiaridades individuales de cada caso, cayendo en el terreno de las fórmulas y las leyes generales. En este terreno, un principiante puede hacer cálculos tan seguros (si el método matemático de análisis lo es) como haría un viejo ingeniero cargado de fracasos y de experiencia, fiado en su sentido ingenieril. En cuanto esto se logre, la ingeniería de taludes saldrá del dominio del "arte" o del oficio y se transformará en ciencia. En la mecánica de suelos aplicada a estos problemas se han hecho intentos muy meritorios en tal sentido; algunos de ellos, que se analizarán en páginas subsecuentes de este libro, son merecedores de gran crédito, por haber demostrado ser de gran utilidad tras muchos años de aplicación general.

Sin embargo, no existe un método general de análisis aplicable a todos los taludes. La afirmación anterior se puede discutir en dos sentidos. En primer lugar, ha de reconocerse que el método tradicional y todavía más común de análisis estructural no es aplicable a taludes. Tal método, con el que se diseña una viga por ejemplo, exige conocer las cargas exteriores que actúan sobre la estructura, para, a partir de ellas, determinar los esfuerzos internos que, por último, se compararán con la resistencia del material, dentro del marco de una teoría de falla previamente aceptada. Este método común, se insiste, no es aplicable a los taludes, por la simple razón de que no existe ningún procedimiento manejable en la práctica para determinar el estado de esfuerzos internos en los puntos de la masa de suelo, a partir de las cargas exteriores que actúen; este problema no está todavía resuelto por la mecánica del medio continuo o por las matemáticas aplicadas. De esta manera, los métodos de cálculo para definir la estabilidad de los taludes han de tener otra orientación. Casi todos los más populares son métodos de análisis límite en los que, como primera etapa, se establece un mecanismo cinemático de falla, extraído naturalmente de la experiencia, con base en el cual se analizan las fuerzas tendientes a producirlo (fuerzas motoras), las cuales se han de comparar, por algún procedimiento, con las fuerzas capaces de desarrollarse y que tienden a que el mecanismo de falla no se produzca (fuerzas resistentes). Así pues, todos los métodos de cálculo en boga están ligados a un mecanismo cinemático de falla específico, por lo que sólo serán aplicables a aquellos problemas de estabilidad en que la falla sea del tipo que se considera.

Además de lo anterior, existe otra razón por la cual no puede contarse con un método general de análisis aplicable a todos los casos; de hecho, por esta razón habrá muchos casos prácticos de estabilidad de taludes a los que en buena ley no sea aplicable ningún método teórico de análisis. En efecto, la aplicación de cualquier método teórico de análisis implica que se puedan utilizar los parámetros de resistencia

del suelo adecuados al caso; en torno a esto habrá algunos comentarios en páginas subsecuentes. A su vez, el poder hablar de parámetros de resistencia del suelo que forma el talud implica un requisito mínimo en lo que se refiere a la naturaleza de los materiales constitutivos y su disposición, de manera que pueda hablarse de homogeneidad o de una estratificación bien conocida y bien definida. Esta condición suele cumplirse en los terraplenes de las Vías Terrestres, como consecuencia del ejercicio de la capacidad de selección de materiales del que se ha hablado; pero muchas veces no se satisface en los cortes y en las laderas naturales, debido a la anarquía (por lo menos aparente) con que se disponen los materiales y a las variaciones que en ellos ocurren en corto trecho. Si se combina esto con la imposibilidad que se tiene de realizar una exploración de gran detalle en todo corte o ladera que interese a la vía terrestre, se llega a la conclusión de que en una buena parte de los cortes y laderas reales será imposible pensar en aplicar racionalmente un método matemático de cálculo que sea representativo del problema en estudio.

Desde luego que habrá casos en que, por su especial importancia, conjugada con condiciones razonables de homogeneidad, convendrá realizar las necesarias exploraciones, muestreo y pruebas de laboratorio que permitan definir los parámetros de resistencia para aplicar el método de análisis teórico que sea apropiado; pero sigue en pie el hecho de que es prácticamente imposible el conocimiento de las propiedades mecánicas de los suelos en detalle en cada punto de la vía terrestre, por lo menos con el grado de aproximación suficiente como para permitir un proyecto basado en métodos teóricos en cada corte o terraplén. Como ya se indicó en el capítulo III (párrafo III-10), dependerán de un grupo de especialistas, con base en estudios exploratorios someros y en técnicas de laboratorio elementales, las recomendaciones de la inclinación de la mayor parte de los cortes y los terraplenes. Las recomendaciones se basan en la experiencia anterior, en el conocimiento de los materiales y, necesariamente, en los lineamientos de una política general establecida por la institución que proyecta.

En los países económicamente desarrollados las políticas a que se ha hecho referencia suelen ser muy conservadoras, y es bueno y razonable que así sea, ya que en esas naciones los volúmenes de tránsito y, en general, todos los factores que definen el índice de servicio de la vía terrestre son tan altos que justifican cualquier costo de construcción con tal de que la obra vial no sufra interrupciones posteriores por fallas o derrumbes; además, en dichos países la mecanización de la construcción permite grandes movimientos de tierra en forma relativamente económica y expedita, en tanto que las labores de afinamiento, limpieza o abatimiento de los taludes que llegaran a fallar después de la construcción exigirían el empleo de una mano de obra costosa y sólo permitirían una mecanización limitada.

En los países en desarrollo, por el contrario, las recomendaciones de los ingenieros de campo suelen ser audaces, buscando minimizar los costos de construcción y teniendo en cuenta los bajos niveles de tránsito que tendrá la obra. Este criterio conduce por lo general a un cierto número de fallas, tanto durante la construcción como en épocas subsecuentes. Es cierto que las interrupciones de tránsito que esto produce no son tan graves en estos países como en los muy desarrollados, por lo que una política audaz puede ser conveniente en las áreas de escaso desarrollo económico; pero no cabe duda de que la audacia ha de ser cuidadosamente regulada, pues se ha visto que muchas vías terrestres proyectadas con taludes muy escarpados, de supuesto bajo costo, después de corregidos todos sus problemas, resultaron de un costo más elevado que si se hubieran proyectado desde un principio con un criterio algo más conservador, y ello sin contar con los trastornos y dilaciones que las correcciones y reconstrucciones implican. Además, empiezan a aparecer en muchos países en vías de desarrollo (México es un buen ejemplo de lo que va a decirse) ciertas arterias principales en las que los volúmenes de tránsito son ya muy elevados, de manera que un criterio audaz ya no resulta aconsejable para estos casos. La política que fije las normas de inclinación de los taludes debe ser, pues, lo suficientemente flexible para tomar en cuenta todos estos matices. Los ferrocarriles, por la naturaleza de su tráfico y sus características especiales, probablemente también se deben proyectar con criterios bastante más conservadores que los caminos de tránsito bajo y medio, por lo menos en lo que se refiere a estabilidad de taludes.

Así pues, se insiste una vez más en que debe dejarse al criterio de ingenieros de campo, auxiliados por estudios someros y rápidos, la recomendación de la inclinación de la inmensa mayoría de los cortes y terraplenes de las obras viales. Reconociendo tal hecho cobran gran importancia los métodos de estudio masivo, que permitan definir a bajo costo las condiciones prevalecientes en grandes áreas; la fotointerpretación y la geofísica deben verse como armas de especial utilidad para definir las normas de proyecto de los taludes. De la misma manera será importante elevar el nivel profesional de los ingenieros de campo encargados de estos problemas, procurando que especialistas en mecánica de suelos, mecánica de rocas e ingenieros geólogos competentes desempeñen estas labores en estrecha colaboración con los ingenieros encargados de la localización. También será importante organizar los trabajos de tal manera que el especialista que dio las recomendaciones iniciales tenga ocasión de verificarlas durante la construcción, haciendo los ajustes necesarios.

Todo lo antes dicho es aplicable a carreteras y ferrocarriles, pero las aeropistas, en las que la inversión se concentra mucho más en relación al área que ocupan, aceptan naturalmente una densidad de estudio mucho mayor, de manera que en su proyecto

no es aconsejable trabajar con información somera; por otra parte, estas obras no suelen presentar grandes problemas de cortes y terraplenes.

De las páginas anteriores se desprende que por lo común no es factible la aplicación de los métodos matemáticos de análisis de estabilidad de taludes en las vías terrestres, sea por razones de falta de homogeneidad de los materiales constructivos, que harían poco representativos los resultados de cualquier muestreo y estudio de laboratorio, o bien por las razones que emanan del número de las estructuras que se estudien; pero se insiste en la necesidad de detectar desde la etapa de estudio previo aquellos casos por alguna razón especiales que sean merecedores de estudios detallados; dentro de éstos quedan, como es natural, prácticamente todos los casos de reconstrucción de taludes fallados.

## VI-2 TIPOS DE FALLAS MAS COMUNES EN LOS TALUDES DE LAS VIAS TERRESTRES

Se presentan a continuación las fallas más comunes de los taludes en las vías terrestres. En primer lugar, se distinguen las que afectan principalmente a las laderas naturales de las que ocurren sobre todo en los taludes artificiales.

En todo momento se deberá tener en cuenta que no se intenta tratar temas conectados con la mecánica de las rocas; por lo tanto sólo ocasionalmente se tratarán fallas en taludes constituidos por ellas; se considera que el estudio de los taludes en roca está fuera de los alcances de esta obra, que requiere conocimientos y metodología específicos y que deberán buscarse dentro de aquella especialidad.

No es fácil diferenciar todos los tipos de fallas de taludes merecedores de ser recordados por los ingenieros de amplia experiencia en el tema; más difícil aún puede ser el intento de clasificar racionalmente tales fallas; dicha tarea se intenta en las páginas siguientes de este párrafo, pero es seguro que el ensayo de agrupación a que se llegue resultará incompleto a los ojos de muchos especialistas, quienes deberán completarlo con su propia experiencia y su propio criterio.

Los factores de que dependen la estabilidad de las masas de tierra se pueden agrupar como se muestra en la tabla VI-1, inspirada muy de cerca en la Ref. 1.

TABLA VI-1

Factores de que depende la estabilidad de los taludes en suelo

- a. Factores geomorfológicos
  - a.1 Topografía de los alrededores y geometría del talud.
  - a.2 Distribución de las discontinuidades y estratificaciones.

## b. Factores internos

- b.1 Propiedades mecánicas de los suelos constituyentes.
- b.2 Estados de esfuerzos actuantes.

## c. Factores climáticos y, concretamente, el agua superficial y subterránea.

Al considerar las diferentes fallas que pueden existir en los taludes naturales y artificiales también será necesario distinguir las que ocurren en suelos residuales, en suelos transportados o en materiales que han sufrido un proceso de compactación durante su puesta en obra.

De hecho se dedicará una atención especial al problema de los suelos residuales en un párrafo posterior.

## A. Fallas ligadas a la estabilidad de las laderas naturales

Se agrupan en esta división las fallas que ocurren típicamente en laderas naturales, aun cuando de un modo u otro también pudieran presentarse de manera ocasional en taludes artificiales.

## A-1 Deslizamiento superficial asociado a falta de resistencia por baja presión de confinamiento (Creep).

Se refiere esta falla al proceso más o menos continuo y por lo general lento de deslizamiento ladera abajo que se presenta en la zona superficial de algunas laderas naturales. En aras de la economía del lenguaje se utilizará en lo que sigue la palabra inglesa "creep" para referirse a ella, si bien eventualmente se podrá usar la expresión "deslizamiento superficial".

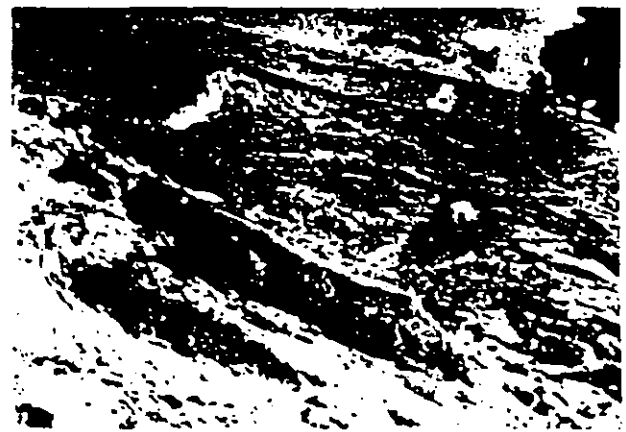
El creep suele afectar a grandes áreas y el movimiento superficial se produce sin una transición brusca entre la parte superficial móvil y las masas inmóviles más profundas. No se puede hablar de una superficie de deslizamiento. El creep suele deberse a una combinación de las acciones de las fuerzas de gravedad y de otros varios agentes. La velocidad de movimiento ladera abajo de un creep típico puede ser muy baja y rara vez excede de algunos centímetros por año (Ref. 2).

En rigor debe hablarse de dos clases de creep, según ha señalado Terzaghi (Ref. 2): el estacional, que afecta sólo a la corteza superficial de la ladera que sufre la influencia de los cambios climáticos en forma de expansiones y contracciones térmicas o por humedecimiento y secado, y el masivo, que afecta a capas de tierra más profundas, no interesadas por los efectos ambientales y que, en consecuencia, sólo se puede atribuir al efecto gravitacional. El primero, que en mayor o menor grado existe siempre, producirá movimientos que podrán variar con la época del año; el segundo se manifestará por movimientos prácticamente constantes. El espesor de la capa superficial a la que afecta el creep estacional es sumamente bajo y su dimensión máxima puede estimarse en un metro (Ref. 3).

No están claras todavía las causas por las que una ladera natural particular pueda entrar en un creep másico, a causa del cual una costra superficial, cuyo espesor puede ser en este caso de varios metros, comienza a moverse lentamente ladera abajo. Se ha hablado de una "resistencia fundamental" (Refs. 2 y 4) que representaría un límite tal que, si los esfuerzos actuantes quedan abajo de él, la parte superficial de la ladera permanecerá en reposo, y que si los esfuerzos actuantes lo sobrepasan, se producirá el creep masivo. Aparte de ello existirá en el material de la ladera la resistencia al esfuerzo cortante máxima, en el sentido convencional; si los esfuerzos actuantes llegan a sobrepasar este último valor, se producirá un "deslizamiento de tierras" rápido, del tipo de los que se describen más adelante.

Aun cuando no están del todo definidos los conceptos de resistencia fundamental o las causas del creep, parece cierto que este movimiento se produce bajo niveles de esfuerzos actuantes bajos, muy inferiores a los que corresponden a la máxima resistencia al esfuerzo cortante de los suelos; esto ha sido establecido por Griggs (Ref. 4) y por Bishop (Ref. 5), quien al realizar pruebas triaxiales drenadas en arcillas comprobó que los esfuerzos necesarios para producir deformaciones muy lentas a largo plazo eran únicamente una fracción de la resistencia máxima de la arcilla. También parece razonable pensar que el mecanismo superficial de estos deslizamientos esté relacionado con la baja resistencia al esfuerzo cortante que tienen los materiales de la ladera en la zona superficial, en la que son muy bajos los esfuerzos normales efectivos actuantes.

En la tercera Conferencia Terzaghi, que se volverá a mencionar en páginas siguientes de este capítulo, Bjerrum propone otro mecanismo que pudiera contribuir, por lo menos en algunos casos, a movimientos superficiales de laderas formadas por arcillas sobreconsolidadas o lutitas. Según su idea, al meteorizarse estos materiales y por consiguiente debilitarse sus nexos fisicoquímicos interparticulares, se liberan ciertas cantidades de energía de deformación acumulada y recuperable, como consecuencia de lo cual se



Creep en ladera natural.

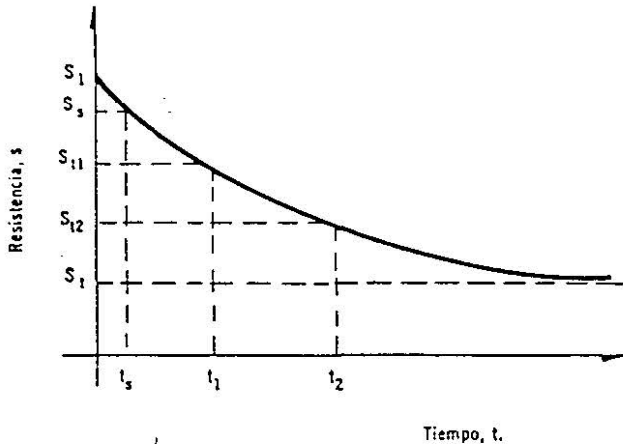


Figura VI.2. Evolución de la resistencia de una arcilla sometida a cargas bajo el nivel de falla, con el tiempo (Ref. 6).

producen esfuerzos laterales que actúan ladera abajo sobre las capas más superficiales de dicha ladera.

Otro mecanismo fundamental, que sin duda debe influir en la generación del creep, es el que se ilustra en la Fig. VI-2 y sobre el que han llamado la atención Goldstein y Ter-Stepanian (Ref. 6) hace algunos años.

La figura muestra la evolución típica de la resistencia de una arcilla cuando se la somete a una carga abajo del nivel de falla y se permite que dicha carga actúe durante largo tiempo. El valor  $S_s$  en la figura correspondería a la resistencia máxima convencional, tal como se obtiene en una prueba triaxial que se realiza en el tiempo  $t_s$ . La disminución de resistencia a largo plazo puede explicarse en términos de la destrucción de los nexos interparticulares que ocurre en la arcilla como consecuencia de la deformación bajo los esfuerzos cortantes actuantes. En una ladera natural se cumplen tanto la condición de la existencia de un estado de esfuerzos actuantes, como la de que dichos esfuerzos actúen durante muy largo tiempo; esto explicaría el abatimiento de la resistencia en el material de la ladera, aun por abajo de niveles de esfuerzos bajos, del tipo de los reportados por Griggs y Bishop.



Otra vista de una ladera natural en creep, próxima a la carretera Huixtla-Motuzintla.



Falla de un camino por deslizamiento superficial Carretera Guadalajara-Ixtlahuacán.

Como ya se ha dicho, con frecuencia el creep afecta a grandes extensiones de terreno en declive. Como quiera que no se conoce un método seguro para detenerlo una vez que se inicia, se comprende la importancia que para el ingeniero tiene su localización oportuna, desde los primeros estudios de campo que se hagan para iniciar el proyecto o en la etapa del anteproyecto. Por eso es de fundamental importancia considerar cuales son los signos exteriores del fenómeno que el ingeniero puede advertir (Fig. VI-3).

Es lógico pensar que la velocidad de movimiento de la ladera sea máxima en la superficie y vaya disminuyendo hacia el interior, donde aumentan las restricciones al movimiento. Este hecho, del que existe amplia evidencia experimental, se refleja por una inclinación de los árboles, postes y otros elementos similares, los que adoptan una posición perpendicular a la ladera, en vez de la natural, vertical. Este es un signo ominoso que habrá que buscar siempre que se explore una ladera natural. Además, es obvio que han de reflejarse en el movimiento todas las heterogeneidades que existan en la zona superficial de la ladera, las cuales crearán diferencias en la velocidad del movimiento que, a su vez, serán causa de agrieta-



Signos de creep en una ladera natural.



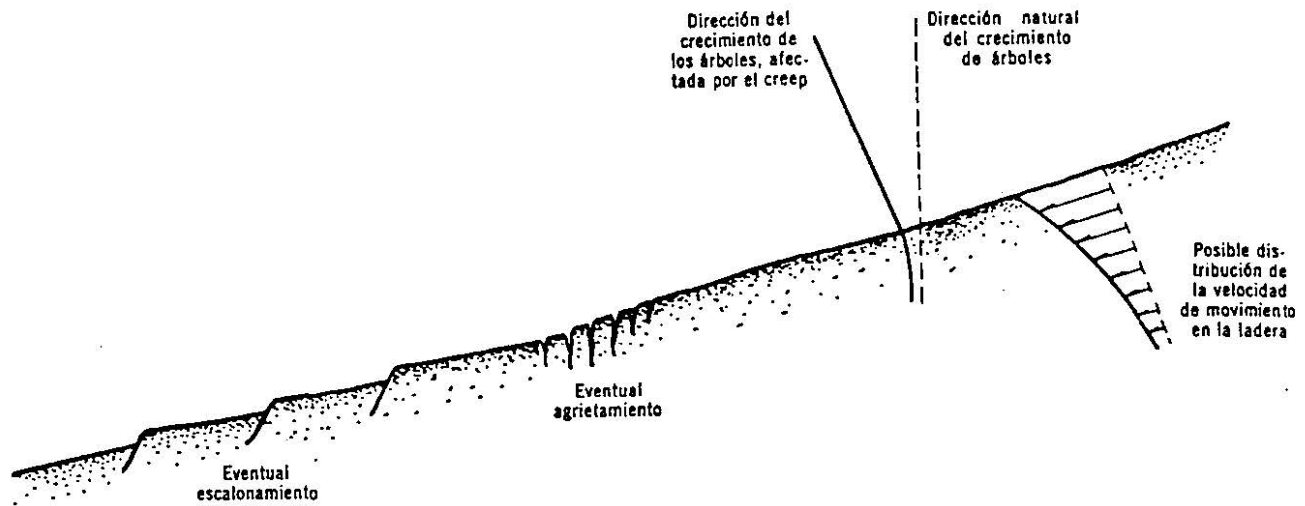


Figura VI-3. Signos del deslizamiento superficial.

mientos, escalonamientos, rotura de muros, de bardas y de cualesquiera estructuras longitudinales que puedan existir.

Todos estos signos exteriores ayudan a localizar creeps al ingeniero experimentado que los busque con acuciosidad, pero el auxilio más importante en este aspecto proviene, una vez más, del uso sistemático y cuidadoso de los pares de aerofotografías y de su fotointerpretación. Aun para ojos no muy avezados, el creep resalta fácilmente durante estos estudios por la peculiar configuración que adquiere la ladera que está deslizándose, similar al aspecto de un líquido muy viscoso en movimiento. Es difícil que aun la vegetación y otros inconvenientes de la simple exploración superficial alcancen a disimular el fenómeno en la fotografía aérea vista con estereoscopio.

Localizado el creep, no se debe vacilar en cambiar el trazo de la vía terrestre, evitando sus problemas, pues no existe por el momento, ya se dijo, ningún remedio confiable contra este tipo de falla. De

no evitarse el problema, los cortes y terraplenes de la vía terrestre estarán en continuo movimiento, con todos los inconvenientes de capacidad de servicio y aspecto que esto representa, con elevados costos de conservación y con el riesgo, siempre inminente, de que se produzcan fallas de todo tipo, originadas por el propio deslizamiento superficial.

**A-2 Fallas asociadas a procesos de deformación acumulativa, generalmente relacionadas con perfiles geológicos desfavorables**

Se refiere este título al tipo de fallas que se producen en las laderas naturales como consecuencia de procesos de deformación acumulativa, por la tendencia de grandes masas a moverse ladera abajo. Este tipo de fallas quizá es típico de laderas naturales en depósitos de talud o en otras formaciones análogas en cuanto a génesis geológica, formadas por materia-



Formación típica de depósitos de talud adosados a una plataforma de roca ígnea masiva (zona de fallas de la autopista Tijuana-Ensenada).

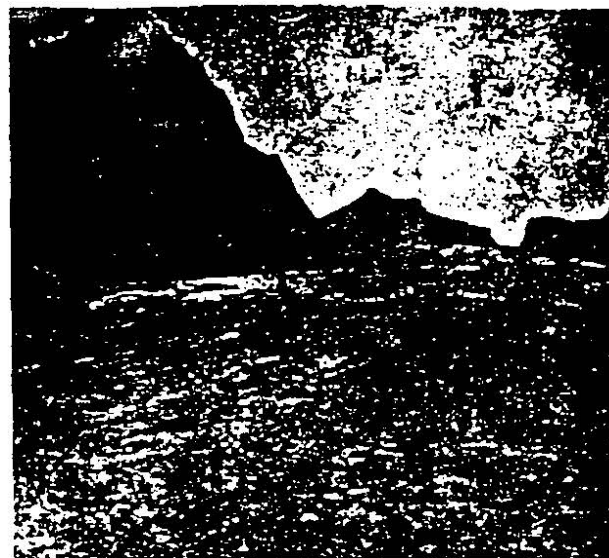


Vista panorámica de una falla por deslizamiento lento de depósito de talud, sobre una superficie previamente formada.

les bastante heterogéneos, no consolidados y bajo la acción casi exclusiva de las fuerzas gravitacionales. Muchas veces aparecen en el contacto de estos depósitos con otros subyacentes, más firmes. En tales condiciones, ha de pensarse que la ladera se formó con una inclinación que no puede exceder mucho la de equilibrio crítico y por ello es lógico pensar que en el interior de la masa existan fuertes tendencias al deslizamiento, que se traducirán en deformaciones importantes de los suelos afectados. Dado el largo tiempo que tales esfuerzos gravitacionales actúan en los materiales del interior de la ladera, la resistencia al esfuerzo cortante podrá degradarse por procesos de deformación acumulativa (Fig. VI-2) y en ciertas zonas dentro de la ladera se desarrollarán estados de creep profundo, en el sentido utilizado por Goldstein y Ter-Stepanian en la Ref. 6. Según estos autores, se desarrollan estados de deformación continua muy lenta en aquellas zonas del interior de la ladera en que existan concentraciones locales de esfuerzos cortantes.

En tales condiciones, la ladera puede deformarse durante largo tiempo, hasta que, eventualmente, tal acumulación de deformación produzca la ruptura del suelo y la formación de una superficie de falla generalizada en el interior de la propia ladera. Es lícito pensar que la degradación de la resistencia por deformación (Fig. VI-2) desempeñe un papel importante en el mecanismo de formación de la superficie de falla así como los efectos de falla progresivos (ver párrafo VI-4 de este mismo capítulo) pues es lógico que la ruptura se produzca primeramente en las zonas de mayor concentración de esfuerzos actuantes, ocasionándose redistribuciones de éstos y la propagación de la propia superficie de falla. A reserva de insistir posteriormente en este importante punto, se puede dejar establecido desde ahora que sería la resistencia residual del suelo la que habría que considerar como disponible en estas fallas, por los niveles avanzados de deformación que las generan (capítulo I).

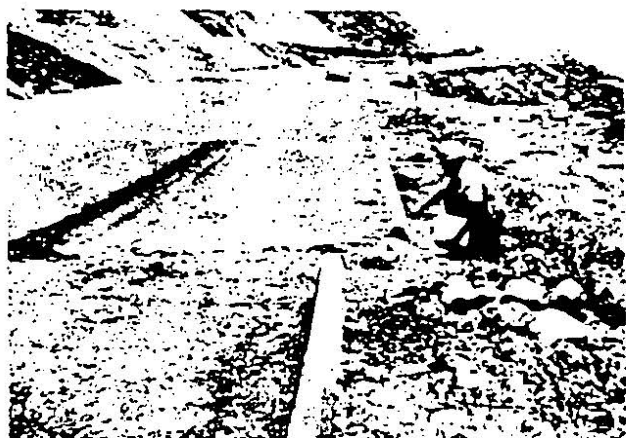
Una vez producida la superficie de falla podrá ocurrir un deslizamiento rápido de las masas afecta-



Otro aspecto de la deformación lenta sobre una superficie de falla. (Autopista Tijuana-Ensenada.)

das, o la tierra sobre la superficie de falla podrá permanecer en su posición, desde luego en un estado no muy alejado del equilibrio límite o crítico. Ello dependerá, primordialmente, de la inclinación de la superficie de falla formada y, en menor grado, de las restricciones que creen al deslizamiento las heterogeneidades e irregularidades de forma y materiales que puedan existir a lo largo de la superficie de falla.

En principio, el caso se puede concebir como algo similar al equilibrio de un cuerpo sobre un plano inclinado. De hecho, la superficie de falla típica de un proceso de deformación acumulativa es de forma casi plana (Fig. VI-4). A ello pueden contribuir varios factores, de los que el primero y más importante quizá sea la geología de la zona, pues en una ladera natural las estratificaciones tienden a seguir la forma de la frontera exterior de la ladera. Además, los procesos de deformación lenta anteriores a la falla estimulan más bien la generación de mecanismos de



Otra vista del efecto de la deformación lenta sobre una superficie de falla previamente formada. (Autopista Tijuana-Ensenada.)



Apariencia de la superficie de falla tal como se ve en la zona del pie en una de las grandes fallas de la autopista Tijuana-Ensenada.

resistencia del tipo friccionante puro, lo que también contribuirá a la generación de planos de deslizamiento. Si la inclinación del plano es superior al ángulo de fricción que pueda atribuirse a la masa deslizante respecto a las masas fijas, que será algún valor en el orden del ángulo de resistencia residual del suelo, la masa deslizará, pero si la inclinación de la superficie de falla es del orden del ángulo de resistencia residual (o algo mayor, contando con las restricciones locales al deslizamiento que se desarrollen en la propia superficie de falla), la masa "desprendida" podrá permanecer en su posición o moverse muy lentamente ladera abajo a lo largo de la línea de ruptura.

Los autores piensan que mecanismos como los que antes se mencionan son muy frecuentes en las laderas naturales. Dondequiera que por influencia de la geología local (sobre todo por la disposición de los contactos entre depósitos de talud o materiales residuales intemperizados, con capas subyacentes mucho más firmes) o por cualquier causa (quizá no comprendida), la superficie de falla se haya producido con la inclinación apropiada, la masa permanecerá en su posición, aunque bajo ella exista, ya formada, una superficie de deslizamiento. Así puede pasar mucho tiempo, hasta que un día el ingeniero haga un corte o construya un terraplén en esa ladera, con lo que fácilmente romperá un equilibrio precario y se echará encima un problema que suele ser de graves consecuencias, al comenzar a moverse grandes masas de tierra sin motivación aparente. Los autores también piensan que un gran número, quizá mucho mayor de lo que generalmente se piensa, de los grandes deslizamientos de tierras que se producen en las vías terrestres que se desarrollan sobre laderas naturales ocurren sobre superficies de falla formadas mucho antes de que, con su obra, el ingeniero rompiera el equilibrio preexistente.

La Fig. VI-4 (Ref. 7) muestra una falla real del tipo descrito. Se trata de un gran deslizamiento de masas no consolidadas de depósitos de talud situados sobre formaciones de roca arenisca muy sana.



Otra vista del afloramiento de una superficie de falla en la autopista Tijuana-Ensenada.

La inclinación media de la superficie de falla es de unos  $15^\circ$ , siendo quizá  $13^\circ$  el valor que se pueda atribuir al ángulo de resistencia residual de los depósitos de talud.

El nivel freático y en general la presencia de agua en los materiales en la proximidad de la superficie de falla desempeñan un papel fundamental en la estabilidad y, de hecho, hacen algo más complejo el mecanismo que se ha descrito para la generación de estas fallas.

### A-3 Flujos

Se refiere este tipo de falla a movimientos más o menos rápidos de una parte de la ladera natural, de tal manera que el movimiento en sí y la distribución aparente de velocidades y desplazamientos recuerda el comportamiento de un líquido viscoso. La superficie de deslizamiento o no es distinguible o se desarrolla durante un lapso relativamente breve; también frecuente que la zona de contacto entre la parte móvil y las masas fijas de la ladera sea una zona de flujo plástico.

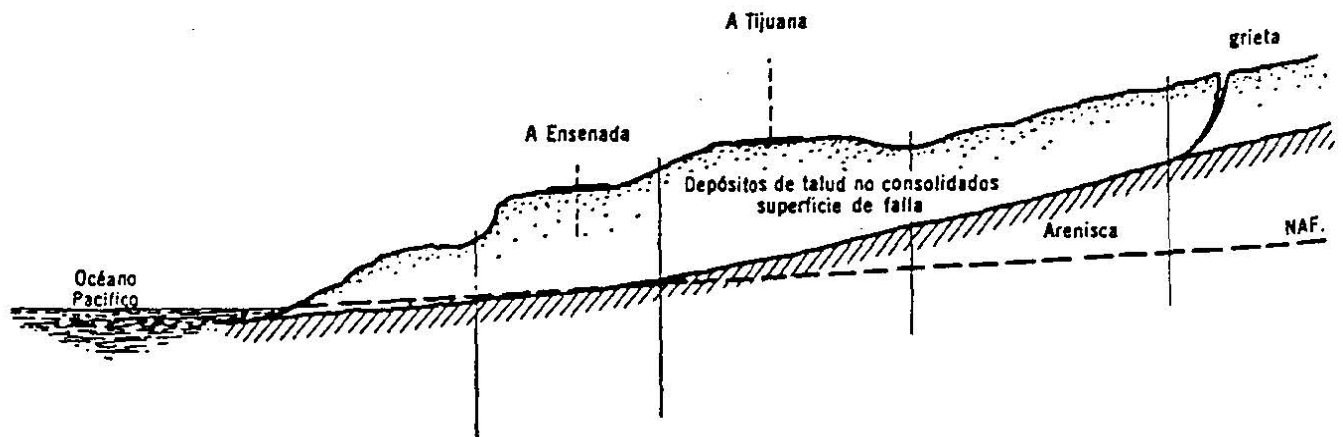


Figura VI-4. Superficie de falla formada en una ladera natural.

El material susceptible de fluir puede ser cualquier formación no consolidada, y así el fenómeno puede presentarse en fragmentos de roca, depósitos de talud, suelos granulares finos o arcillas francas; son frecuentes los flujos en lodo.

Siguiendo la importante Ref. 8, en esta obra los flujos se dividirán en dos grandes grupos, según resulte preponderante o no en su generación el agua contenida por los materiales envueltos en el fenómeno. Así, se distinguirá el flujo en materiales relativamente secos y el flujo en materiales húmedos, o el caso extremo de flujo de lodos.

**A-3.a Flujo en materiales relativamente secos**

En este grupo quedan comprendidos, en primer lugar, los flujos de fragmentos de roca, desde los muy rápidos (avalanchas) hasta los que ocurren lentamente. Estos movimientos pueden explicarse en términos de la falla plástica de los contactos profundos entre los fragmentos de roca y, consecuentemente, afectan siempre a grandes masas de fragmentos y suelen ser de catastróficas consecuencias. Se ha dicho (Ref. 8) que el aire atrapado entre los fragmentos, comprimido bajo fuertes presiones, pudiera desempeñar un importante papel en la génesis del flujo, a través de mecanismos análogos a aquellos por los que manifiesta su influencia la presión de poro en el agua. Es probable que en todos los casos el verdadero flujo de los fragmentos se origine a partir de un deslizamiento convencional en la roca o de un gran desplome de rocas, provenientes de formaciones más sanas, ladera arriba del lugar en donde existan grandes depósitos de fragmentos; en todo caso, para que se llegue a un verdadero flujo de fragmentos de roca será preciso que éstos existan en depósitos de gran espesor y volumen muy considerable.

En segundo lugar, los flujos en suelos relativamente secos han ocurrido en "loess", asociados muchas veces a temblores. En este caso, aparentemente, el efecto del temblor fue causar una muy rápida destrucción de la estructura del material, produciendo una verdadera licuación, pero con el aire jugando el



Flujo de suelo relativamente seco.

papel que en estos fenómenos por lo común corresponde al agua.

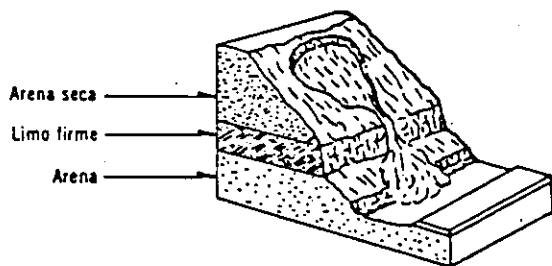
Fenómenos similares se han registrado en arenas secas.

La Fig. VI-5 (Ref. 8) muestra la forma típica de estos deslizamientos.

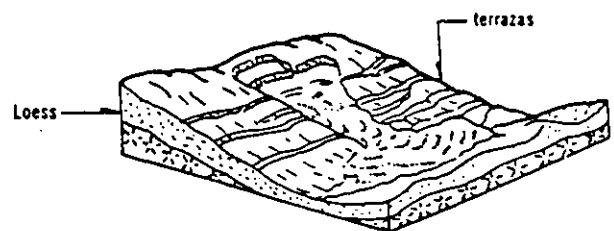
**A-3.b Flujos en materiales húmedos. Flujos de lodos**

Se trata ahora de flujos que requieren una proporción apreciable de agua contenida en el suelo, la cual desempeña un papel en la génesis y naturaleza de la falla; existe amplia graduación en la cantidad de agua que pueden contener los materiales, así como en el papel que ésta llega a tener en el desarrollo de la falla. La Fig. VI-6 (Refs. 8 y 9) muestra algunos croquis de deslizamientos típicos de esta naturaleza.

Los flujos en materiales húmedos se denominan flujos de lodo cuando es muy elevado el contenido de agua de los materiales, por lo menos en la zona de fluencia, pero naturalmente no hay una distinción clara entre los "flujos de tierra" y los "flujos de lodo". A veces se habla también de "flujo de detritus", cuando el material que fluye contiene porcen-



Flujo de arena (rápido a muy rápido)



Flujo de loess (seco) (causado por sismo, muy rápido)

Figura VI-5. Flujos en suelos secos (Ref. 8).

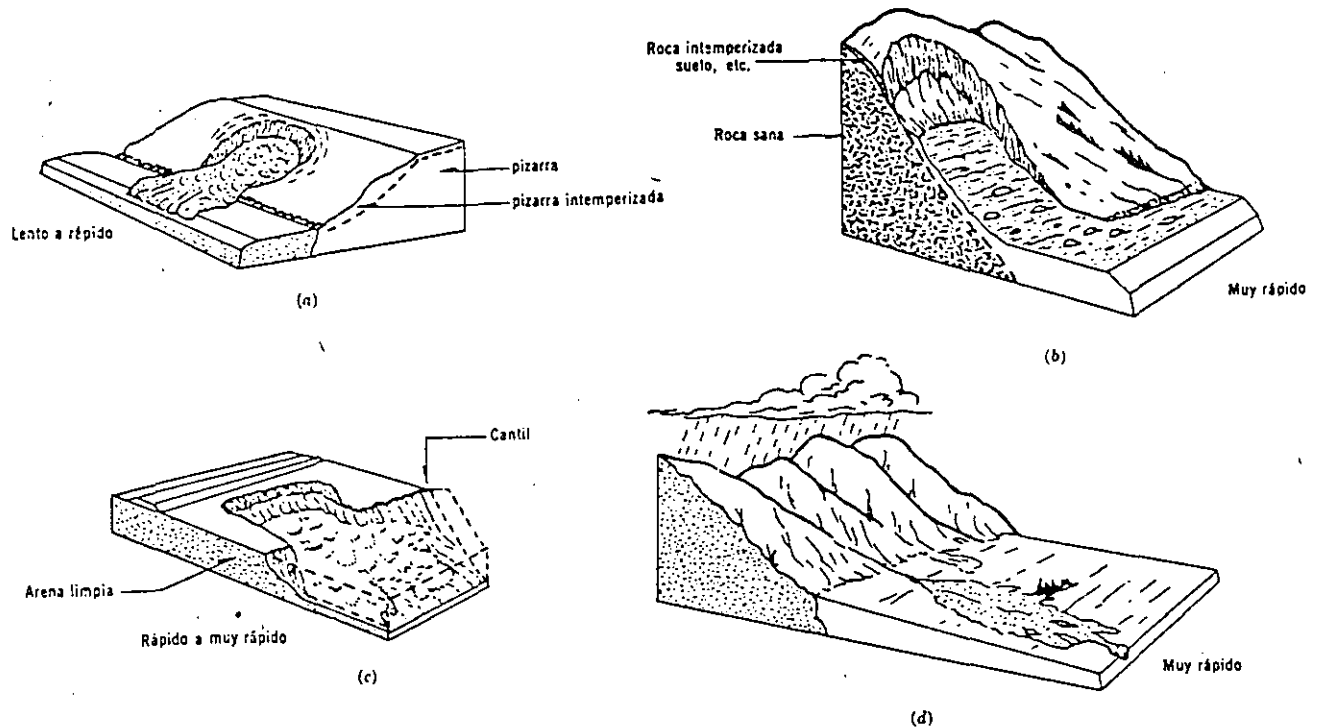


Figura VI-6. Flujos en materiales húmedos (Refs. 8 y 9).

taje apreciable, del orden de un 50% por lo menos, de gravas, boleos o fragmentos de roca, embebidos en la matriz de suelo más fino, tal como es común que suceda en los depósitos de talud o en muchas laderas de suelo residual.

Los flujos de tierra (en materiales térreos no demasiado húmedos) se desarrollan típicamente en el pie de los deslizamientos de tipo rotacional en el cuerpo del talud, que se describen más adelante, y a veces ocurren en forma extraordinariamente rápida, como movimiento secundario del deslizamiento que tuvo lugar primeramente (Ref. 10). Estos flujos de tierra por lo común retienen mucha de la vegetación original, así como la estratigrafía y aspecto general de la formación en la que ocurrió el deslizamiento primario.



Un flujo en materiales húmedos.

En otras ocasiones los flujos de tierra ocurren con independencia de cualquier otro deslizamiento anterior. En tal caso son movimientos cuya velocidad puede variar entre límites muy amplios y que se refieren sobre todo a materiales plásticos húmedos o a suelos friccionantes muy finos. Por lo general la falla sigue a aumentos significativos en el contenido de agua de los materiales y al desarrollo de presiones importantes en esa agua. En el caso de suelos plásticos el flujo puede continuar en forma lenta durante largo tiempo. En arcillas muy sensibles se han registrado flujos a contenido de agua constante, por disminución de la resistencia al esfuerzo cortante debida a la degradación estructural por deformaciones tangenciales (Ref. 3).

Los flujos de tierra en suelos granulares finos son típicos de formaciones costeras y se asocian generalmente a la erosión marina y a fluctuaciones repetidas de la presión de poro debidas a la ascensión y el descenso del nivel del agua con las mareas (Ref. 11). Se originan con procesos análogos a la licuación.

En los flujos de lodo, el deslizamiento ocurre en materiales finos con muy alto contenido de agua. La falla produce una completa perturbación estructural. La forma típica del deslizamiento es análoga al avance de un glaciar y la velocidad de desplazamiento puede variar desde unos pocos centímetros por año (casos reportados en la Ref. 9) hasta la correpondiente a deslizamientos catastróficos (Ref. 8). En flujos lentos es común que en la velocidad del movimiento influyan mucho las variaciones estacionales del clima, en tanto que los flujos rápidos suelen se-



Un flujo de lodo.

guir a épocas de violenta precipitación pluvial. Los movimientos lentos suelen ocurrir en materiales arcillosos fisurados o finamente interstratificados con capas delgadas de arena con alto contenido de agua (Ref. 12); ocurren a lo largo de superficies no muy profundas y con inclinación media que, naturalmente, no puede apartarse mucho del valor del ángulo de resistencia residual del suelo.

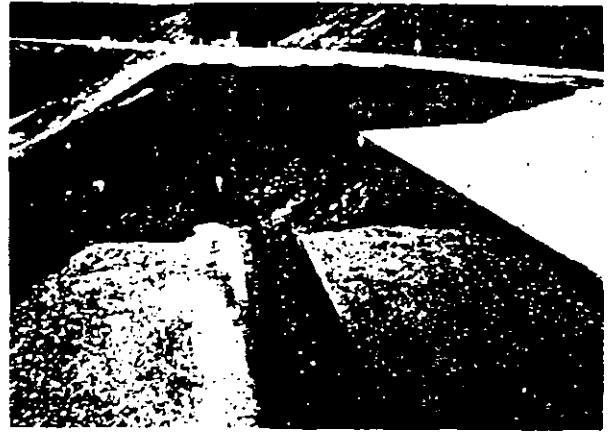
Los flujos de lodo muy rápidos se presentan muchas veces en laderas de las que se ha removido la cobertura vegetal por alguna razón y suelen comenzar en muy modestas proporciones, creciendo rápidamente con un poder de transporte del suelo sobre el que pasa que parece fuera de proporción con su importancia inicial; de esta manera se pueden desencadenar auténticos ríos de lodo, capaces de causar verdaderas catástrofes. Sin duda su génesis debe incluir fenómenos de licuación de suelos.

Los flujos de detritus se producen por disminución de resistencia al esfuerzo cortante de la matriz fina de tales formaciones; la masa móvil se rompe en fragmentos cada vez menores a medida que avanza ladera abajo.

## B Fallas relacionadas a la estabilidad de taludes artificiales

### B-1 Falla rotacional

Se describen ahora los movimientos rápidos o prácticamente instantáneos que ocurren en los taludes y que afectan a masas profundas de los mismos, con deslizamiento a lo largo de una superficie de falla curva que se desarrolla en el interior del cuerpo del talud, interesando o no al terreno de cimentación. Se considera que la superficie de falla se forma cuando en la zona de su futuro desarrollo actúan esfuerzos cortantes que sobrepasan la resistencia del material. La resistencia que se debe considerar en cada caso particular es una cuestión importante que se tratará por separado en páginas subsiguientes de este capítulo; por el momento, basta decir que la re-



Efecto de una falla rotacional en la corona de un camino.

sistencia que se supone superada al producirse una falla rotacional es generalmente la resistencia máxima, en el sentido que se utiliza en el capítulo I de esta obra. Así pues, en el interior del talud existe un estado de esfuerzos cortantes que vence en forma más o menos rápida la resistencia al esfuerzo cortante del suelo; a consecuencia de ello sobreviene la ruptura del mismo, con la formación de una superficie de deslizamiento, a lo largo de la cual se produce la falla. Estos movimientos son típicos de los cortes y los terraplenes de una vía terrestre.

No se excluye la posibilidad de que existan fenómenos de creep profundo (Ref. 6) en la fase inicial de una falla de esta naturaleza, pero su importancia práctica será ahora más pequeña. De hecho, se puede afirmar que aun los deslizamientos más rápidos de tierra van siempre precedidos de movimientos, agrietamientos y, en general, de señales de que la relación esfuerzo-resistencia está evolucionando desfavorablemente en el interior del talud. En este sentido, es típica la formación de grietas en la corona del talud.

En cambio, es probable que en el desarrollo de estas fallas desempeñen un papel muy importante los mecanismos de falla progresiva que puedan tener lugar a lo largo de la futura superficie de deslizamiento.



Camino destruido por una gran falla rotacional (camino Toluca-Morelia).



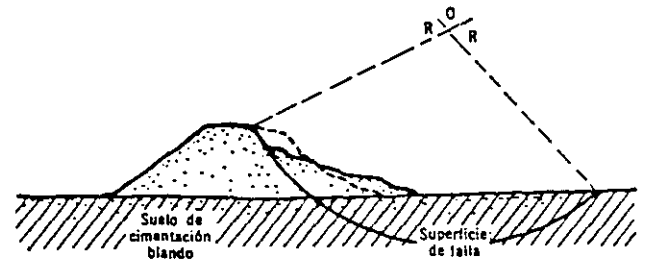
Aspecto típico de la corona de una falla rotacional.

Las fallas del tipo rotacional pueden producirse a lo largo de superficies de fallas identificables con superficies cilíndrica, o cóncavas cuya traza con el plano del papel sea un arco de circunferencia (por lo menos con razonable aproximación, la cual, como se verá, resulta muy conveniente en el momento en que se desee establecer algún modelo matemático de la falla, que permita un cálculo numérico) o pueden adoptar formas algo diferentes, en las que por lo general influyen la secuencia geológica local, el perfil estratigráfico y la naturaleza de los materiales.

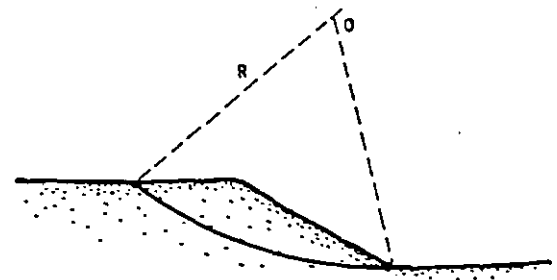


Falla rotacional por el pie del talud (autopista Puebla-Orizaba).

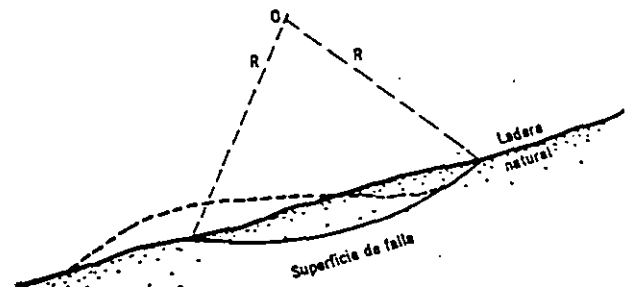
La Fig. VI-7 muestra el perfil de algunas falla típicas del tipo rotacional.



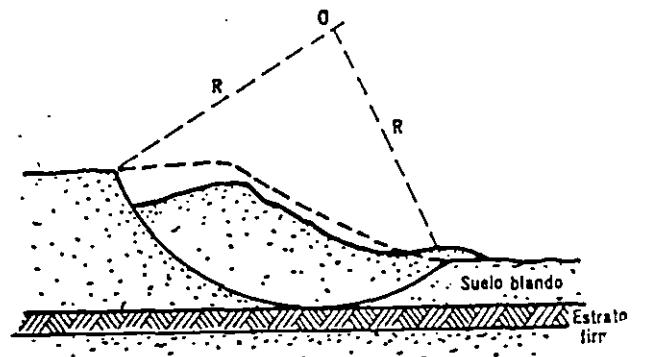
a) Falla de base.



b) Falla por el pie del talud.



c) Falla superficial.



d) Falla limitada por un estrato firme.

Figura VI-7. Fallas rotacionales. Secciones típicas.

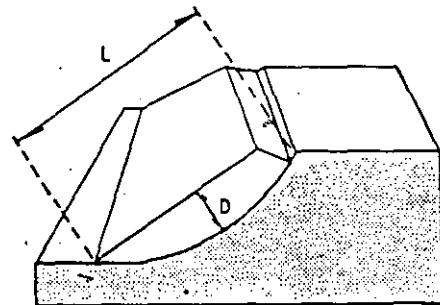
Desde luego las fallas rotacionales de forma circular ocurren por lo común en materiales arcillosos homogéneos o en suelos cuyo comportamiento mecánico esté regido básicamente por su fracción arcillosa. En general afectan a zonas relativamente profundas del talud, siendo esta profundidad mayor (hablando sólo del mismo, sin considerar el terreno de cimentación) cuanto más escarpado sea aquél. Aunque el ingeniero asocia las fallas rotacionales circu-

lares con los cortes y terraplenes que él construye, son también comunes en laderas naturales de materiales homogéneos y finos (muchas veces en las formadas por arcillas sobreconsolidadas); cuando las laderas son muy tendidas, las superficies de falla pueden desarrollarse con poca profundidad (parte e de la Fig. VI-7). Las fallas rotacionales circulares pueden ser de cuerpo de talud o de base; las primeras se desarrollan sin interesar al terreno de cimentación, en tanto que las segundas se desarrollan parcialmente en él.

Al ocurrir las fallas circulares pueden afectar a masas muy anchas, en comparación con las dimensiones generales de la falla, en cuyo caso dan lugar a verdaderas superficies cilíndricas, o pueden ocurrir en forma concoidal, con un ancho pequeño comparado con su longitud (Fig. VI-8). En esta figura se muestra también una perspectiva de una falla típica, la que se aprovecha para introducir la nomenclatura usual).

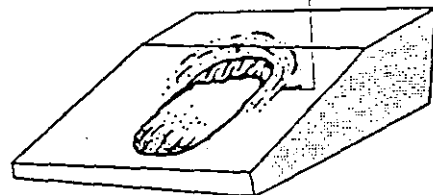


Falla rotacional de base. Obsérvese la salida de la superficie de falla al pie del talud.



a) Falla de frente amplio.

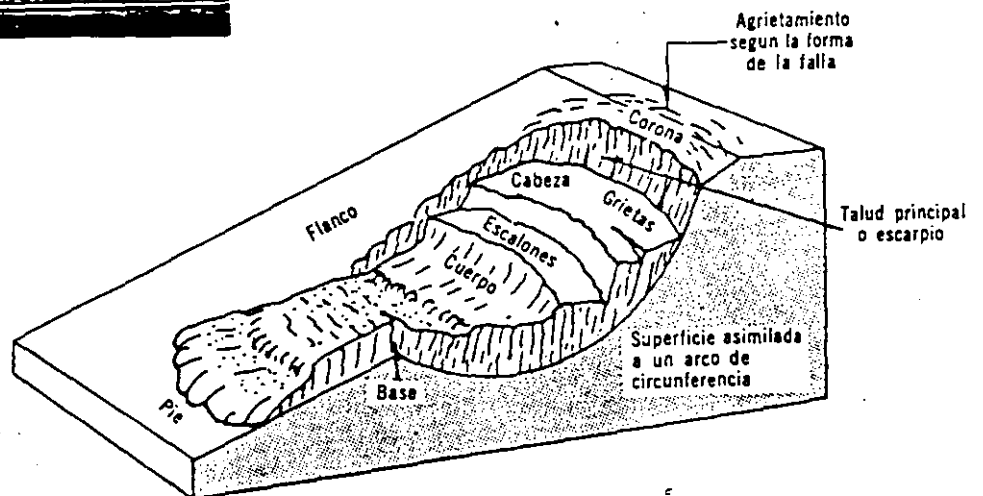
El agrietamiento señala el contorno de la concha



b) Falla concoidal.



Falla rotacional.



c) Nomenclatura de una zona de falla circular.

Figura VI-8. Tipos de fallas rotacionales.



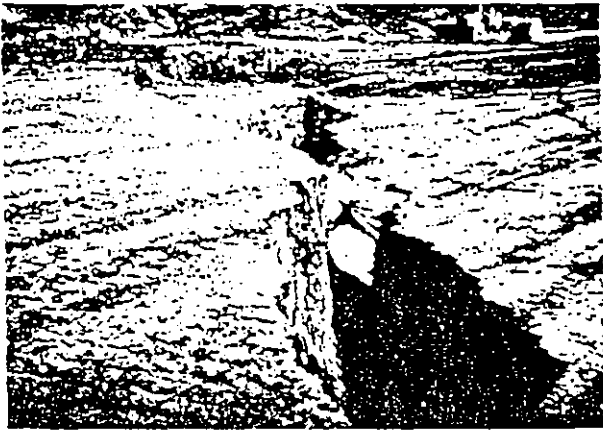
interviene oportunamente; este mismo efecto se presenta a veces en los costados de la falla. >

## B-2 Falla traslacional.

Estas fallas por lo general consisten en movimientos traslacionales importantes del cuerpo del talud sobre superficies de falla básicamente planas, asociadas a la presencia de estratos poco resistentes localizados a poca profundidad bajo el talud.

La superficie de falla se desarrolla en forma paralela al estrato débil y se remata en sus extremos por dos cantiles, por lo general formados por agrietamiento.

Los estratos débiles que fomentan estas fallas son



Efecto de una falla traslacional.



Desarrollo de una falla traslacional. (Cortesía de T. Smith, del Dpto. de Carreteras de California, U. S. A.)

por lo común de arcillas blandas o de arenas finas o limos no plásticos sueltos. Con mucha frecuencia, la debilidad del estrato está ligada a elevadas presiones de poro en el agua contenida en las arcillas o a fenómenos de elevación de presión de agua en estratos de arena (acuíferos). En este sentido, las fallas pueden estar ligadas también al calendario de las temporadas de lluvias en la región.

Las fallas del material en bloque (parte *a* de la Fig. VI-9) muchas veces están asociadas a discontinuidades y fracturas de los materiales que forman un corte o una ladera natural, siempre en añadidura al efecto del estrato débil subyacente.

Las fallas de una franja superficial (parte *c* de la Fig. VI-9) son típicas de laderas naturales formadas por materiales arcillosos producto de meteorización de las formaciones originales. Se suelen provocar por el efecto de la sobrecarga impuesta por un terraplén construido sobre la ladera. En estas fallas el movimiento ocurre casi sin distorsión (Ref. 13).

## B-3 Fallas con superficie compuesta

Este tipo de fallas abarca movimientos en que se combinan la rotación y la traslación, dando lugar a superficies de falla compuestas en que se desarrollan zonas planas a la vez que tramos curvos, asimilables a arcos circulares.

En general, estas superficies están predeterminadas por la presencia de heterogeneidades dentro del talud. La falla que se muestra en la parte *d* de la Fig. VI-7 se puede considerar de este tipo o simplemente circular, un tanto al gusto del ingeniero que la clasifique. En general, es el predominio de las partes circulares o planas el que sirve para clasificar la falla como rotacional o traslacional, quedando la categoría de falla compuesta para los casos en que ambas curvas se reparten más o menos por igual.

En general, cuanto menor sea la profundidad a que la heterogeneidad aparezca (fallas, juntas, un estrato débil, etc.) mayor será la componente traslacional en la falla.

La Fig. VI-10 muestra un croquis de una falla típica de esta naturaleza.

Las fallas compuestas suelen producir la distorsión de los materiales, que es típica de las fallas circulares (Ref. 14 y 15).

## B-4 Fallas múltiples

Se trata ahora de estudiar aquellas fallas que se producen con varias superficies de deslizamiento, sean simultáneas o en rápida sucesión. Conviene distinguir las fallas sucesivas y las regresivas (Fig. VI-11). Ambas son comunes en laderas naturales en las que se practica un corte.

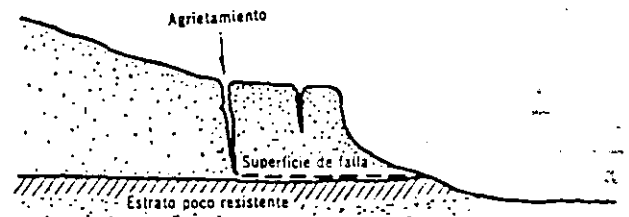


Otro ejemplo de una gran falla rotacional (cortesía de T. Smith, del Laboratorio del Dpto. de carreteras de California, U. S. A.).

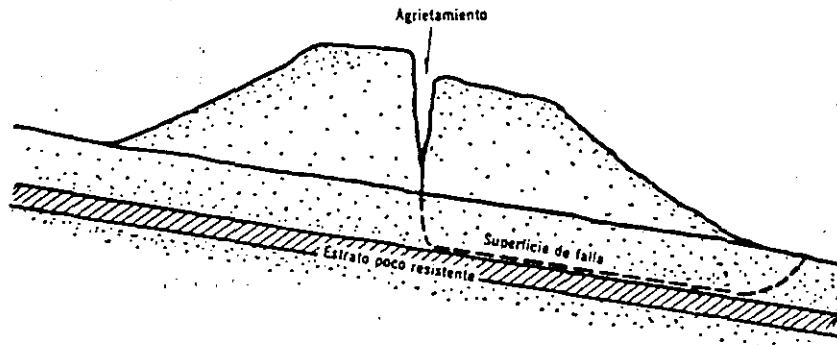
Las fallas rotacionales de forma distinta a la circular típica parecen estar asociadas sobre todo a arcillas sobreconsolidadas, que se presentan en taludes no homogéneos, por diferencias en la meteorización, por influencia de la estratificación o por otras causas que se reflejen en discontinuidades o en desorden estructural en el talud. Son, por lo tanto, típicas de cortes. Ocurren siempre acompañadas de gran fragmentación de los materiales involucrados (Ref. 8).

La forma de la superficie de falla, que es siempre curva en estos casos, sólo idealizadamente se puede considerar circular o formada por lo menos en parte por arcos de circunferencia, tal como hasta ahora se ha mencionado. Esta es una suposición que conviene hacer, sobre todo con fines de cálculo, según se verá más adelante. En realidad está influida por fallas, juntas, contactos y otras discontinuidades de los materiales. Este hecho es especialmente notable en suelos residuales, como se verá luego.

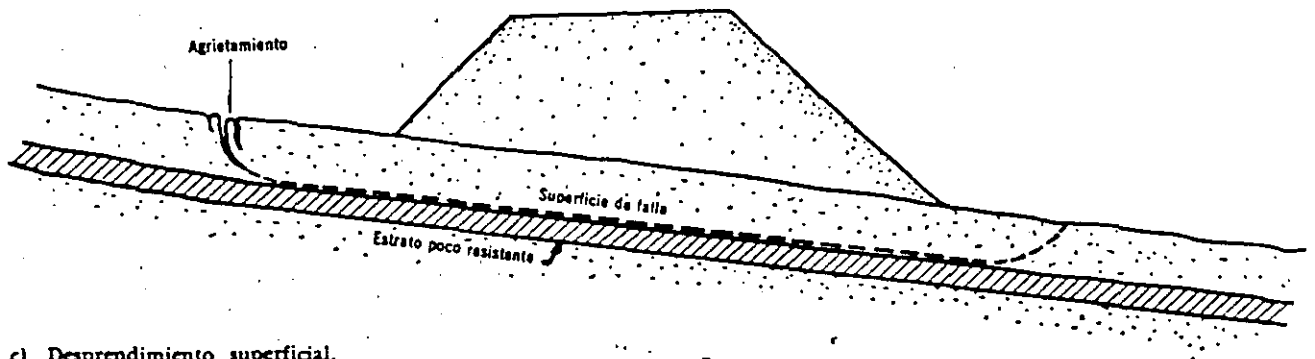
Producido el deslizamiento, la cabeza de la falla puede presentar taludes casi verticales, por lo que tenderán a producirse nuevas fallas, si el ingeniero no



a) En bloque.



b) Falla en bloque propiciada por la estratificación del terreno natural.



c) Desprendimiento superficial.

Figura VI-9. Fallas traslacionales.

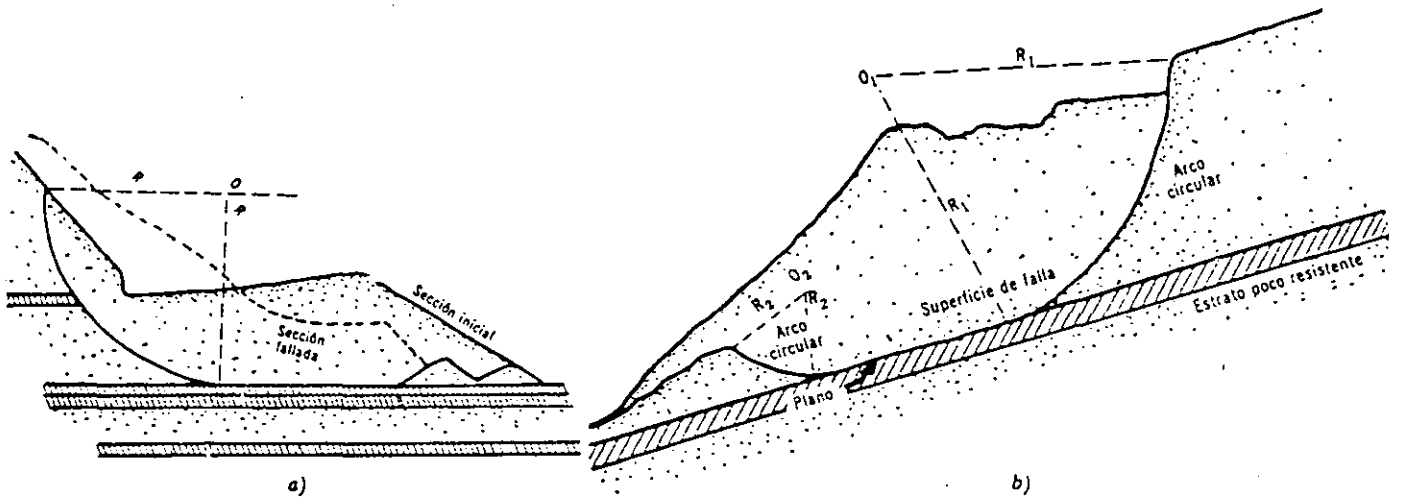
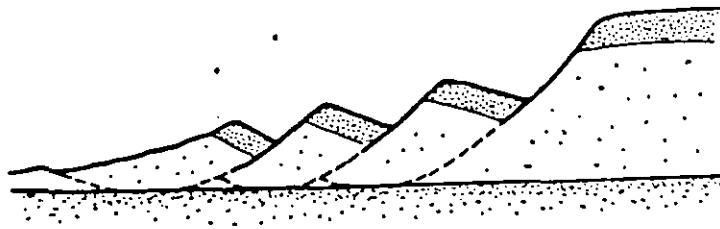


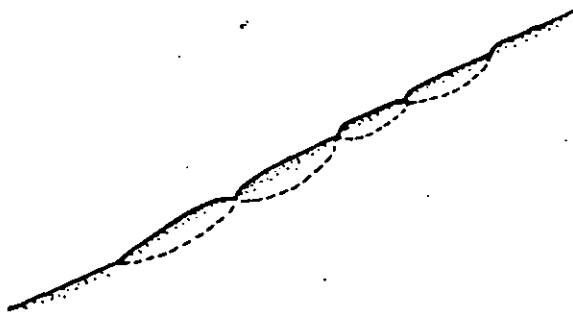
Figura VI-10. Fallas compuestas.



a) Falla regresiva rotacional.



b) Falla regresiva traslacional.



c) Fallas sucesivas.

Figura VI-11. Fallas múltiples.

Las fallas regresivas se forman a partir de una primera (la situada más ladera abajo), por la inestabilidad en que sucesivamente van quedando las zonas de cabeza de cada falla que se forma. Todas las superficies de falla suelen concurrir a una superficie fundamental. Pueden existir de tipo rotacional o traslacional (partes a y b de la Fig. VI-11).

Las fallas rotacionales regresivas ocurren con frecuencia en regiones de topografía movida o escalonada, en que existan importantes fenómenos de erosión (Ref. 9), especialmente si existen estratos gruesos de arcillas sobreconsolidadas, fisuradas o de lutitas, sobreyacidos por espesores grandes de roca o suelos firmes.

Las fallas traslacionales regresivas ocurren en capas superficiales y muchas veces también se asocian a arcillas fisuradas y lutitas. Parece que cuanto más cohesivo sea el material menos unidades tienden a formarse en la masa deslizante. (Refs. 9 y 16.)

Las fallas sucesivas (parte c de la Fig. VI-11) suelen consistir en un conjunto de deslizamientos rotacionales superficiales. Son características de las últimas etapas de degradación en laderas de arcilla sobreconsolidada o fisurada (como la arcilla de Londres, Ref. 9, en la que se forman en laderas con inclinaciones hasta de  $8^\circ$ ). A veces las fallas forman un escalonamiento sumamente regular.

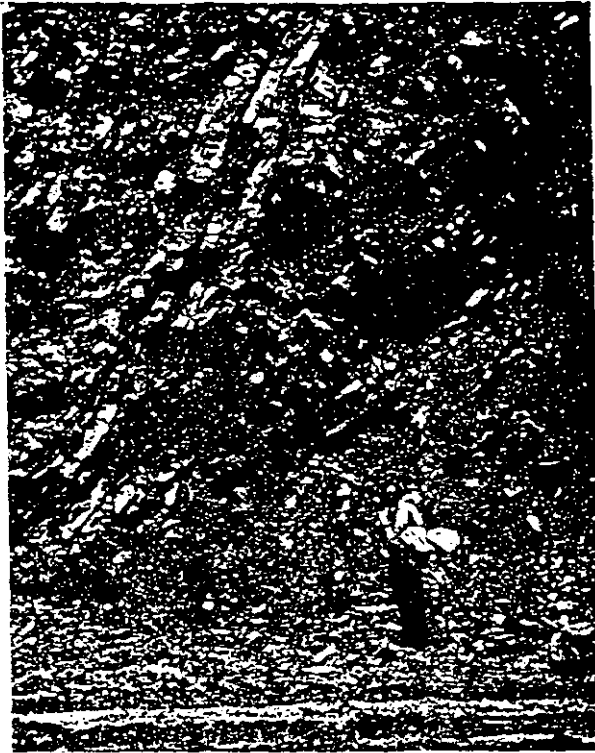


Una falla rotacional regresiva en toba fracturada.

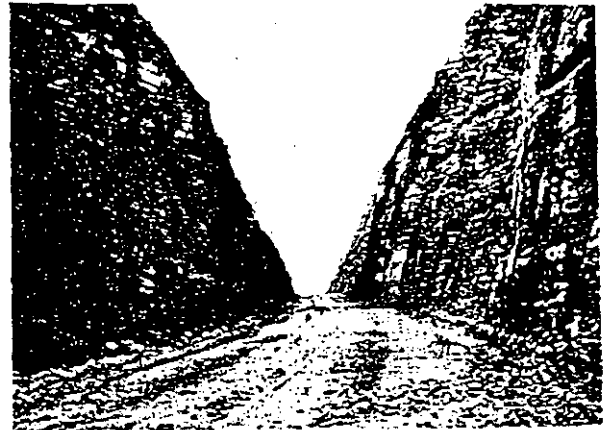
### C Derrumbes y caídos

Estas fallas son típicas tanto de las laderas naturales como de los cortes practicados en aquéllas. A veces suceden también en otros lugares fuera de las vías terrestres propiamente dichas, pero ejerciendo cierta influencia sobre éstas; tal, por ejemplo, es el caso de los derrumbes que pueden ocurrir en la orilla de un río, como consecuencia de la erosión de la corriente.

Por lo general consisten en desprendimientos locales de no muy grande volumen, aunque naturalmente existen desprendimientos de grandes masas fragmentadas que se deben clasificar como derrumbes. En estas fallas no puede hablarse de una superficie de deslizamiento, y el desprendimiento suele estar predeterminado por las discontinuidades y fisuras preexistentes. Suele suceder que éstas se abran al construirse el corte y que su frente quede sin el anterior confinamiento lateral, lo que da ocasión a que se aflojen los fragmentos, actúen presiones hidrostáticas del agua acumulada y otros efectos indeseables.



Formación de calizas que propicia caídos y derrumbes (carretera Puebla-Orizaba).



Formación en dolomitas fragmentadas que propician caídos.



Un gran derrumbe en un corte para ferrocarril (Vía férrea Viborillas, Villa de Reyes.)



Un caído de fragmentos de roca.

Los derrumbes y caídos están siempre asociados a cantiles o cortes escarpados y con mucha frecuencia a las arcillas fuertemente sobreconsolidadas, excluyendo las rocas. (Refs. 17 y 18.)

**D Otros tipos de fallas, no directamente asociadas a la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos**

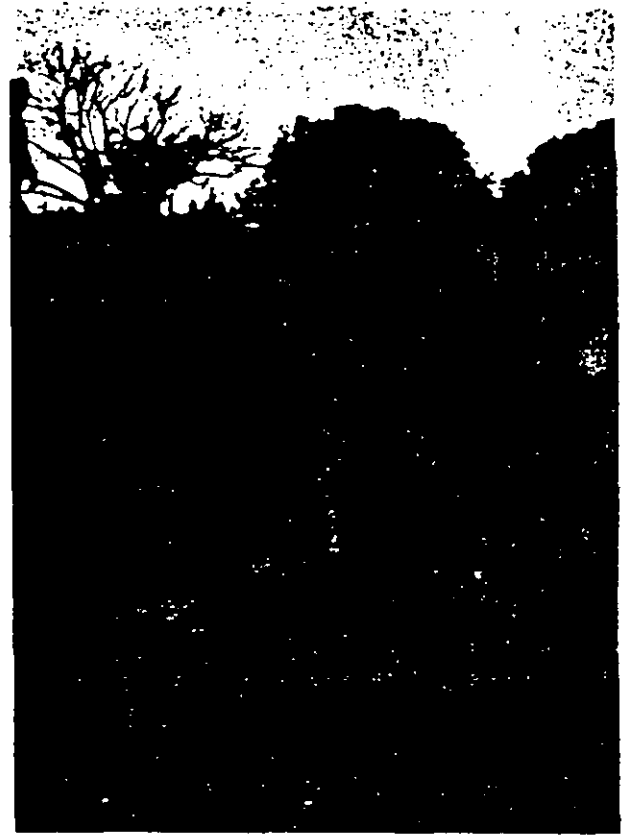
Se desea tratar en este apartado tres tipos especiales de fallas, cuyo mecanismo no depende, por lo menos directa y casi exclusivamente, de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Esto no quiere decir que tan importante propiedad no influya en mayor o menor grado en la generación y desarrollo de estas fallas.

Se mencionará en primer lugar a las fallas por erosión, tan frecuentes y dañinas en los terraplenes y cortes en las vías terrestres. Se trata del resultado del ataque superficial de los agentes erosivos sobre los materiales que componen el talud. El viento y el agua (lluvia o escurrimiento superficial) son los agentes cuyos malos efectos el ingeniero ha de intentar contrarrestar con mayor frecuencia en las vías terrestres. La falla se manifiesta en irregularidades, socavones y canalizaciones en el plano del talud, originalmente regular; si no se detienen con las normas que más adelante se tratan, estos defectos podrán progresar hasta la eventual destrucción del talud, en el caso de un terraplén, o hasta atacar profundamente un corte, con consecuencias a veces muy graves; en este último caso, resulta muy difícil distinguir las fallas de erosión típicas del ataque a los materiales de un corte por meteorización o descomposición química, que a veces desempeñan un papel tan importante en la estabilidad de cortes de roca con juntas rellenas de suelo o en cortes practicados en arcillas fuertemente sobreconsolidadas, lutitas, pizarras metamorfizadas, etc.

En segundo lugar conviene mencionar las fallas por tubificación (Refs. 18 y 19), que si bien no se consideran frecuentes en las vías terrestres, quizá han sido causa de mayor número de problemas de lo que usualmente se estima. La situación típica que expone

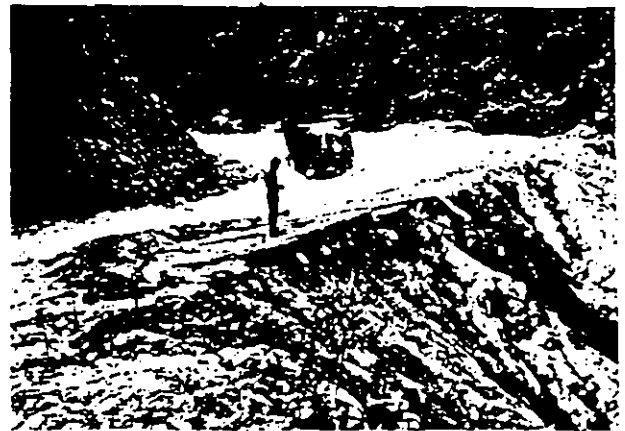


Efecto de la erosión de una corriente fluvial.



Erosión por lluvia de un terraplén arenoso no protegido. (Carretera Villa Cardel, Veracruz)

un terraplén a la tubificación es que por algún motivo aquél embalse agua durante un lapso considerable, suficiente para que se establezca un flujo a su través. Que el terraplén embalse es, sin duda, una condición que se presenta con relativa frecuencia (cruce por zonas pantanosas, vasos de presas, zonas de inundación de ríos, esteros, etc.), pero seguramente es bastante más raro que el terraplén de una vía



Efecto de la erosión. Nótese que al perderse material en el pie del talud y en su cuerpo, comienza a desarrollarse una falla rotacional.

terrestre quede durante mucho tiempo expuesto a la acción de agua en sus dos taludes, con tirante diferente y desnivel importante, de manera que pueda establecerse un flujo con gradiente hidráulico suficientemente alto para generar problemas de tubificación. En el apéndice que figura al final de este libro (párrafo A-11) se establece el orden de magnitud de los valores del gradiente hidráulico que han de presentarse para que llegue a constituirse un problema de tubificación; en el mismo apéndice se dan normas para cuantificar dicho gradiente a partir de la red de flujo que se trace a través del terraplén.

En el capítulo III de este libro se insistió en lo mucho que influye en el riesgo de tubificación la naturaleza de los materiales que forman el terraplén. La tabla III-1 resume mucho de la experiencia estadounidense al respecto.

La tubificación comienza cuando hay arrastre de partículas de suelo en el interior de la masa por efecto de las fuerzas erosivas generadas por el flujo de agua. Una vez que las partículas empiecen a ser removidas van quedando en el suelo pequeños canales, por los que el agua circula a mayor velocidad, con mayor poder de arrastre, de manera que el fenómeno de tubificación tiende a crecer continuamente una vez que comienza, aumentando siempre el diámetro de los canales que se van formando en el interior del terraplén. Otra característica curiosa del fenómeno es que, comenzando en el talud aguas abajo, progresa hacia atrás, es decir hacia el interior del terraplén. El límite del fenómeno es el colapso del bordo, al quedar éste surcado por huecos de diámetro suficiente para afectar la estabilidad por disminución de sección resistente.

Un factor que contribuye mucho a la tubificación es la insuficiencia de compactación en el terraplén, cuando ésta afecta a suelos susceptibles (tabla III-1). Esta insuficiencia de compactación es común, sobre todo, en la vecindad de muros o superficies rígidas, tales como ductos o alcantarillas.

Teniendo en cuenta que las alcantarillas son lugares en donde es común que exista tirante de agua y en torno a los cuales es difícil compactar los suelos, se puede afirmar que constituyen los puntos críticos de la vía terrestre en lo que al problema de tubificación se refiere. Alrededor de ellas se deberá vigilar muy especialmente la susceptibilidad de los materiales que se empleen.

En tercer lugar se debe hacer referencia a las fallas por agrietamiento que tienen importancia especial en el caso de terraplenes.

Es seguro que en los terraplenes de las vías terrestres se puedan presentar agrietamientos tanto en el sentido transversal como en el longitudinal. Los primeros ocurrirán por asentamiento diferencial a lo largo del eje del camino y sólo serán de consideración en el caso de terraplenes construidos sobre suelos blandos, por ejemplo en zonas de transición con terreno de cimentación de mejor calidad o en lugares en que, por alguna razón, los asentamientos di-

ferenciales puedan ser particularmente grandes. Sin embargo, es difícil concebir que un caso de este tipo de agrietamiento se presente en forma peligrosa y sistemática. El agrietamiento longitudinal respecto al eje de la obra vial es mucho más frecuente o, por lo menos, mucho más frecuentemente perceptible; ocurre sobre todo por movimientos diferenciales de los hombros del terraplén y su parte central. Se manifiesta por la aparición de dos familias de grietas simétricas respecto al eje del camino, ubicadas en los hombros, incluso en las zonas extremas de la parte usualmente pavimentada; estas grietas continúan en forma casi ininterrumpida durante decenas o centenares de metros. Muchas veces esta forma de agrietamiento constituye un problema importante a cuya solución ha de avocarse el ingeniero, tanto por la magnitud de las grietas que se forman, como por el avance que el fenómeno pueda ir teniendo con el tiempo, hasta provocar la eventual destrucción del terraplén en conjunto. Todavía se discute cuál pueda ser la génesis de los más importantes fenómenos de agrietamiento longitudinal que se han reportado, pero parece ser que son causa importante los movimientos diferenciales por distinto grado de secado entre los materiales cercanos a los hombros y taludes



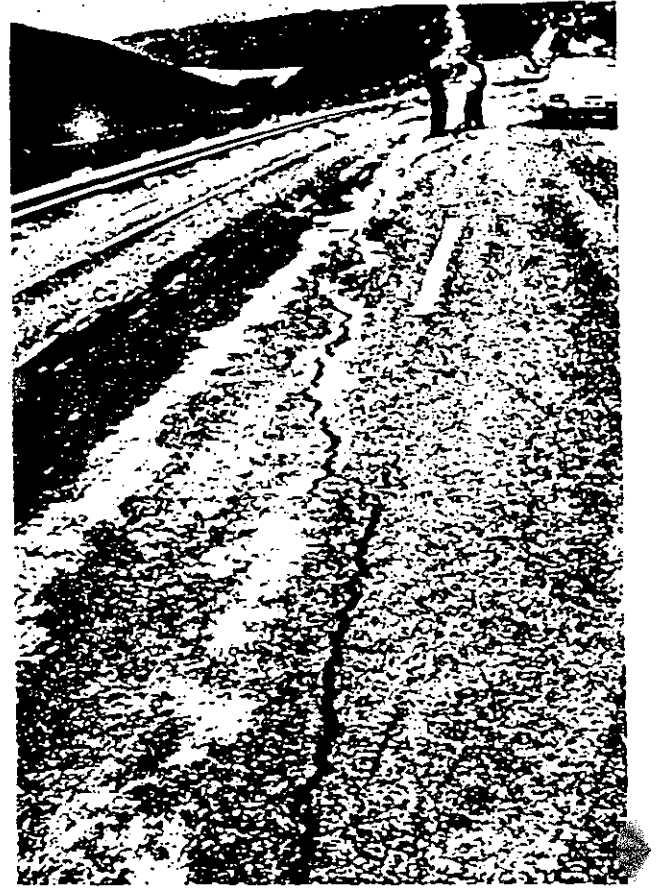
Agrietamiento longitudinal anterior a la pavimentación del camino Escárcepa-Chetumal.

del terraplén y los de la zona central del mismo, mucho menos expuestos a la evaporación solar.

La Fig. VI-12 ilustra la idea que se ha expuesto.

Originalmente existe un terreno de cimentación arcilloso, blando y compresible, probablemente situado en una zona plana o en hondonada, con nivel freático próximo a la superficie, sobre el cual se construye un terraplén. Supóngase que ese terraplén se construye con materiales finos, con fracción arcillosa importante, de manera que sean susceptibles de cambio de volumen al variar el contenido de agua. En tales condiciones la colocación del terraplén restringe la evaporación en un área, favoreciendo así la concentración de agua bajo el mismo; es de esperar que el nivel freático bajo éste incluso tienda a elevarse un poco.

Si el lugar que se considera es de acción climática intensa, en el sentido de tener una estación lluviosa abundante y concentrada y largos periodos de acción solar enérgica, será posible imaginar que al fin de la temporada de lluvias tanto el terreno de cimentación como el material del terraplén tengan alto contenido de agua, por acción combinada de los aportes naturales y de la capilaridad, de manera que cuando comience el periodo de sequía y la acción solar, debe producirse una fuerte evaporación en los suelos expuestos, que serán principalmente los de los hombros y taludes del terraplén (zonas rayadas de la Fig. VI-12); como consecuencia de tal evaporación, estos suelos tendrán una fuerte contracción volumétrica. Es difícil definir las fronteras entre estas zonas de intensa evaporación y la central, de suelos no afectados, pero en la Fig. VI-12 se han dibujado tentativamente con base en los datos de la Ref. 20, en la que se ofrece un primer estudio, quizá no concluyente, del problema. La consecuencia de tales deformaciones volumétricas diferenciales será la formación de dos zonas simétricas de agrietamiento, como las que se muestran en la Fig. VI-12.



Grietas longitudinales en un terraplén.  
(Carretera Apaseo-Irapuato.)

Aun actuando la evaporación solar, las partes centrales del terraplén se mantendrán protegidas y húmedas por capilaridad; esto explica que el efecto de los cambios volumétricos diferenciales se pueda presentar aun en terraplenes no protegidos por una car-

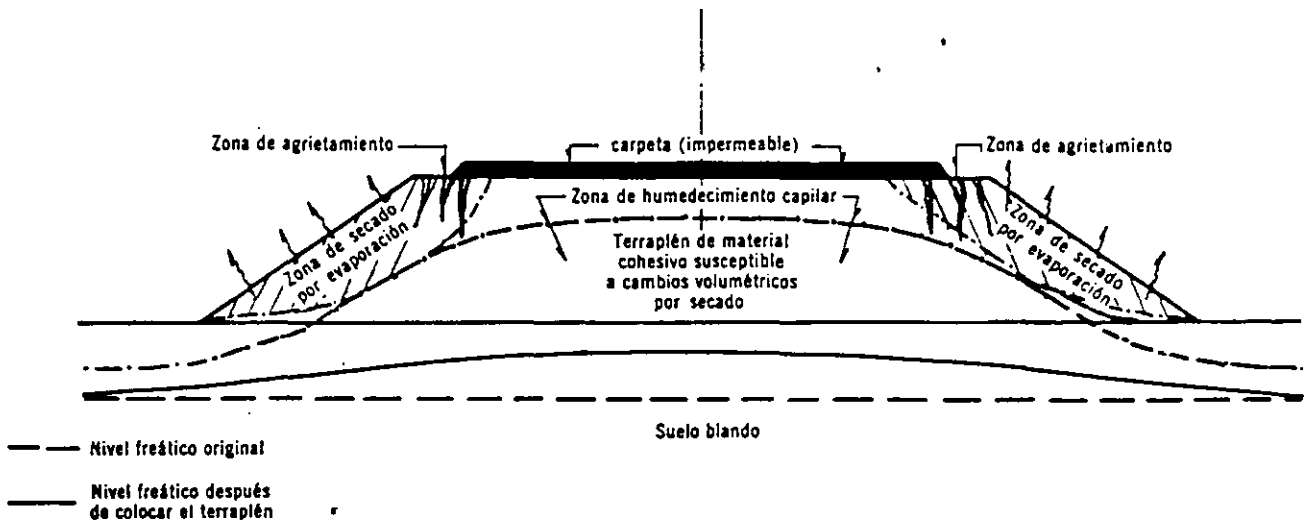


Figura VI-12. Mecanismo del agrietamiento longitudinal de terraplenes (Ref. 20).

peta mucho más impermeable, si bien ésta deberá contribuir a la intensidad del fenómeno.

El conjunto de suposiciones que se han hecho para este caso hipotético constituye, por cierto, el conjunto de circunstancias que suelen presentarse asociadas a los problemas de agrietamiento longitudinal.

Por otra parte, es cierto que el agrietamiento longitudinal también suele aparecer en lugares en que el terreno de cimentación es predominantemente arcilloso, blando y compresible. La sucesión de lluvias y sequías produce fuertes cambios volumétricos en este suelo, que se manifiestan en elevaciones y descensos de su nivel. No está claro el papel que este fenómeno pueda desempeñar en la formación de las grietas longitudinales y éste, es uno de los varios puntos que requieren investigación adicional en torno a este importante problema. En contrapartida, se han observado grietas longitudinales en terrapienes formados por material susceptible a cambios volumétricos por secado, pero cimentados en terreno de naturaleza más bien granular, probablemente poco propensos a cambios de volumen; en estas zonas, el agrietamiento longitudinal parece ser menos intenso.

Es indudable que la naturaleza de los materiales que forman el terraplén y sus condiciones de compactación deben tener enorme influencia en el desarrollo de las grietas. La Fig. VI-13 (Ref. 21) muestra la zona en que caen las curvas granulométricas de los suelos aparentemente más susceptibles al agrietamiento; aunque la evidencia de que se dispone dista de ser completa, parece que las arcillas inorgánicas con índice de plasticidad menor que 15 y con graduación dentro de la zona marcada en la Fig. VI-13 son más susceptibles al agrietamiento sobre todo cuando se compactan del lado seco, que otros suelos más finos o más gruesos. Las arcillas con índice de plasticidad mayor que 20, aunque sean más finas que las anteriores, aguantan mucha más deformación sin agrietarse.

Se han significado por su susceptibilidad al agrietamiento los suelos residuales con partículas gruesas de roca blanda, que se pulverizan durante la compactación. Estos suelos con frecuencia quedan compactados del lado seco, por la dificultad que hay para incorporarles agua. Es común encontrar que los te-

rrapienes agrietados se hayan compactado con contenidos de agua bastante más bajos que la humedad óptima de campo.

Narain (Ref. 22) reportó que si se compactan las arcillas a la humedad óptima de campo se aumenta substancialmente su flexibilidad, en relación con una compactación hecha con contenidos de agua 2% ó 3% abajo de dicho óptimo de campo; aumentos subsecuentes del contenido de agua parecen tener poca influencia. También se afirma en el mismo estudio que no existe una buena correlación entre las deformaciones que producen agrietamientos en un terraplén y las que se obtienen al hacer una prueba típica de compresión y expansión en el laboratorio, de manera que éste no es un índice confiable para juzgar las posibilidades de agrietamiento.

En el capítulo IV de este libro se mencionan algunos datos de interés para establecer la influencia de la compactación en la flexibilidad del terraplén que se obtenga.

### E Fallas por licuación

Los fenómenos de licuación consisten en la pérdida rápida de resistencia al esfuerzo cortante, temporal o definitiva (Ref. 18). Tal pérdida conduce al colapso a cualquier estructura vial edificada sobre o hecha de un material que entre en licuación.

Ya en el párrafo I-14 del capítulo I se mencionaron las dos causas a que puede atribuirse esa pérdida de resistencia: por incremento de los esfuerzos cortantes actuantes y desarrollo correspondiente de presión de poro o, el que es el caso que realmente interesa en este momento, por desarrollo rápido de elevadas presiones en el agua intersticial, quizá como consecuencia de un sismo, una explosión, etc. Esta segunda causa se asocia a un colapso estructural rápido del suelo, cuyos vacíos, saturados de agua, tienden a reducirse, desarrollándose presiones en aquella.

La licuación casi instantánea ha ocurrido en arcillas saturadas muy sensibles y en arenas finas sueltas, sobre todo en condición saturada.

Como ya se explicó en el párrafo III-2 del capítulo III, los suelos granulares más susceptibles a la licuación son los finos, de estructura suelta, saturados. Estas características describen a las arenas finas y uniformes y a los suelos finos no plásticos, o sus mezclas. Las arenas sueltas con  $D_{10} < 0.1$  mm y coeficiente de uniformidad  $C_u < 5$  y los limos con índice de plasticidad menor que 6 son los materiales más peligrosos, tanto formando parte del cuerpo del terraplén, como en el terreno de cimentación.

Las fallas por licuación en arcillas se han reportado siempre (Refs. 23 y 24) asociadas a arcillas marinas emergidas por la recuperación isostática de los continentes y lavadas con posterioridad, con lenta sustitución del agua salada originalmente contenida en sus poros por agua dulce, lo que provoca intercambios catiónicos (pérdida de iones sodio) que propician la disminución de la resistencia al esfuerzo

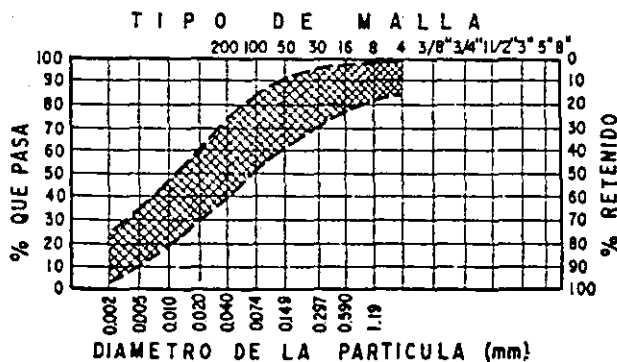


Figura VI-13. Granulometría de los suelos más susceptibles de agrietamiento.



cortante y un gran aumento en su sensibilidad. Esta menor resistencia conduce a un menor margen de seguridad en los taludes que se forman en estos suelos, que fallan sin causa aparente. En la falla, la arcilla se remolda hasta llegar a la condición de un líquido, estado que se conserva de manera perdurable, pues la falta de iones en el agua impide la reestructuración.

Ya se mencionó en este mismo capítulo cómo pueden ocurrir fenómenos de licuación en arenas y suelos granulares secos por desarrollo de presiones de aire; en realidad esta es una forma de licuación de gran interés, poco estudiada hasta este momento.

#### F. Falla por deformación en los hombros de los terraplenes

Consiste esta falla en la deformación progresiva y acumulativa de los hombros del terraplén, que se desplazan verticalmente hacia abajo, produciendo una sección redondeada o escalonada en la corona. A veces, entre la zona desplazada y el resto del terraplén aparece una grieta en la dirección paralela al eje de la vía, la cual puede llegar a ser el inicio de un deslizamiento de tierras.

La exploración realizada en carreteras en funcionamiento que padecen esta falla, ha evidenciado desplazamientos verticales de 30 y 40 cm, a veces sin que se produzca ninguna ruptura en los materiales afectados. La falla parece estar asociada a terraplenes construidos con compactación deficiente y formados por suelos finos plásticos, en zonas con mal drenaje superficial, pero con frecuencia se presenta en secciones cuya estabilidad general no está en entredicho. Independientemente de lo mucho que falta por investigar y dilucidar en torno a esta falla, por otra parte bastante común, parece ser que se trata de un proceso de deformación acumulativa ligado a la actuación de los esfuerzos existentes en la frontera del talud, que tiende a deformarse descendiendo en la parte superior y expandiéndose en la inferior.

Para la explicación de esta falla se ha invocado a veces el efecto de las cargas del tránsito, cuya rueda exterior supuestamente haría ceder al terreno por falta de confinamiento en el lado opuesto. La aparición de este tipo de fallas en bordos no sujetos en ningún tiempo a la acción de tránsito, así como modernas investigaciones sobre deformación de terraplenes con el uso de la técnica del elemento finito, parecen indicar, sin lugar a dudas, que la génesis del problema estriba en el estado general de esfuerzos interiores de la estructura y no en ningún efecto externo.

#### VI-3 ALGUNAS IDEAS ACERCA DE LOS PROBLEMAS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS RESIDUALES

Los suelos residuales presentan, en lo que se refiere a la estabilidad de sus taludes (naturales y aun

artificiales), algunas peculiaridades que son dignas de comentarios por separado. Recientemente se ha publicado la muy completa Ref. 25, y fue con base en ella, como principal punto de enfoque, como se ordenaron los comentarios que siguen.

En conexión con la estabilidad de los taludes en los suelos residuales existen tres conceptos que desempeñan un papel muy importante; estos son el perfil de meteorización, las estructuras heredadas y, naturalmente, el efecto del agua subterránea.

El perfil de meteorización es la secuencia de capas de materiales con diferentes propiedades que se ha formado en el lugar donde se la encuentra y que sobreyace a la roca no meteorizada. En realidad en lo que sigue será preciso considerar también ciertos perfiles de suelos no propiamente formados "in situ", sino con mayor o menor grado de transporte, tales como los perfiles en depósitos de talud, de piemonte, coluviales, etc.; la razón es que el comportamiento de estos perfiles y sus condiciones de estabilidad son tan similares a los de los suelos residuales que no resulta conveniente su separación.

El perfil de meteorización se forma tanto por ataque mecánico como por descomposición química. Puede variar en forma considerable de un sitio a otro, sobre todo por variaciones locales en el tipo y estructura de la roca, topografía, condiciones de erosión, régimen de aguas subterráneas y variaciones locales de clima, especialmente en régimen e intensidad de lluvias.

En casi todas las rocas metamórficas e ígneas intrusivas, el perfil de meteorización comprende una capa de suelo residual, una de roca meteorizada y la roca fresca, poco meteorizada. Croquis de tales perfiles se muestran en la Fig. VI-14.

Muchos de los problemas ingenieriles de las vías terrestres que atraviesan suelos residuales provienen de la capa de transición de roca meteorizada, comprendida entre la capa superior de suelo y la interior de roca más sana. Es difícil establecer los límites entre las distintas zonas del perfil de meteorización, y al respecto existen algunos criterios empíricos; por ejemplo, la capa de suelo residual y de roca meteorizada se han separado con base en el momento en que se obtienen recuperaciones de un 10% en los corazones de roca, al usar exploración rotatoria, en tanto que el porcentaje sube al 75% para distinguir la capa intermedia de la roca sana basal.

La Fig. VI-15 muestra algunos perfiles de meteorización típicos en rocas sedimentarias comunes. Se pueden observar algunas diferencias substanciales con respecto a los perfiles en rocas ígneas y metamórficas. Por ejemplo, en la parte (a) de la figura se muestra un perfil típico de rocas carbonatadas (calizas, dolomitas, mármoles, etc.) en el que se ve que la cubierta de suelo residual puede ser ahora muy variable en espesor y calidad. Este suelo procede de la solución de la roca original y con frecuencia es arcilloso, pero puede ser arenoso y conglomerático; por lo general presenta un porcentaje ínfimo de la roca

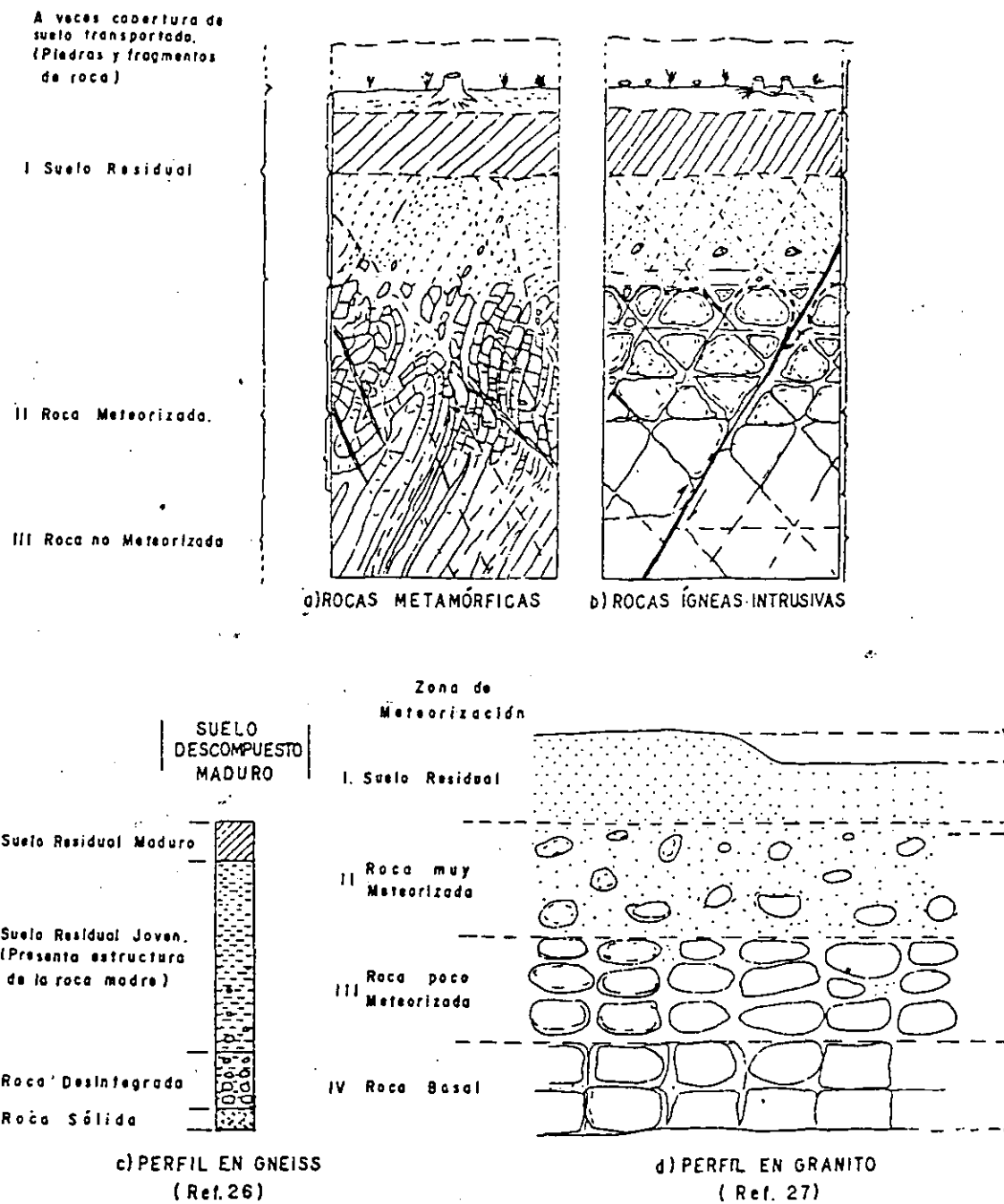


Figura VI-14. Perfiles de meteorización típicos en rocas ígneas y metamórficas.

original, pues ésta ha sido eliminada por solución. En las rocas ígneas y metamórficas, por el contrario, es común que el suelo residual contenga prácticamente todos los constituyentes de la roca original. Es frecuente en muchas rocas sedimentarias del tipo de la caliza que el perfil de la roca meteorizada sea sumamente irregular y con cavidades rellenas o no de arcilla (Ref. 28 y partes (a) y (b) de la Fig. VI-15) y que su transición con el suelo residual sea brusca.

En las lutitas es común que la capa de suelo residual (arcilloso) sea delgada. Esto se atribuye sobre

todo a la resistencia a la meteorización que han debido desarrollar muchos de los minerales de las lutitas, los cuales proceden ya de la meteorización previa de otras rocas. En estos casos suele ser notable el grado en que prevalecen los sistemas de pequeñas grietas y fisuras, que se pueden abrir con facilidad por relajación de esfuerzos, desencadenando procesos de meteorización mecánica que pueden ser muy rápidos. En general las lutitas son más susceptibles a la desintegración mecánica que a la descomposición química, en lo que difieren de la mayoría de las rocas.

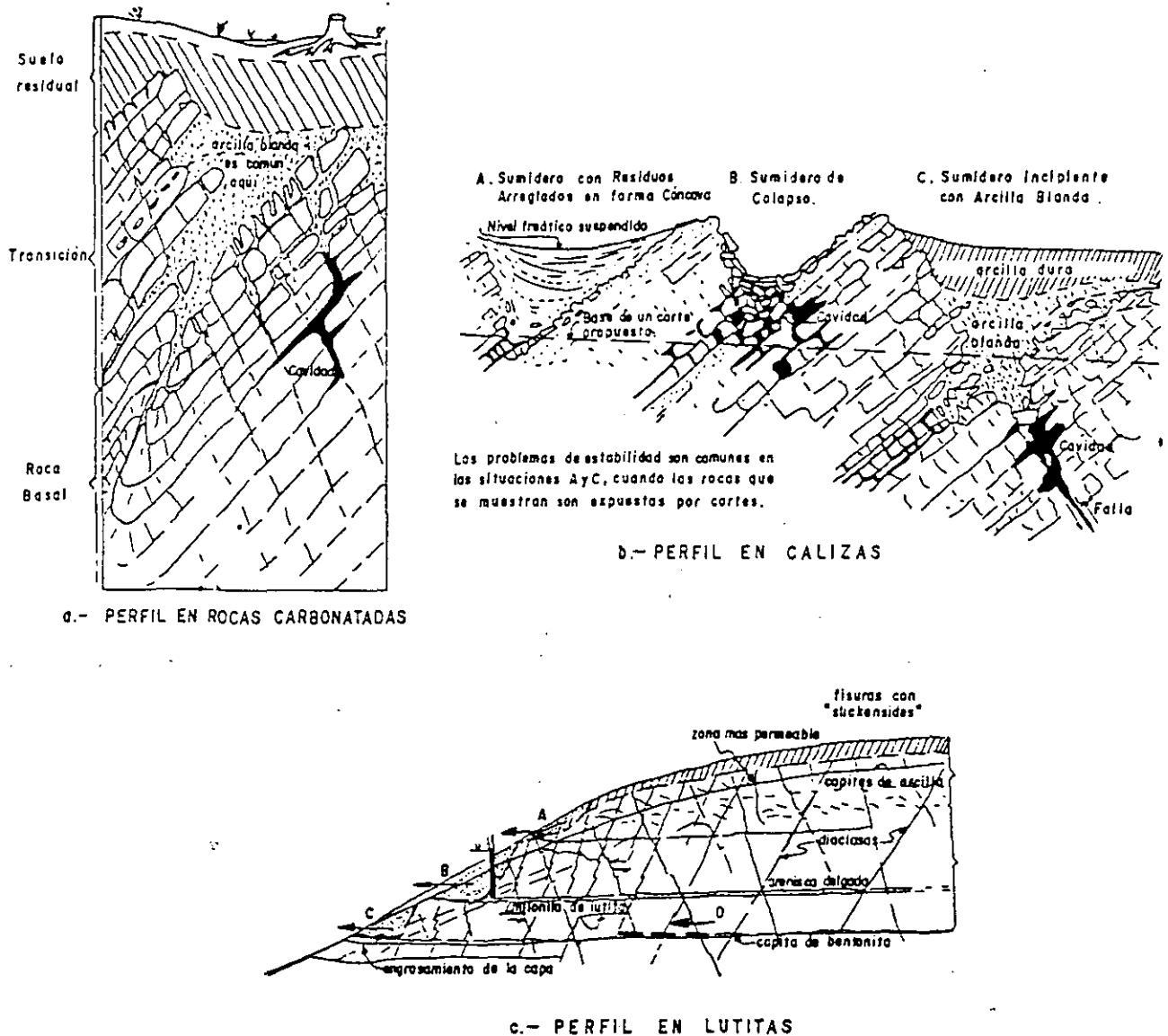


Figura VI-15. Perfiles de meteorización típicos en algunas rocas sedimentarias.

La mayor parte de los problemas de estabilidad en suelos residuales producto de la meteorización de rocas metamórficas e ígneas ocurren en la capa de suelo residual superficial por fenómenos relacionados con incrementos de presión de poro (flujos por lluvias), o en la capa intermedia de roca meteorizada por influencia de diaclasas y fracturas heredadas de la roca original. En estos perfiles es muy común que existan fuertes fluctuaciones estacionales de los niveles piezométricos en las distintas capas que los forman.

Los problemas de estabilidad más comunes ligados a las calizas y otras rocas carbonatadas emanan de los sumideros, de la fracturación intensa y de las frecuentes intercalaciones de arcillas blandas (parte (b) de la Fig. VI-15); en estas formaciones es común que se definan zonas de intensa concentración de flujo.

La forma más típica de ruptura de laderas en lutita es el deslizamiento poco profundo que se indica con A en la parte (c) de la Fig. VI-15; tal deslizamiento suele estar aparejado a un nivel freático anormalmente alto en la lutita fisurada subyacente. El deslizamiento de tipo B de la misma figura está asociado a pequeñas capas débiles o muy permeables interstratificadas con lutita, situación muy común, por cierto. El deslizamiento C de la misma figura estará típicamente asociado a una capa de arcilla muy blanda y poco resistente. Es común que deslizamientos del tipo B ó C se hagan progresivos o sucesivos. Al desarrollarse deslizamientos profundos, acompañados de pequeños movimientos, aumenta la permeabilidad de la masa fallada y la posibilidad de filtraciones, pero por lo general permanecen las mismas condiciones de flujo para el agua detrás y debajo de la masa deslizante; si la masa deslizante no colapsa, cualquier

medida que favorezca el drenaje de esas aguas beneficiará mucho la estabilidad del conjunto.

Skempton (Refs. 29 y 30) ha hecho ver que las laderas naturales en lutitas y arcillas sobreconsolidadas sólo serán estables para ángulos de inclinación que no excedan mucho de la mitad del ángulo de resistencia residual y que, desde luego, no sobrepasan este último valor. Puede haber variaciones importantes a tales límites por distribuciones particulares de la presión de poro dentro de la masa. Desde luego el límite anterior es teórico y, como ya se dijo, en la práctica será relativamente común encontrar laderas naturales estables con ángulo de inclinación del orden del ángulo de resistencia residual o, incluso, ligeramente mayores. Si el tipo de falla que se considera en la ladera es de los que dependen de la resistencia máxima, el ángulo de inclinación máxima estable, en el sentido de Skempton, estará en el orden de la mitad del ángulo de resistencia máxima del suelo, ligado a esfuerzos efectivos, es decir, tal como se obtiene en una prueba lenta, con consolidación y drenaje.

Un caso especial de secuencia geológica que por su frecuencia tiene particular interés en muchos problemas conectados con suelos residuales lo constituye aquel en que aparecen las lutitas interestratificadas con areniscas. Las areniscas son muchas veces más firmes que las lutitas, pero son también mucho más permeables y permiten la difusión del agua de filtración.

Los perfiles de arenisca y lutita intercaladas pueden variar mucho por plegamiento y por el diferente grado de fisuración y fracturamiento a que aquél pueda dar lugar.

Henkel (Ref. 31) ha estudiado teóricamente la inclinación que pueden tener en condiciones estables estos perfiles, llegando a conclusiones similares a las que se han mencionado para las lutitas solas, de manera que el ángulo de inclinación límite resulta comprendido para la ladera natural entre la mitad y el valor completo del ángulo de resistencia que pueda atribuirse al material a través del cual vaya a presentarse el deslizamiento. A este respecto ha de notarse que en muchas ocasiones será el residual el ángulo de resistencia que se deba considerar en los perfiles de lutitas interestratificadas con areniscas.

La Fig. VI-16 muestra algunos perfiles típicos de lutitas y areniscas, así como los problemas de estabilidad de taludes que con más frecuencia se pueden generar.

Se ven en la figura los tipos de deslizamiento (A y B) que son más comunes en estos perfiles y que están siempre asociados a estructuras heredadas, abertura de diaclasas en la arenisca por aumento de presión de poro, zonas de debilidad asociadas a la estratificación, problemas derivados de la expansión de las lutitas o rupturas y erosiones debajo de los bloques de la arenisca.

Como ya se dijo, el agua subterránea y su flujo desempeñan un papel fundamental en la estabilidad de los suelos residuales. Un excelente resumen de los sistemas de flujo de tales aguas está contenido en la Ref. 32.

Los sistemas de flujo subterráneo suelen recordar a los de flujo superficial que los sobreyacen y que reconocen a los valles principales y los grandes ríos como lugares de descarga, pero cuando hay variaciones importantes en la permeabilidad de formaciones

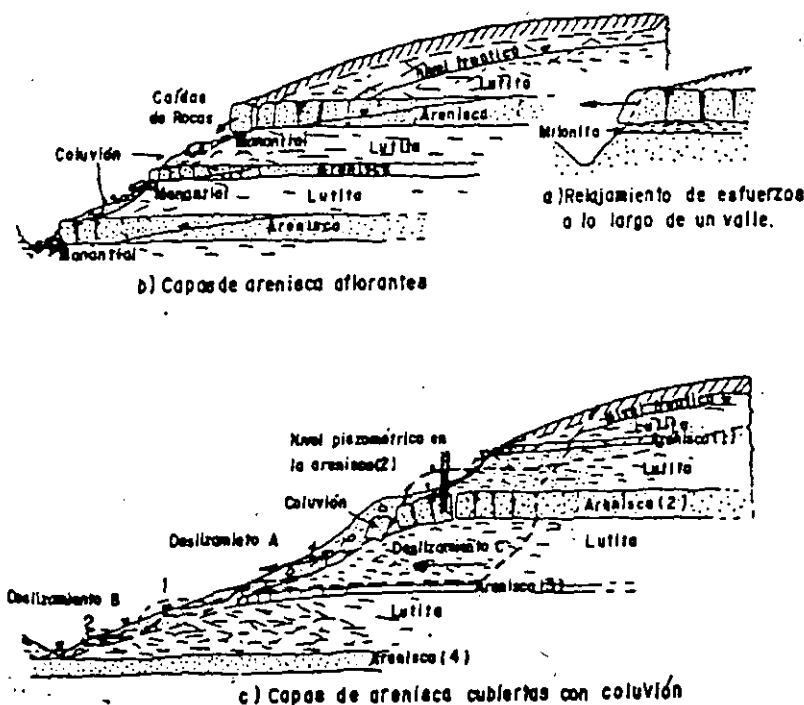


Figura VI-16. Perfiles de meteorización típicos y problemas de estabilidad en lutitas interestratificadas con arenisca (Ref. 25).

relativamente profundas, los sistemas de flujo pueden hacerse muy complejos y difíciles de definir para el ingeniero, aun con el auxilio de la geología. Es seguro que el estado más crítico se tenga en grandes cortes en que exista una cobertura de suelo altamente meteorizado e impermeable coexistiendo con la tendencia natural del agua a aflorar en el frente del corte; este caso es especialmente desfavorable cuando los suelos residuales o rocas meteorizadas, en forma parcial bajo la cobertura impermeable conservan estructuras heredadas con orientación adversa. Con frecuencia se desarrollan presiones importantes en las zonas de roca parcialmente meteorizada, en las que no es raro que el nivel piezométrico se eleve aun por encima del nivel natural del terreno.

Las estructuras heredadas consisten en diaclasas, exfoliaciones, juntas, grietas, fallas y otros defectos estructurales que muestra el suelo como herencia de los que tenía la roca original. Su influencia es tal que con frecuencia la resistencia al corte del material "intacto" no puede considerarse en absoluto representativa de la del conjunto. En mayor o menor grado, casi la totalidad de los deslizamientos profun-

dos están relacionados con defectos estructurales heredados por los suelos residuales actualmente presentes. Las Refs. 33, 34, 35 y 36 citan casos de interés en este sentido.

La peligrosidad de las discontinuidades se incrementa cuando se encuentran rellenos de suelos arcillosos. En general la resistencia al esfuerzo cortante disminuye cuando aumenta el grado de meteorización del material componente. La Fig. VI-17 (Ref. 25) muestra este fenómeno en especímenes de roca meteorizada en grado creciente (en las curvas se señalan los valores del índice de susceptibilidad en cada caso); los especímenes corresponden a fragmentos "intactos", es decir, no representan la resistencia del conjunto, afectada de estructuras heredadas.

En realidad el problema básico estriba en estimar la resistencia del conjunto, tomando en cuenta la estructura y la condición de los materiales "in situ". La información disponible al respecto es poco consistente, pues procede de métodos diferentes, tales como pruebas de laboratorio en muestras que contienen irregularidades, referidas en ocasiones a esfuerzos totales y en otras a efectivos, pruebas directas de campo

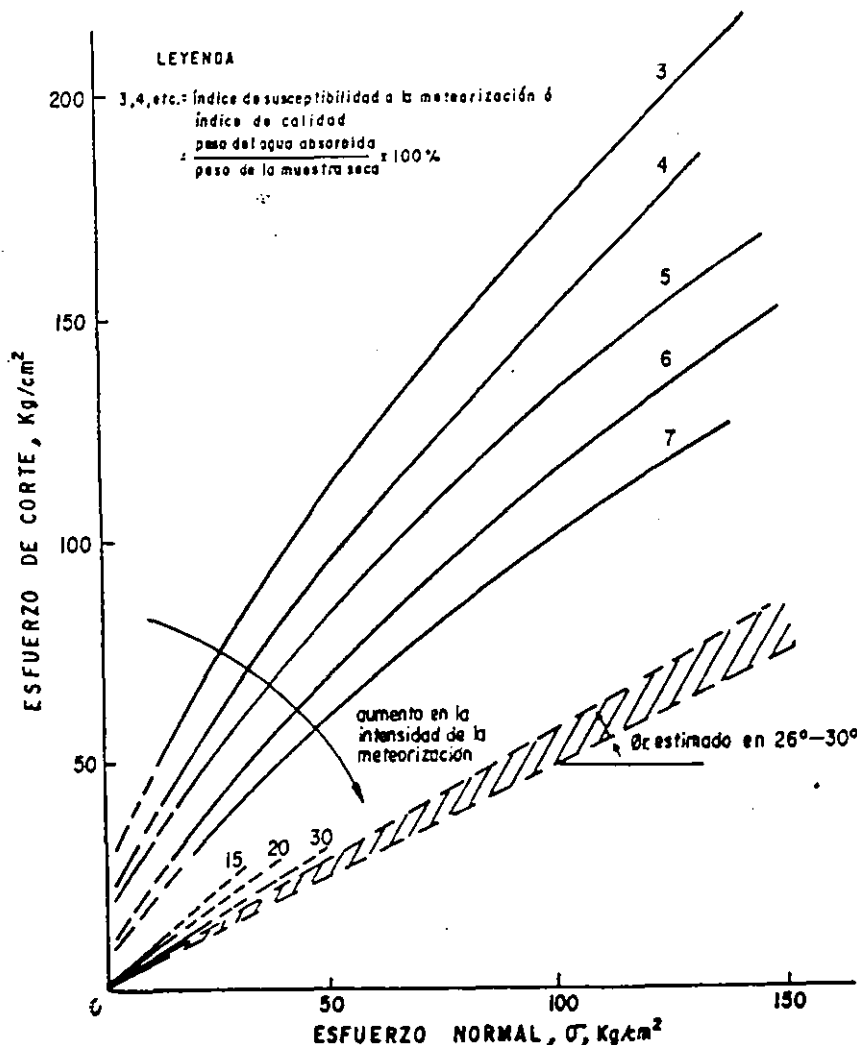


Figura VI-17. Envolventes de resistencia al corte en granito meteorizado "intacto".

o cálculos realizados sobre deslizamientos ya ocurridos. Tal parece que la dirección local de la irregularidad o fractura desempeña un papel importante, sobre todo si el deslizamiento a lo largo de ella ha de tener lugar remontando o descendiendo; desde luego que también influye el grado de meteorización del suelo o la roca y, finalmente, la presencia de agua en la irregularidad y su estado de presiones. Dado que los envolventes de resistencia suelen ser curvas que se aproximan a líneas rectas (capítulo I de este libro), la envolvente de trabajo que finalmente se obtenga dependerá del intervalo de esfuerzos con que se hayan ejecutado las pruebas, lo cual produce serias confusiones al interpretar los valores

de  $c$  y  $\phi$  extraídos de dichas envolventes, en especial cuando hayan de compararse los resultados obtenidos por diferentes investigadores, para poder llegar a conclusiones de carácter general. En este sentido los valores del ángulo de resistencia residual son particularmente útiles por evitar la anterior pluralidad de resultados. Sin hacer a un lado todas las limitaciones señaladas, la tabla VI-2 recoge, con base en la Ref. 25, alguna información general que pudiera resultar útil como norma de criterio, pero que no evitará el estudio particular de cada caso en que hayan de analizarse las condiciones de estabilidad de un corte dado o de una ladera natural específica.

TABLA VI-2  
PARAMETROS TÍPICOS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE SUELOS RESIDUALES Y ROCAS PARCIALMENTE METEORIZADAS (CON BASE EN LA REF. 25)

Tipo de roca o suelo	Intensidad de la meteorización	Parámetros de resistencia				Criterio para la obtención	Referencia	
		$c_u$ , cohesión (Esfuerzos totales)	$\phi_u$ , ángulo de resistencia (esfuerzos totales)	$\phi$ (esfuerzos efectivos)	$\phi_r$ (residual)			
		kg/cm <sup>2</sup>	—	—	—			
<b>Rocas metamórficas</b>								
Gneiss	Sano	12.5	60°	—	—	Pruebas de corte directo con contactos roca-concreto	37	
	Medianamente descompuesto	8	35°	—	—			
	Muy descompuesto	4	29°	—	—			
	Muy descompuesto (Zona falla)	1.5	27°	—	—			
	Descompuesto	—	18.5°	—	—	Pruebas rápidas consolidadas *	38	
Esquistos	Parcialmente meteorizado	0.7	35°	—	—	Análisis a partir de deslizamientos normales a la esquistosidad	33	
	Meteorizado	—	24.5°	—	—			
		Medianamente meteorizado	—	—	15°	—	Prueba rápida consolidada con grado de saturación al 50% y al 100%	39
		Meteorizado	—	—	21°	—		
	Meteorizado	—	26°-30°	—	—	Pruebas de corte directo en pedraplén compactado	40	
Filitas	Suelo residual	0	24°	—	—	Análisis de deslizamiento perpendicular a la esquistosidad	33	
Filitas	Suelo residual	0	18°	—	—	Análisis de deslizamiento paralelo a la esquistosidad	33	
<b>Rocas ígneas</b>								
Granito	Índice de calidad (Fig. VI-17)					Pruebas de corte directo en el lugar		
	3	6-13	62°-63°	—	—			
	5	5	57°	—	—			
	7	3	49°-52°	—	—			

TABLA VI.2. (Continuación).

Tipo de roca o suelo	Intensidad de la meteorización	Parámetros de resistencia				Criterio para la obtención	Referencia
		$c_u$ cohesión (Esfuerzos totales) kg/cm <sup>2</sup>	$\phi_u$ ángulo de resistencia (esfuerzos totales) —	$\phi$ (esfuerzos efectivos) —	$\phi_r$ (residual) —		
	10 15	2 1	45° 41°	— —	— —	Pruebas de corte directo en el lugar	
	Relativamente sano Parcialmente meteorizado Meteorizado Muy descompuesto Suelo residual	— — — 0 —	— — — 25°-34° —	— — — 35° 28°	— — — — —	29°-32° Pruebas de corte directo en el laboratorio 27°-31° 26°-33°	25
Diorita	Descompuesta Parcialmente meteorizada	0.1 0.3	30° 22°	— —	— —	Pruebas rápidas consolidadas	36 38
Riolita	Descompuesta	—	—	30°	—		25
Rocas sedimentarias							
Marga	Sana Medianamente meteorizada Altamente meteorizada	— — —	— — —	> 40° 32°-42° 25°-32°	23°-32° 22°-29° 18°-24°	Pruebas lentas y rápidas consolidadas	42
Arcilla (Londres)	Meteorizada No meteorizada	— —	— —	19°-22° 23°-30°	14° 15°		Skempton
Materiales de relleno de grietas	Arcilla negra fisurada Arcilla negra no fisurada	— —	— —	— —	10.5° 14.5°	Pruebas rápidas consolidadas	38
Suelos y minerales							
Arena cuarzosa		—	—	—	30°-35°	—	25
Caolinita		—	—	—	12°	—	
Ilita		—	—	—	6.5°	—	43
Montmorilonita		—	—	—	4°-11°	—	
Muscovita		—	—	—	17°-24°	—	44
Mica hidratada		—	—	—	16°-26°	—	

Probablemente la mejor manera de diseñar taludes en suelos residuales es con el ejercicio de un criterio basado en experiencia previa, que tenga en cuenta el perfil de meteorización, la naturaleza de las estructuras heredadas y el régimen local de aguas subterráneas. Es difícil imaginar una exploración suficientemente completa y un programa de pruebas de laboratorio lo bastante racional para permitir un diseño fundamentado exclusivamente en el cálculo.

#### VI.4 REFLEXIONES EN TORNO A LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE A CONSIDERAR EN EL CÁLCULO NUMÉRICO DE LA ESTABILIDAD DE LADERAS NATURALES Y TALUDES

Es evidente que el ingeniero tiene necesidad de calcular de alguna manera la estabilidad de una ladera natural o de un talud, tanto para fines de proyecto como para revisar una situación comprometida en un caso real. En el proyecto, el talud existe en el papel, en tanto que en el problema de revisión ya

ha sido construido y poder conocer con aproximación sus condiciones de estabilidad mediante el cálculo puede tener una urgencia dramática. En este párrafo se comenzará a dedicar atención a esa importante necesidad de cálculo. Puesto que, prácticamente todas las fallas susceptibles de análisis matemático se conciben hoy como ligadas a una deficiencia de resistencia al esfuerzo cortante de la masa de suelo ante los esfuerzos cortantes actuantes, se torna fundamental la determinación de los parámetros con que ha de expresarse esa resistencia. En el capítulo I se ha visto cómo existen varias pruebas de laboratorio o de campo para determinar tales parámetros. Se vio también cómo la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, lejos de ser una constante que tipifique su comportamiento, es una variable circunstancial. Combinando las ideas anteriores se llega con facilidad a la conclusión de que antes de aplicar uno u otro método matemático de análisis (a ello se dedicará el siguiente párrafo) convendrá discutir algo las condiciones en que han de determinarse en cada caso los parámetros de resistencia que se consideren en tales modelos matemáticos, para definir tanto los criterios de obtención de la resistencia, como qué pruebas de laboratorio hayan de realizarse, qué utilización pueda hacerse de sus resultados y qué representatividad pueda atribuirse a éstos en relación con las condiciones a que estará sometida la obra durante su vida útil.

En muy pocas laderas naturales se encontrarán condiciones de homogeneidad de materiales como para poder aspirar a expresar la "resistencia de la ladera" por medio de los parámetros de resistencia correspondientes a una condición particular de un solo suelo. La excepción la constituirían casi únicamente las laderas formadas por arcillas suaves, pues aun las arcillas duras, aparentemente homogéneas, poseerán siempre en condición natural una estructura secundaria de fisuramiento, agrietamiento, etc., que cuestionará fuertemente cualquier intento de reducir las complejidades de la naturaleza a una sola ley sencilla.

Como ya se ha dicho, en los taludes artificiales los cortes participan de la mayoría de las incertidumbres ligadas a las laderas naturales; en los terraplenes, como también se dijo, suele tener mucho más sentido hablar de homogeneidad, de modelos matemáticos y de cálculos numéricos.

En los últimos años se ha reconocido la importancia que el concepto de falla progresiva tiene en los problemas de resistencia de los suelos en relación con la estabilidad de taludes en general y de laderas naturales en particular (Ref. 45). El estudio de esta condición ha aumentado sobre todo la posibilidad de comprender el comportamiento de laderas con suelos cohesivos firmes, lutitas suaves, pizarras arcillosas y otros materiales análogos. Existe hoy evidencia de que la relación de la resistencia de campo del suelo a la resistencia que se obtiene en el laboratorio con muestras sin drenaje, disminuye significati-

vamente cuando aumenta la firmeza del suelo. Esto ha llevado a muchos investigadores a proponer el uso de un factor empírico de reducción de la resistencia no drenada del suelo, cuando ésta haya de usarse en los análisis de estabilidad.

Skempton (Ref. 30) introdujo en 1963 el concepto fundamental de la diferencia entre la resistencia máxima y la resistencia residual de los suelos. Hizo ver que la resistencia que se desarrollaría en una masa deslizante podría no ser tan alta como la resistencia máxima convencional a lo largo de toda la superficie de falla. Por otra parte, en la mayoría de los casos quizá esa resistencia no disminuiría tanto como para alcanzar en todos los puntos de la superficie de falla el valor residual, aun cuando éste ofreciese una buena frontera para limitar las condiciones de estabilidad. Skempton no ofreció un método satisfactorio para predecir la resistencia media que realmente se moviliza entre los valores límites máximos y residual; con frecuencia estos valores están muy separados.

Bjerrum (Ref. 46) enfatizó la significación de los fenómenos físico-químicos estructurales en los mecanismos de falla progresiva. Los suelos más peligrosos para la estabilidad de una ladera natural o un talud parecen ser las arcillas fuertemente sobreconsolidadas con nexos estructurales muy fuertes, cuando han estado sometidas a meteorización, pues en este proceso parece liberarse mucha de la energía de los nexos, desarrollándose fuertes tendencias a la expansión; paradójicamente, Bjerrum señaló que las mismas arcillas fuertemente sobreconsolidadas son los materiales más seguros cuando no están sometidos a ningún proceso de meteorización.

En 1966, Bishop (Ref. 5) hizo ver que la resistencia de campo de un talud natural era mucho más próxima a la que se obtiene en pruebas de campo de gran escala que a la que se determinaría a partir de pruebas de laboratorio con muestras pequeñas; Bishop dio a sus conclusiones validez general a pesar de que las obtuvo trabajando con arcillas de Londres, material que posee una fuerte estructura secundaria por fisuramiento; existe bastante evidencia que corrobora la tendencia generalizadora de Bishop.

Un muy interesante conjunto de experimentos fue realizado por Patton (Ref. 47) en 1966, sobre rocas sintéticas con grietas y fisuras de geometría controlada. Una de las conclusiones del experimento fue que para un material dado la deformación a la que ocurre la resistencia máxima depende de la presión normal; a bajas presiones normales, la deformación necesaria es pequeña; este valor crece para presiones normales intermedias y vuelve a disminuir para presiones normales aún mayores. La Fig. VI-18 (Ref. 45) es una confirmación experimental de los resultados anteriores obtenida por Conlon en arcillas reales del Canadá, en las que realizó pruebas de corte directo en especímenes obtenidos con tubo de pared delgada de 12.5 cm de diámetro. Las pruebas se realizaron invirtiendo varias veces el sentido de la



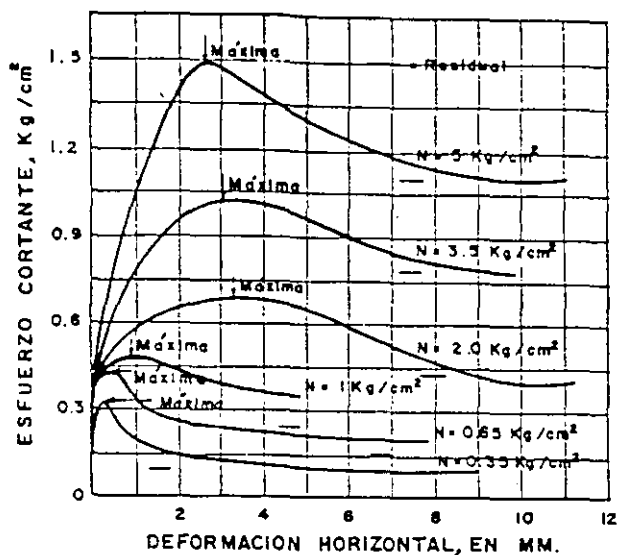


Figura VI-18. Relación entre la resistencia al esfuerzo cortante y la deformación para muestras de arcilla inalterada, según Conlon (Ref. 45).

deformación, para tratar de llegar a la resistencia residual.

La teoría permite establecer (Ref. 45) que en el caso de una falla rotacional la parte superior de la masa deslizante con seguridad se deforma lo suficiente como para permitir esperar, con base en información del tipo de la que se presenta en la Fig. VI-18, que se sobrepase la resistencia máxima del material y se alcancen valores próximos a la resistencia residual. En las porciones centrales del arco de falla, donde la presión normal es máxima y, en consecuencia, también serán importantes las deformaciones necesarias para que se desarrolle la resistencia máxima seguramente se alcanzará la resistencia máxima del suelo. En la porción inferior de la superficie de deslizamiento es probable que se desarrollen las deformaciones necesarias para que la parte central llegue a la resistencia máxima, de manera que quizá la resistencia que se desarrolle en dicha parte inferior tenga un valor intermedio entre la máxima y la residual.

Las anteriores ideas llevaron a Conlon a proponer una sugerencia muy original (Ref. 45), consistente en dividir el arco de falla en tres porciones a criterio, asignando a la superior el valor de la resistencia residual del suelo, a la intermedia el de la resistencia máxima y a la porción inferior, el de la resistencia que resulte de la relación esfuerzo-deformación del suelo obtenida bajo la presión normal que se pueda considerar promedio en dicha porción inferior, con el criterio de elegir la resistencia que corresponda a la deformación necesaria para que se desarrolle la resistencia máxima en la porción central.

Es probable que las reflexiones anteriores representen un nivel de refinamiento en los trabajos difícilmente compatible con la tecnología de las vías terrestres. Se presentan más que nada con fines de ilustración de criterio.

No es fácil establecer cuál pueda ser el mecanismo de detalle que desencadene un proceso de falla progresiva en una ladera natural o en un talud. Con seguridad tales mecanismos están hoy lejos de una comprensión adecuada. Sin embargo, en la Ref. 46 Bjerrum ofrece un análisis muy sugestivo de las condiciones en que se puede presentar la falla progresiva en una ladera en materiales arcillosos sobreconsolidados o lutitas; como quiera que es hoy universalmente admitido que los procesos de falla progresiva son muy frecuentes en laderas y taludes y como tales procesos modifican en forma radical las condiciones de resistencia, respecto a aquel modelo tradicional de un talud con una superficie de falla única, circular, a lo largo de toda la cual actúa la resistencia máxima del suelo, se cree conveniente presentar las ideas básicas del análisis de Bjerrum, aun reconociendo que es difícil que proporcione un elemento de análisis cuantitativo que pueda utilizarse en una oficina de proyecto actual. Se trata, una vez más, de ofrecer al lector elementos para la formación de un criterio, antes que métodos de cálculo de detalle, los que probablemente han de desarrollarse todavía un tanto al margen de estas importantes cuestiones.

Considérese una porción de una ladera estable, con inclinación  $\alpha$  respecto a la horizontal (Fig. VI-19). Si se considera el equilibrio de la porción  $OAA'O'$ , se podrá concluir que los esfuerzos actuales serán dos presiones laterales de tierra  $E$  a cada lado, iguales entre sí, y un esfuerzo cortante debido a las fuerzas gravitacionales, actuante en todo el plano  $OA$ , igual a:

$$\tau = \gamma z \text{ sen } \alpha \text{ cos } \alpha \quad (6-1)$$

que se obtiene al dividir la fuerza en la dirección  $OA$  ( $\gamma z \text{ sen } \alpha$ ) entre el área unitaria del elemento proyectada en la misma dirección ( $\frac{1}{\text{cos } \alpha}$ ). La ladera será estable si  $\tau$  es menor que la resistencia máxima del material constituyente. Supóngase ahora que se practica un corte vertical hasta la profundidad  $z$  en la sección  $O'O$ . Esta o cualquier perturbación análoga causará una redistribución de esfuerzos en el bloque  $OAA'O'$ ; si  $AA'$  es una sección suficientemente alejada como para que los esfuerzos laterales que actúan sobre ella no cambien, el equilibrio de todo el bloque sólo se puede mantener si el esfuerzo  $\tau$  aumenta hasta neutralizar,  $E$ , ahora desequilibrado.

Este  $\tau$  adicional no se distribuirá uniformemente en  $OA$ ; la parte  $b$  de la figura ofrece una posible distribución. No sólo una excavación producirá una redistribución de esfuerzos como la que aquí se postula; quizá pudieran existir muchas causas para tal fenómeno. El nuevo esfuerzo  $\tau$  actuante puede ser ya mayor que la resistencia máxima del material; en tal caso se producirá una falla local, esfuerzo cortante a partir de  $O$ , la cual se extenderá hasta un punto en que los esfuerzos cortantes vuel-

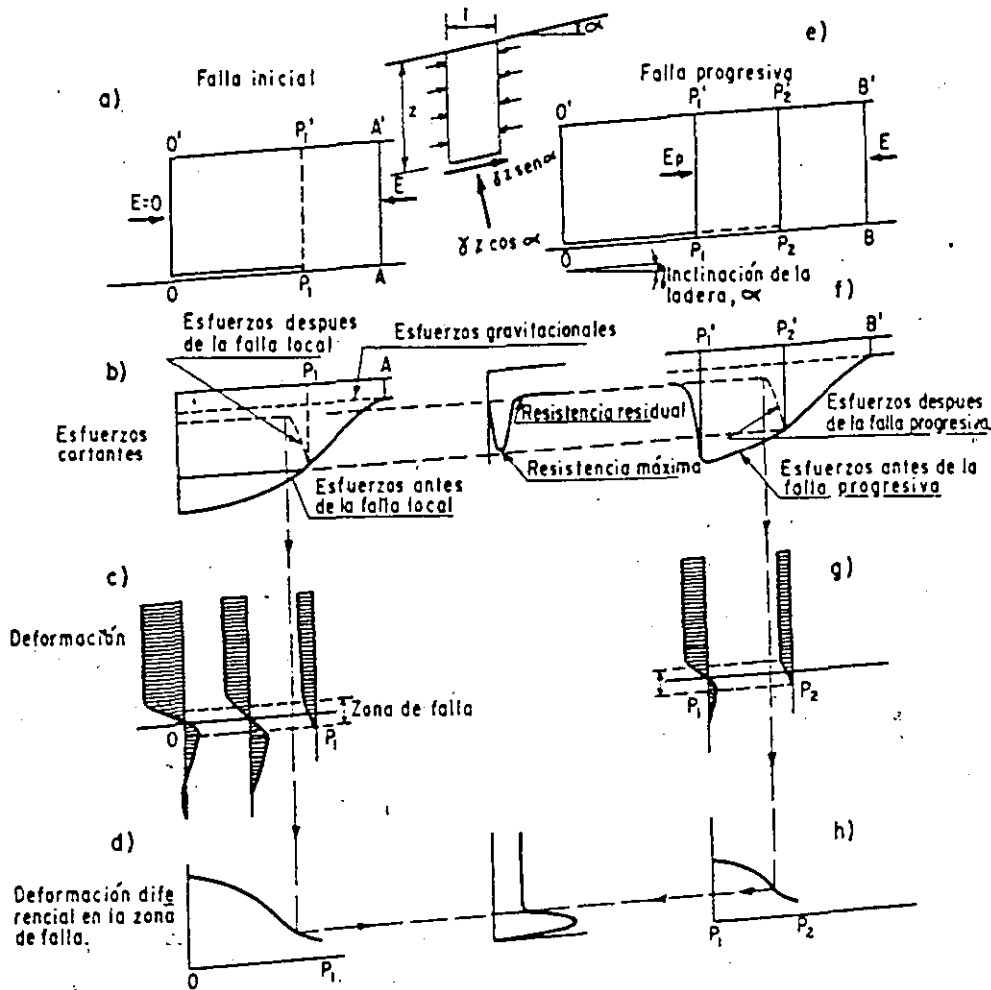


Figura VI-19. Mecanismo de falla progresiva (Ref. 46).

van a quedar por debajo de la resistencia máxima del material, lo cual, en la Fig. VI-19 se supone que ocurre en  $P_1$ .

La falla local en el bloque  $OP_1P_1'O'$  causará un relajamiento de los esfuerzos cortantes a lo largo de  $OP_1$ , como consecuencia del cual disminuirán los esfuerzos laterales internos en el bloque  $OP_1P_1'O'$ , por lo que la arcilla dentro de dicho bloque tenderá a expandirse hacia la excavación (parte (c) de la figura), deslizándose a lo largo de la recién formada superficie de falla  $OP_1$ ; como consecuencia de este proceso se producirá un monto de deformación capaz de reducir la resistencia disponible en  $OP_1$  desde el valor máximo al residual. De todo lo anterior se deduce que si el equilibrio ha de mantenerse, ocurrirá un importante aumento en los esfuerzos cortantes actuantes en el plano  $OA$ , ladera arriba de  $P_1$ .

La siguiente etapa del proceso se obtendrá investigando el equilibrio del bloque  $P_1BB'P_1'$ . Ahora los esfuerzos cortantes a lo largo del plano  $P_1B$  serán los gravitacionales originales, más el incremento que se haya producido como consecuencia del mecanismo anterior. Si este valor de  $\tau$  es mayor que la resistencia máxima del material, la falla progresiva continua-

rá desarrollándose. En última instancia, podría decirse que eso dependerá en definitiva de la diferencia  $E - E_p$  (parte (e) de la figura), donde  $E_p$  representa el empuje lateral que es capaz de dar el bloque después de haber sufrido la falla progresiva.  $E_p$  dependerá del valor de la resistencia residual del suelo y de la inclinación de la superficie de falla que se vaya formando y, sobre todo, de lo que se reduzcan los esfuerzos laterales interiores como consecuencia de la reducción de los esfuerzos cortantes actuantes en el plano de falla que se vaya formando.

De esta manera se pueden tener las condiciones propicias para que se vaya formando una superficie de falla casi paralela a la ladera, progresando el fenómeno ladera arriba. Si la resistencia residual es importante o la ladera muy tendida se llegará con rapidez a un momento en que  $E_p$  sea lo suficientemente grande como para llegar al equilibrio.

De lo anterior se deduce que, según este mecanismo, la falla progresiva sólo se puede desarrollar si existe alguna discontinuidad en la masa de arcilla de la ladera, tal como la excavación que se ha ejemplificado, que cause el primer desequilibrio e inicie las deformaciones necesarias. Esta discontinuidad

puede ser un corte, como se supuso, o puede ser provocada por erosión al pie de la ladera o por una formación mucho más suave intercalada en algún lugar.

Según se desprende de lo anterior, en general el riesgo de falla progresiva aumentará cuando aumente la relación entre los esfuerzos laterales internos y la resistencia máxima del material o entre la deformación lateral y la deformación correspondiente a dicha resistencia máxima; estas relaciones podrían proporcionar un criterio de laboratorio para juzgar el riesgo de falla progresiva.

Para que haya falla progresiva, la arcilla debe mostrar un grande y rápido descenso de resistencia con la deformación, después que se haya movilizad la resistencia máxima, de manera que la resistencia de que se disponga en la zona ya fallada no baste para restringir las deformaciones posteriores necesarias para desplazar la zona de concentración de esfuerzos cortantes hacia la parte no fallada de la arcilla; así, la relación entre la resistencia máxima y la residual será un buen índice para juzgar la posibilidad del desarrollo de una falla de importancia y ésta será más probable en aquellos materiales que exhiban una ley esfuerzo deformación del tipo frágil.

Desde el punto de vista de la resistencia por lo común se presentan dos condiciones diferentes en los cortes y terraplenes de las vías terrestres (Fig. VI-20).

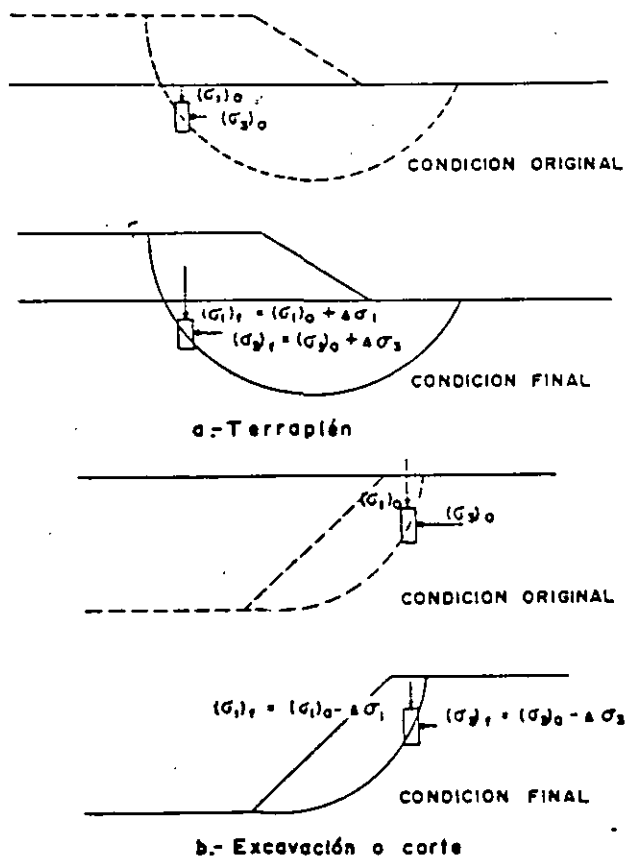


Figura VI-20. Casos típicos de aumento o disminución de esfuerzos con el tiempo.

El caso (a) corresponde a un terraplén; después de la construcción aumentan los esfuerzos principales máximo y mínimo. El caso (b) corresponde a una excavación o un corte practicado en un suelo homogéneo; ahora tiene lugar una disminución grande del esfuerzo principal menor ( $\sigma_3$ ), lo que trae consigo cierta reducción en el esfuerzo principal mayor después de la construcción.

Por lo general, los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante se obtienen de alguna de las pruebas de resistencia que se han descrito en el capítulo I; el uso de las pruebas triaxiales debe verse hoy como general. Es regla en todas las pruebas que en el laboratorio se debe tratar de reproducir las condiciones de campo. Así, resulta de la mayor importancia el análisis de qué consolidación o qué tipo de drenaje se tendrá en el campo; este mismo criterio de representatividad debe definir si el tipo de carga con que se hace la prueba corresponde a compresión axial o a extensión axial o a algún otro tipo.

En relación con los problemas de estabilidad de taludes, los resultados de cualquier prueba de laboratorio suelen expresarse en términos o de la resistencia existente en el terreno natural o en un terraplén ya construido, a la que se suele llamar resistencia "in situ"; o de los esfuerzos totales actuantes en el plano de falla, en el instante de la falla; de los esfuerzos efectivos actuantes en el plano de falla, en el instante de la falla o de los esfuerzos efectivos actuantes en el plano de falla después de un período de consolidación (Ref. 48).

En numerosas ocasiones la resistencia "in situ" se obtiene con veleta, lo que equivale desde muchos puntos de vista a la realización de una prueba rápida; también se puede obtener con pruebas de compresión simple, y, naturalmente, con pruebas triaxiales. En este último caso, para duplicar las condiciones de campo en la cámara, el espécimen se debe consolidar a los mismos esfuerzos principales mayor y menor que actúan en el campo, pero, como se explicó en el capítulo I, por lo general se utiliza una presión de cámara en la que son iguales los esfuerzos verticales y horizontales. Se acepta hoy que una presión de cámara de un 75% de la presión normal vertical de campo representa razonablemente bien las condiciones de la obra. Si en la cámara triaxial el espécimen se prueba sin drenaje, se obtendrá en estas condiciones la resistencia rápida del suelo bajo la presión actuante en el campo; si la prueba es con drenaje, con tiempo suficiente, se obtendrá la resistencia ligada a los esfuerzos efectivos.

En el capítulo I se discutieron las características más importantes de las pruebas de resistencia al esfuerzo cortante, así como la forma de presentación de los resultados en el plano de Mohr (ejes  $\sigma - \tau$ ).

En la Ref. 9 se presentan observaciones de interés sobre la variación de resistencia por efectos de método, tamaño de la muestra y efectos de anisotropía, que se refieren al cambio de resistencia que muestra el espécimen según se le labore con su eje vertical

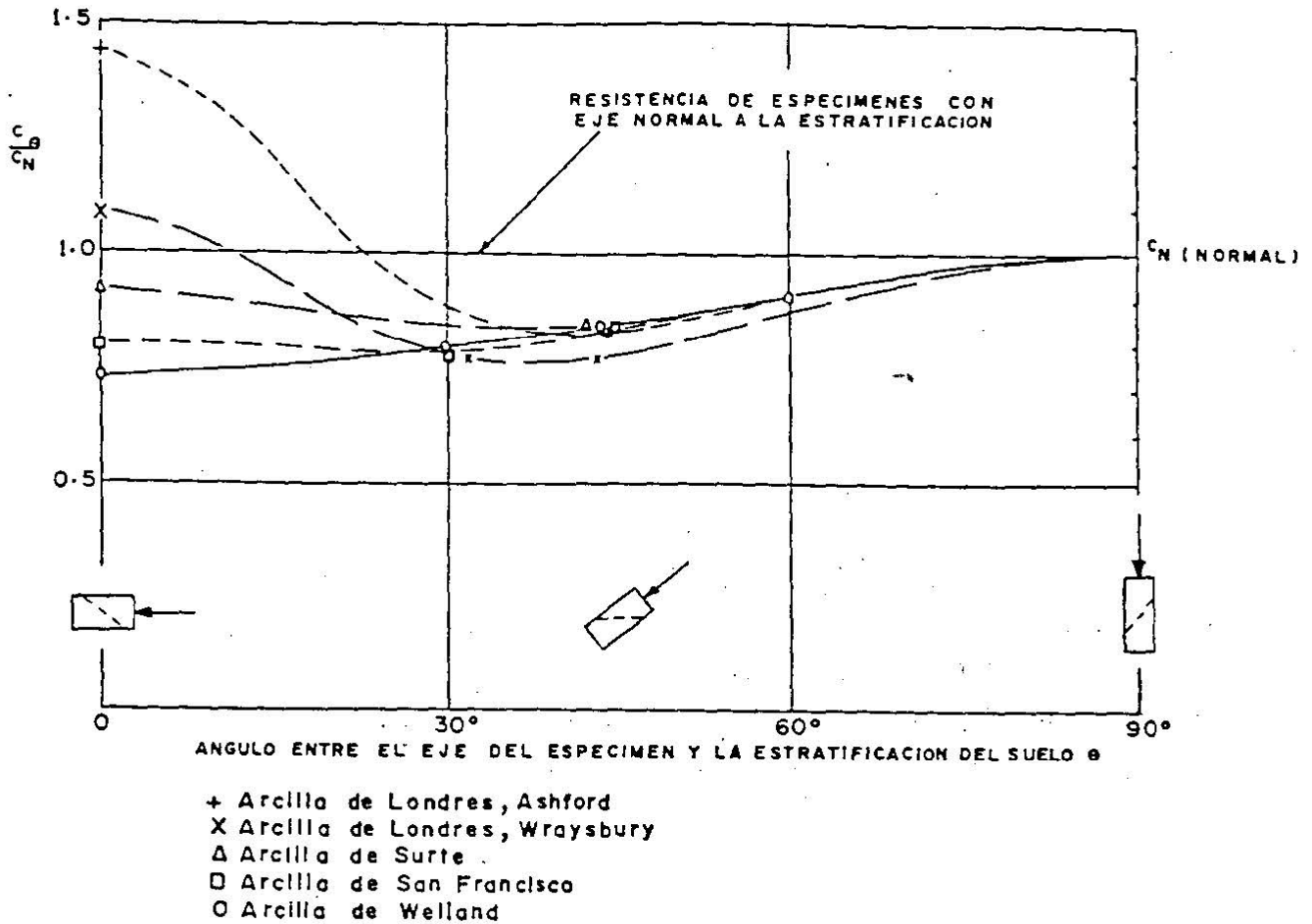


Figura VI-21. Efecto de la orientación del espécimen sobre la resistencia no drenada (Ref. 9)

orientado de diferente manera respecto a los planos de estratificación del suelo (Fig. VI-21).

En esencia, los problemas de estabilidad se pueden afrontar con base en el criterio de esfuerzos totales o en el de los esfuerzos efectivos, que fueron discutidos con suficiente amplitud en el capítulo I de este libro. La cuestión fundamental resulta entonces ser, cuándo usar uno u otro criterio, lo cual naturalmente dependerá del tipo de problema que se plantee y del momento de la vida de la obra en que se desee conocer las condiciones de estabilidad (momento crítico o etapa crítica de la obra).

En el caso de las vías terrestres es muy común analizar la estabilidad de los taludes considerándolos como situados sobre el nivel freático, bien porque lo estén, lo cual es frecuente o bien porque simplemente se desprece el efecto del agua e incluso el de un eventual flujo; como se verá en el capítulo relativo a subdrenaje, esto último se hace sobre todo por razones de economía, pues naturalmente la existencia de presiones neutrales impone condiciones más severas, sobre todo a la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. En tal situación, la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos arcillosos se suele obtener de pruebas de veleta (cuyo campo de aplicabilidad se desvanece con rapidez según se pasa de arcillas

francas y blandas a otros tipos de suelos arcillosos, pero con contenido de arenas o limos), pruebas de compresión simple o pruebas triaxiales sin consolidación y sin drenaje (rápidas). Así, el análisis de estabilidad típico en la tecnología de las vías terrestres se hará con base en esfuerzos totales.

Sin embargo, con frecuencia surgen situaciones en las que un corte o un terraplén de una vía terrestre ha de ser analizado bajo condiciones dinámicas de agua en alguna forma. En tales condiciones los esfuerzos efectivos con seguridad serán distintos de los totales y la presión de poro existirá y ejercerá un papel, siendo entonces necesario distinguir el criterio de análisis de estabilidad (en términos de esfuerzos efectivos o totales).

Además, cuando se hace un corte o se construye un terraplén ocurren cambios con el tiempo en las presiones de poro de los materiales involucrados. Al hacer un corte, por ejemplo, varían las presiones neutrales en el suelo adyacente, de manera que la reducción en los esfuerzos principales que implica el corte por lo común conduce a un descenso momentáneo en las presiones de poro del material vecino (Ref. 9). Con el paso del tiempo, la presión de poro se ajusta hasta valores de equilibrio con las condiciones de flujo que se presenten y con el nuevo perfil

tales condiciones, serán apropiados los parámetros que se determinen con una prueba no consolidada no drenada (prueba rápida), pudiéndose hacer un análisis con base en una resistencia  $c_u \neq 0$ ,  $\phi_u = 0$  y esfuerzos totales.

#### B) Terraplenes en suelos parcialmente saturados. Condición al fin de la construcción

En este caso, para obtener un resultado de laboratorio que sea representativo de la condición de campo podrá procederse como sigue. Primero se deberá compactar el espécimen al peso volumétrico y contenido de agua que vaya a tener en obra el material, procurando que el procedimiento de compactación sea similar en los dos casos (capítulo IV). En esta condición no saturada el espécimen deberá someterse a una presión de cámara similar a la presión que tendrá en el campo, de acuerdo con la posición que se le asigne dentro del terraplén; en esta etapa de la prueba no se permitirá drenaje. En seguida se aplicará el esfuerzo desviador hasta la falla, sin permitir tampoco drenaje. Estas son las condiciones de una prueba sin consolidación y sin drenaje (prueba rápida). El análisis de estabilidad se puede hacer con base en esfuerzos totales. El efecto de las presiones de poro que se desarrollen durante la consolidación y la falla lo toma en cuenta automáticamente el análisis con esfuerzos totales (Ref. 48), a condición de que el espécimen de laboratorio reproduzca de manera conveniente las condiciones de compactación de campo.

#### C) Problemas que implican procesos de descarga. Caso de cortes practicados en arcillas homogéneas, considerando la posibilidad de presencia de agua

Como ya se dijo (párrafo I-15.C del capítulo I), las condiciones críticas correspondientes a este caso serán las que prevalezcan a largo plazo, por lo que se deberá utilizar un método de análisis basado en esfuerzos efectivos, estimando las presiones neutrales con base en las condiciones reales del agua en el lugar, por ejemplo a través de una red de flujo.

Si la excavación fuese provisional, como por ejemplo en el caso de los taludes de una cepa para alojar un cimiento, se podrá considerar la resistencia al corte sin consolidación y sin drenaje y efectuar un proyecto con base en esfuerzos totales y en condiciones a corto plazo, pero en este caso ha de tenerse en cuenta que es corto el tiempo necesario para que evolucione la resistencia desfavorablemente.

#### D) Condición de flujo establecido

Se trata ahora de un corte o un terraplén expuesto a condiciones de flujo interno el tiempo suficiente

y en condiciones tales como para que pueda considerarse que se ha establecido el flujo a su través (véase el apéndice de este libro, para todos los conceptos relacionados con flujo interno de agua). En estas condiciones será posible contar en general con la red de flujo correspondiente al caso, para el régimen establecido, de la cual se podrá obtener la presión neutral en cualquier punto del corte o del terraplén. Se puede hacer un análisis en condiciones de régimen establecido por dos métodos en apariencia distintos, pero que coinciden exactamente a fin de cuentas. Se podrá analizar la estabilidad si se consideran los pesos totales de suelo y el efecto de las fuerzas de filtración o se podrá trabajar con los pesos sumergidos del suelo que se encuentre en tal condición, más el peso del agua en la dovela, más las presiones del agua, las cuales se pueden obtener de la red de flujo. En ambos casos será preciso obtener los parámetros de resistencia en una prueba con consolidación y con drenaje (prueba lenta).

La razón por la que ambos métodos de análisis rinden igual resultado es que la resistencia que se usa es la misma en ambos casos y que el sistema del peso total de la tierra, más las fuerzas de filtración, es estáticamente equivalente al sistema de los pesos sumergidos más todo el conjunto de fuerzas de agua y su peso.

La condición de régimen establecido no es una condición común en los análisis de estabilidad para las vías terrestres, pero algunos cortes y terraplenes, por su especial importancia o por las consecuencias de su falla, deberán analizarse para esta condición, especialmente si la situación geológica la hace previsible.

#### E) Condición de vaciado rápido (Ref. 50)

Esta es una condición aún más rara en laderas y taludes relacionados con las vías terrestres, en el sentido de que se presenta poco y se investiga todavía menos. Sin embargo, pudiera considerarse necesario analizar la condición en algunos terraplenes importantes que se construyan a través de llanuras de inundación de ríos, vasos de presas, márgenes de ríos y lagos, etc.

Para reproducir en el laboratorio las condiciones de un vaciado rápido "instantáneo" se puede proceder como sigue (Ref. 48). Primero se compacta el espécimen con el peso volumétrico, el contenido de agua y el procedimiento de compactación de campo. Después, se satura y, colocado en la cámara triaxial, se le aplica un esfuerzo  $\sigma_3$  igual a la presión de campo cuando el terraplén está bajo el agua en un máximo tirante y, al mismo tiempo, se le aplica un esfuerzo vertical  $\sigma_1$  igual a dos veces ese valor. Con ello se trata de representar las condiciones de consolidación del material en su vida anterior al momento del vaciado. De manera que en la primera etapa de la prueba triaxial el espécimen se consolida en con-

diciones un tanto diferentes a las hidrostáticas usuales ( $\sigma_1 = \sigma_3$ ), utilizando un estado de esfuerzos en que  $\sigma_1 = 2\sigma_3$ . A continuación, en la segunda etapa de la prueba, el espécimen se lleva a la falla sin permitir drenaje adicional.

Estas condiciones equivalen en esencia a la realización de una prueba con consolidación sin drenaje (rápida consolidada). La Ref. 50 incluye una discusión para justificar el uso de esta prueba; otra, quizá un poco más refinada, aparece en la Ref. 48.

F) Deslizamientos con superficies de falla preexistentes

En estos casos se ha de considerar siempre que han ocurrido o están ocurriendo deformaciones de

un nivel tal que la resistencia disponible será siempre la residual, la cual constituirá la base invariable de los cálculos.

A pesar de que todas las condiciones arriba mencionadas se analizan de vez en vez en la tecnología de las vías terrestres, ha de insistirse en que la mayoría de los cálculos que se hacen en ese campo consideran al suelo en condición sin flujo, utilizando la resistencia de una prueba rápida, con los parámetros que de ella se obtengan y utilizando el criterio de esfuerzos totales.

Para completar la información contenida en los párrafos anteriores, se presenta a continuación la tabla VI-3, comunicación personal de Skempton y Hutchinson complementaria del trabajo de estos autores que recoge la Ref. 9. Se refiere a cortes y laderas naturales en arcillas.

TABLE VI-3  
(Según Skempton y Hutchinson, 1969)  
PARAMETROS DE RESISTENCIA PARA PROBLEMAS DE ESTABILIDAD DE TALUDES Y LADERAS NATURALES EN ARCILLAS

Tipo de falla	Arcilla	Cortes		Laderas naturales	
		Condiciones iniciales	Condiciones a largo plazo	Estabilidad a 100 años	Estabilidad a 1000 años
Deslizamiento convencional	Suave, normalmente consolidada, intacta	$x, c_u$		$c, \phi$	
	Ligeramente sobreconsolidada, intacta		$c, \phi$	$c, \phi$	
	Rígida intacta			$c, \phi$	
	Rígida fisurada	$f, x, c_u$	$r, c, \phi$	$c \approx 0, \phi$	$c \approx 0, \phi \rightarrow \phi_r$
	Muy fisurada y agrietada	$c \approx 0, \phi$			
Deslizamiento con superficie de falla preexistente	Todos los casos	$c_r, \phi_r$	$c_r, \phi_r$	$c_r$	$\phi_r$

Clave:

$c_u$  = parámetro de resistencia máxima, no drenada.

$c, \phi$  = parámetros de resistencia máxima, drenada.

$c_r, \phi_r$  = parámetros de resistencia residual.

$x$  = factor de reducción por condiciones de prueba, anisotropía, etc.

$f$  = factor de reducción por fisuramiento.

$r$  = factor de reducción dependiente del tiempo.

Los valores específicos de los factores de reducción que se mencionan en la tabla no están suficien-

temente estudiados y deben dejarse a criterio del proyectista; su génesis radica en los análisis comentados en diferentes puntos de este párrafo. El hecho es que hoy existe algo de discrepancia entre los cálculos de estabilidad que se hacen con base en la tecnología de laboratorio y los que se realizan revisando las condiciones de taludes fallados; algunos de éstos al ser revisados resultan tener condiciones de seguridad muy satisfactorias, en tanto que laderas estables, si se estudian con base en pruebas de laboratorio, resultan en condiciones de falla. Esto indica, sin lugar a dudas, el papel que desempeñan las irregularidades del suelo, las dificultades para obtener buenas muestras inalteradas, los problemas que aún se tienen en la técnica de laboratorio y los errores al establecer los efectos del flujo interno del agua.

## VI-5 METODOS DE CALCULO DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Se trata ahora de presentar los métodos de cálculo de que dispone el ingeniero para establecer si un talud en que piense será estable en la etapa de proyecto, o para poder revisar la condición de un talud construido y poder juzgar, quizá, de la bondad de algún método correctivo que desee emplear.

Antes de proseguir ha de insistirse en que, como se verá, todos los modelos matemáticos que sirven de base a métodos de cálculo presuponen una homogeneidad en materiales, estratificación, disposición, circunstancias y modo de actuar de los agentes naturales, que muy pocas veces encontrará en sus obras el ingeniero de vías terrestres.

Será preciso tener en cuenta una vez más la enorme diferencia que existe entre cortes y terraplenes; en aquéllos será mucho más difícil que se den las condiciones que proporcionen una base racional a un método matemático de cálculo; en terraplenes, será más probable contar con tal base, a condición, en primer lugar, de que se hayan construido o se vayan a construir siguiendo un procedimiento conocido y de cierta uniformidad en el uso y tratamiento de los suelos y, en segundo, claro está, de que se haga el necesario estudio de campo y laboratorio.

No todas las fallas que se han mencionado en el párrafo VI-2 de este capítulo son susceptibles de representarse en un modelo matemático que pueda servir de base a un método de cálculo. Algunas de las más comunes y peligrosas formas de falla (flujos, erosión, etc.) no se pueden analizar numéricamente, ya sea porque el actual conocimiento sobre sus mecanismos no es satisfactorio, o simplemente porque se presentan con tal variedad y complejidad que desafían todo intento de encuadramiento concreto.

En lo que sigue, se mencionan los métodos de cálculo más populares, indicando a qué tipos de fallas se pueden aplicar.

### A Taludes en arenas limpias

Un talud formado por arena seca y limpia es estable, independientemente de su altura, con tal de

que su ángulo de inclinación,  $\beta$ , sea menor que el ángulo de fricción interna de la arena correspondiente a su compacidad y demás condiciones.

En este caso el riesgo de falla se puede expresar por medio de un factor de seguridad,  $F_s$ , definido simplemente como

$$F_s = \frac{\tan \phi}{\tan \beta} \quad (6-2)$$

No puede existir un talud en arena seca y limpia con un ángulo de inclinación superior a  $\phi$ , independientemente de su altura.

Aquí el problema de estabilidad se puede plantear para un grano de arena en el plano de frontera del talud, o en cualquier punto del interior de su masa, como se plantea el equilibrio de un cuerpo sobre un plano inclinado. Puesto que el mecanismo de resistencia al corte o al deslizamiento del grano, ladera abajo, es de pura fricción mecánica, el grano se deslizará sólo si se le ofrece un plano de deslizamiento más escarpado que el ángulo de fricción disponible. Si el grano del plano extremo de frontera del talud no se desliza, cualquier grano de arena del interior de la masa tampoco lo hará; de hecho (Fig. VI-23), estará en condición más estable cuanto más tendido resulta su plano de deslizamiento hipotético. Nótese que aun si el talud de arena limpia estuviese en su condición extrema  $\beta = \phi$ , cualquier plano de deslizamiento interior estaría menos inclinado y sería, por ello, estable; de manera que incluso en este caso extremo estará garantizada la estabilidad de la masa del talud. Por esta razón, los taludes en arenas limpias podrían diseñarse, en principio, con un  $F_s = 1$ , tal como se definió en la ecuación 6-2. Sin embargo, un diseño tal no sería conveniente, pues la arena próxima al borde del talud estaría en condiciones precarias, de manera que el viento, la lluvia o cualquier otra causa la harían caer fácilmente, produciendo pequeños derrames de arena sobre las cunetas de un corte o erosionando un terraplén. Se recomienda, por esto, que la inclinación del talud sea, desde un principio, un poco menor que el ángulo  $\phi$ ; es probable que basten uno o dos grados.

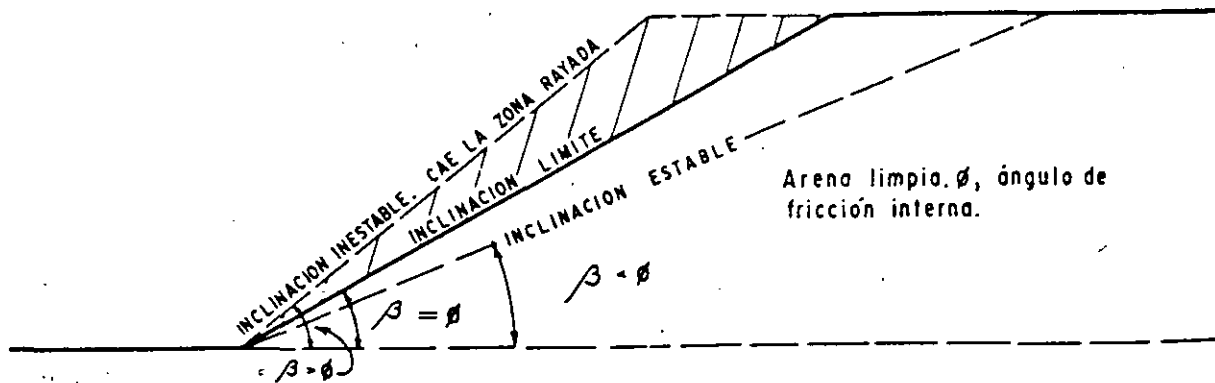


Figura VI-23. Taludes en arenas limpias.

Si el talud de arena limpia está sumergido en agua o si la arena está húmeda, los razonamientos anteriores son válidos, tomando como referencia el ángulo  $\phi$  efectivo de la arena (en el caso de la arena seca, el ángulo  $\phi$  que se utilizó para razonar era también efectivo, pero en aquel caso la distinción entre esfuerzos totales y efectivos era irrelevante, por tratarse de una arena seca). La expresión del factor de seguridad es la misma (6-2).

Las arenas finas húmedas con facilidad podrán presentar tensiones en el agua, sobre todo en la parte próxima al borde del talud, donde la evaporación deja sentir su efecto al máximo. Esa tensión capilar aumenta los esfuerzos efectivos entre los granos de arena y como consecuencia ésta podrá formar inclinaciones mayores, correspondientes a un ángulo efectivo de fricción mayor que el realmente disponible. El ingeniero deberá estar siempre alerta a esta situación, que no podrá aprovechar nunca, pues la tensión capilar podrá desaparecer por cualquier causa (por ejemplo, si la arena se seca al progresar la evaporación o se humedece más por lluvia o flujo) y en tal caso el exceso de esfuerzo efectivo por ella inducido se disipará y la arena empezará a caerse, si la inclinación del talud fue más escarpada que el ángulo  $\phi$  de la arena, según su granulometría, compacidad y angulosidad (ver capítulo I).

## B Falla rotacional. Método sueco

Los métodos de análisis límite disponibles para calcular la posibilidad de que se desarrolle un deslizamiento de tipo rotacional en el cuerpo de un talud, al igual que prácticamente todos los métodos de cálculo de estabilidad de taludes, siguen tres pasos fundamentales:

1. Se establece una hipótesis sobre el mecanismo de la falla que se producirá. Ello incluye tanto la forma de la superficie de falla como una descripción cinemática completa de los movimientos que se producirán sobre ella y un análisis detallado de las fuerzas motoras.
2. Se adopta una ley de resistencia para el suelo. Las leyes en uso en la actualidad ya han sido suficientemente discutidas en este libro. Con base en tal ley se podrán analizar las fuerzas resistentes disponibles.
3. Se establece algún procedimiento matemático de "confrontación", para definir si el mecanismo de falla propuesto podrá ocurrir o no bajo la acción de las fuerzas motoras, venciendo el efecto de las fuerzas resistentes.

La razón para que se utilice un método como el anterior es que no se ha desarrollado ninguno satisfactorio con base en una hipótesis convincente de distribución de esfuerzos en el interior de la masa del

talud; de hecho, no existe hoy ninguna solución a tan fundamental cuestión que parezca prometedora, tal como se comentó en la introducción a este capítulo, razón por la cual no se pueden usar los métodos de cálculo de modelo más tradicional en problemas de ingeniería, que allí se bosquejaron.

Con base en trabajos suyos y de sus colaboradores (Petterson y otros), Fellenius (Ref. 51) propuso la superficie circular como forma apropiada de la superficie de falla para muchos casos de deslizamiento en el cuerpo del talud. La superficie de falla es un cilindro, cuya traza con el plano del papel es un arco de circunferencia. En rigor, la adopción de esta hipótesis define la falla que en este capítulo ha sido llamada rotacional. La propuesta de Fellenius y su grupo de trabajo en el Real Instituto Geotécnico Sueco se popularizó extraordinariamente; cubre de un modo muy sencillo el punto 1 de las tres etapas de trabajo que atrás se enumeran. A la sazón, los avances generales en el campo de la Mecánica de Suelos hicieron posible abarcar el punto 2 de un modo cada vez más razonable. Pronto surgieron gran cantidad de procedimientos para cubrir el punto 3, arrancando de uno original del propio Fellenius y, de este modo, la hipótesis de falla circular se entronizó en la Mecánica de Suelos Aplicada. Hoy suele denominarse método sueco a cualquier procedimiento de cálculo de estabilidad de taludes que haga uso de la hipótesis de falla circular, aunque, de hecho, esta hipótesis puede manejarse de varios modos (variando el punto 3, sobre todo, pues hay bastante acuerdo en cuanto a la utilización de la ley de resistencia de Mohr-Coulomb). No se pretende presentar aquí todos los procedimientos de cálculo hoy en uso, en el fondo casi siempre muy parecidos, sino sólo los básicos para manejar los diferentes tipos de suelos en las circunstancias más comunes en la práctica.

### B-1 El método sueco aplicado a taludes cuya ley de resistencia se exprese como $s = c_u$

Se trata de analizar los casos en que la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos se expresa con base en los resultados de una prueba sin consolidación y sin drenaje (prueba rápida), utilizando esfuerzos totales.

Se estudiará, en primer lugar, el caso de un talud de altura  $h$ , excavado en arcilla, en que existe homogeneidad completa de material en el talud y en el terreno de cimentación, hasta una profundidad ilimitada.

El procedimiento de cálculo que se propone para este caso fue establecido primeramente por A. Casagrande y en principio se puede utilizar para estudiar tanto fallas por el pie del talud como fallas de base. El procedimiento se describe con base en la Fig. VI-24.

Considérese el arco de circunferencia de radio  $R$  y de centro en  $O$  como la traza de una superficie hipotética de falla, en la que se movilizaría la zona ra-



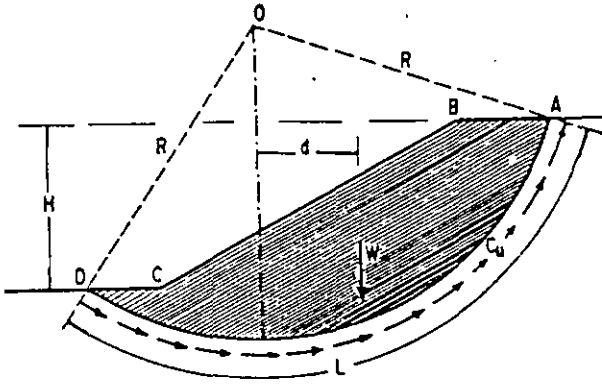


Figura VI-24. Procedimiento de A. Casagrande para aplicar el Método Sueco a un talud puramente cohesivo.

yada de la figura. Las fuerzas actuantes, es decir, las que tienden a producir el deslizamiento, serán el peso ( $W$ ) del área ABCDA, más cualquiera sobrecargas que pudieran actuar en la corona del talud. El peso  $W$  se calcula considerando un espesor de la sección unitario en la dirección normal al plano del papel.

El momento de las fuerzas motoras podrá expresarse como

$$Mm = \Sigma Wd \quad (6-3)$$

que incluye el peso de tierra más las sobrecargas que pudieran existir.

Las fuerzas resistentes las generará la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de toda la superficie de falla supuesta y su momento en relación al mismo polo  $O$  será

$$Mr = c_u LR \quad (6-4)$$

En el instante de la falla incipiente,

$$Mm = Mr$$

y, por lo tanto, se podrá escribir para ese instante:

$$\Sigma Wd = c_u LR \quad (6-5)$$

Si se define un factor de seguridad,  $F_s$ , como

$$F_s = \frac{Mr}{Mm} = \frac{c_u LR}{\Sigma Wd} \quad (6-6)$$

se podrá expresar la seguridad del talud en términos del valor de  $F_s$ , siendo evidente que la condición de falla incipiente es  $F_s = 1$ .

Desde luego, no existe ninguna garantía de que el círculo escogido para efectuar el análisis sea el que conduce al factor de seguridad mínimo, por lo que el procedimiento anterior desembocará en un cálculo a base de tanteos, en el que se probará el número suficiente de círculos, hasta obtener una garantía razonable de haber encontrado el que produce el mínimo factor de seguridad susceptible de presentarse

(círculo crítico); en este proceso de cálculo se analizarán tanto los círculos por el pie del talud como los correspondientes a falla de base, hasta garantizar la determinación del factor de seguridad mínimo en cualquier condición.

No es fácil decir en general cuál ha de ser el valor de  $F_s$ , que resulte más conveniente considerar en un cálculo dado. Dependerá de la importancia que tenga la falla, la del propio talud, las características del suelo, lo detallado y confiable que sea el análisis de cargas y la evolución de la resistencia con el tiempo. Sin embargo, caben algunos comentarios generales como norma de criterio.

1. Como ya se dijo, el caso en estudio se aplica, sobre todo, a taludes y laderas formadas por arcillas blandas, en las que los efectos de consolidación tienden a que la resistencia se incremente con el tiempo, con el correspondiente aumento en el factor de seguridad. De hecho, ese aumento se puede estimar (Ref. 52). En muchos casos este hecho permitirá aceptar factores de seguridad inicialmente bajos. En el párrafo VI-6 de este capítulo se mencionará una posible disminución de resistencia de muchos suelos, por lo menos a corto plazo, al poner sobre ellos un talud; este hecho también deberá tenerse en mente.
2. Según ya se mencionó antes, el establecer la inclinación de los cortes y terraplenes de una vía terrestre es en mucho materia de una política general, en la que la mayoría de los taludes no se estudian ni se calculan. Si, entre todos ellos, alguno es objeto de un análisis especial, se deberá adoptar en ese análisis una política congruente con el resto de la vía. A veces se ve prevalecer un criterio muy audaz en los taludes que se recetan y otro, muy conservador, en los que se calculan. Desde luego es cierto que con frecuencia se calculan los taludes más importantes, más problemáticos o aquellos cuyas fallas sean de peores consecuencias, por lo que será natural que, aun con un criterio congruente, los factores de seguridad de los taludes calculados sean mayores que los de los recetados, pero el criterio general es el que debe ser el mismo en toda la vía.
3. La natural tendencia a aceptar factores de seguridad inicialmente bajos, que se comentó en el punto 1 y que es razonable, deberá reprimirse en algunos casos especiales, algunos de los cuales resaltarán claramente al proyectista; pero se requiere insistir en las pésimas consecuencias de una falla en suelos arcillosos blandos muy sensibles, en los que el remoldeo que la falla produce causa un abatimiento tan grande en la resistencia al esfuerzo cortante, además muy lentamente recuperable con el tiempo, que es probable convenga partir de una condición de estabilidad más holgada.

Esto es particularmente cierto en terraplenes cimentados sobre suelos arcillosos muy blandos o turbas.

En la literatura alusiva se suele mencionar 1.5 como un valor del factor de seguridad inicial razonablemente bien establecido por la experiencia para taludes permanentes, pero sin duda en muchos casos de la práctica se podrán usar factores bastante menores en el caso que se analiza; taludes permanentes cuyo factor de seguridad inicial fue de 1.1 ó 1.2 han demostrado excelente comportamiento en suelos en que la resistencia crecía de manera constante con la carga, habiendo sido establecidos a partir de análisis que incluían efectos de carga viva y sismos. En obras no permanentes se podrá tomar en cuenta esta condición en forma correspondiente.

Terzaghi (Ref. 53) ha propuesto algunas reglas para tomar en cuenta en la estabilidad general de un talud cohesivo el efecto de las grietas de tensión que se abren en su corona antes de la falla; muchos proyectistas gustan de incluir estas recomendaciones en sus análisis encaminados a definir el momento más crítico del talud. Las recomendaciones se presentan con base en la Fig. VI-25.

Según Terzaghi, la aparición de las grietas en general causa tres efectos diferentes.

- a) Una reducción en el momento resistente, al reducirse la longitud activa de la superficie de deslizamiento (Fig. VI-25).
- b) Una disminución del momento motor, en el peso de la cuña  $e_1fe$ .
- c) La generación de empujes hidrostáticos causados por el agua de lluvia que se almacena en la grieta. Según se desprende de la Fig. VI-25, estos empujes son siempre desfavorables para la estabilidad.

Terzaghi ha indicado que los dos últimos efectos que se señalan en general tienden a contrarrestarse, de manera que su influencia neta es despreciable y sólo el primer efecto se debe tomar en cuenta. Para ello, el propio Terzaghi propone substituir el valor de resistencia por "cohesión" del suelo ( $c_u$ ) por un valor corregido según la relación

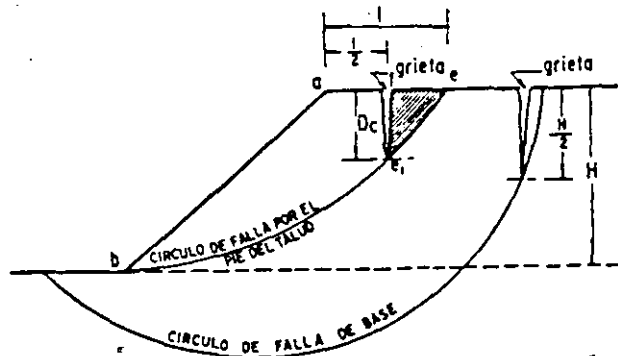


Figura VI-25. Grietas de tensión en la corona de un talud.



Agrietamiento en la corona de un corte.

$$c_c = \frac{be_1}{be} c_u \quad (6-7)$$

La posición del punto  $e_1$  depende de la de la grieta y suele determinarse como se muestra en la Fig. VI-25. Para círculo crítico por el pie del talud la grieta se desarrolla verticalmente desde el punto de la corona que se encuentra a la distancia  $\frac{l}{2}$  del borde del talud hasta la superficie de falla; en círculos de falla de base la grieta se define en el segmento vertical que va de la superficie de deslizamiento a la del terreno, cubriendo la distancia  $\frac{H}{2}$ .

El análisis anterior se hará, como es natural, sobre el círculo crítico.

Existe todo un conjunto de trabajos de índole teórica o de cálculo acumulativo y repetitivo encaminados a proporcionar al ingeniero proyectista de taludes en suelos puramente cohesivos, elementos que le eviten los tanteos a que conduce el método de cálculo que se describió con base en la Fig. VI-24. La Ref. 52, en su anexo V-a, recoge los trabajos que conducen a conclusiones más prácticas; las Refs. 3 y 54 abundan sobre el mismo tema. Aquí sólo se recogerán las conclusiones más importantes emanadas de los trabajos de Taylor (Refs. 55 y 56).

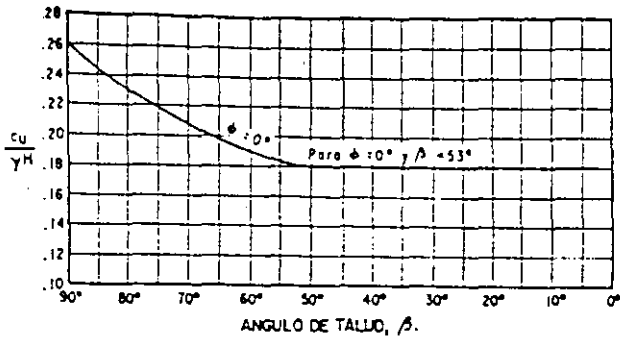


Figura VI-26. Gráfica de Taylor para determinar los números de estabilidad en taludes de materiales "cohesivos", homogéneos con el terreno de cimentación (Refs. 55 y 56).

Taylor relacionó la estabilidad de un talud cohesivo, homogéneo con el terreno de cimentación, a un número, denominado precisamente número de estabilidad y definido por la expresión:

$$N_e = \frac{c_u}{\gamma_m h} \quad (6-8)$$

Demostó teóricamente que en una gráfica que tenga en el eje de las ordenadas valores de  $N_e$  y en el de las abscisas valores del ángulo de inclinación del talud,  $\beta$  (Fig. VI-26), el valor  $\beta = 53^\circ$  tiene una importancia especial.

Todas las inclinaciones de taludes menores de  $53^\circ$  tienen las mismas condiciones de estabilidad (mismo  $N_e = 0.181$ ); en tales condiciones el círculo más crítico posible corresponde siempre a falla de base. Si la inclinación del talud es mayor de  $53^\circ$ , el número de estabilidad es variable, con ley aproximadamente lineal entre  $N_e = 0.181$  para  $\beta = 53^\circ$  y  $N_e = 0.26$  para  $\beta = 90^\circ$ ; para este caso el círculo más crítico posible corresponde a falla por el pie de talud.

La gráfica de la Fig. VI-26 evita ya todo cálculo al ingeniero proyectista, al proporcionarle el  $N_e$  ligado a cada inclinación, de donde podrá él despejar un valor de  $c_u$  necesario para el equilibrio en condición

crítica, el cual podrá comparar con la cohesión disponible en el suelo con que se trabaja. Ahora el factor de seguridad se podrá definir como

$$F_s = \frac{c_u \text{ (disponible)}}{c_u \text{ (necesaria)}} \quad (6-9)$$

Taylor también estudió el importante caso práctico en que a cierta profundidad dentro del terreno de cimentación puramente cohesivo exista un estrato resistente horizontal que limite el problema. La Fig. VI-27 ilustra el caso de manera gráfica.

Ahora el círculo más crítico será tangente al estrato resistente (a condición de que éste esté a una profundidad máxima de cuatro veces la altura del talud, pues a una profundidad mayor prácticamente no ejerce efecto y el caso se confunde con el de terreno de cimentación homogéneo). Si el estrato resistente está muy próximo a la superficie, el círculo más crítico se va pareciendo cada vez más a un círculo de falla por el pie del talud.

La Fig. VI-27 ilustra los conceptos de factor de profundidad y factor de alejamiento, que se utilizan en el ábaco de la Fig. VI-28 que permite resolver estos problemas sin necesidad de cálculos al proporcionar el número de estabilidad a cada condición geométrica. El manejo de este ábaco se considera obvio.

Los métodos simplificados anteriores no se pueden usar cuando el talud tenga una forma geométrica no regular o cuando se trabaje con un suelo estratificado, con varias capas de suelo arcilloso blando, pero con valores de  $c_u$  distintos para cada capa. Estos casos, que han de ser resueltos por tanteos, se ilustran en la Fig. VI-29.

Como es natural, los tanteos se podrán orientar con criterio. Por ejemplo, si uno de los estratos es notablemente más débil que los demás, quizá el círculo será el que tenga mayor desarrollo en ese estrato. Si existe un estrato muy resistente dentro de la profundidad significativa, es probable que el círculo más crítico sea tangente a dicho estrato.

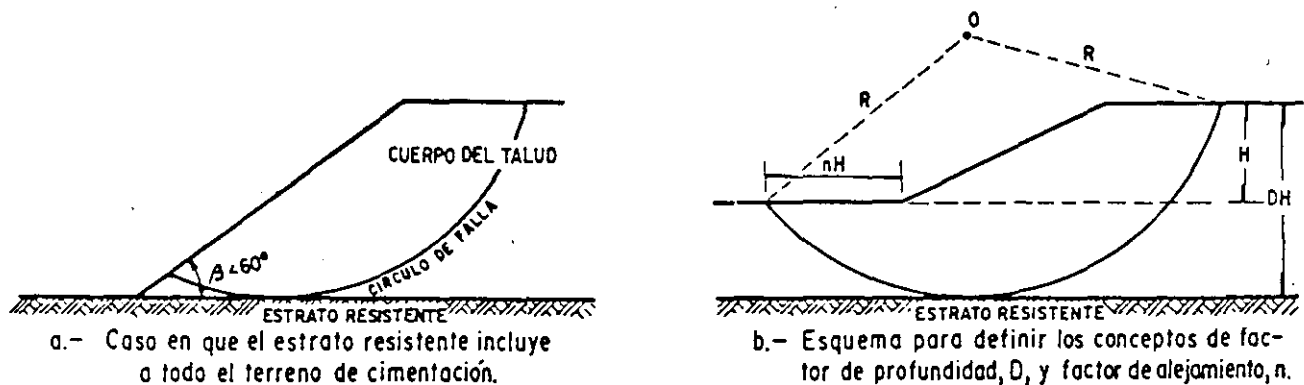


Figura VI-27. Círculo de falla en talud en material "cohesivo" cuando en el terreno de cimentación hay un estrato resistente (Refs. 55 y 56).

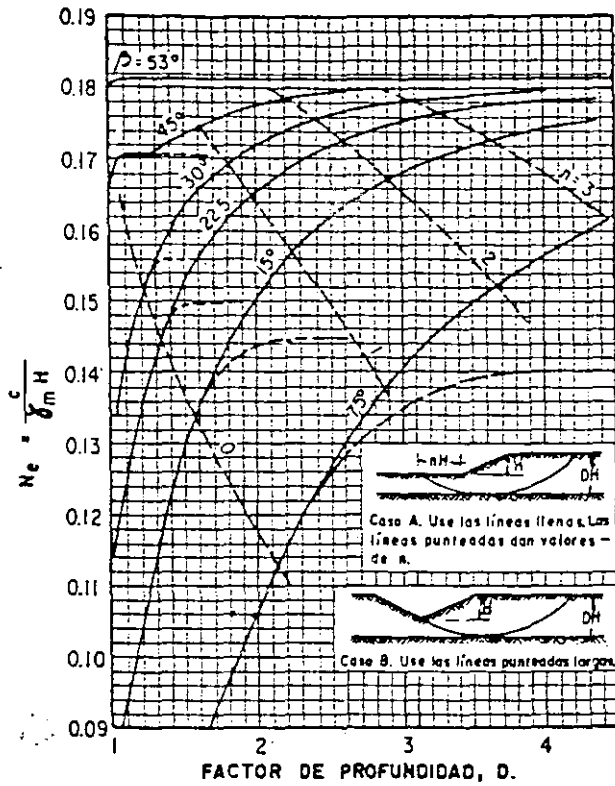
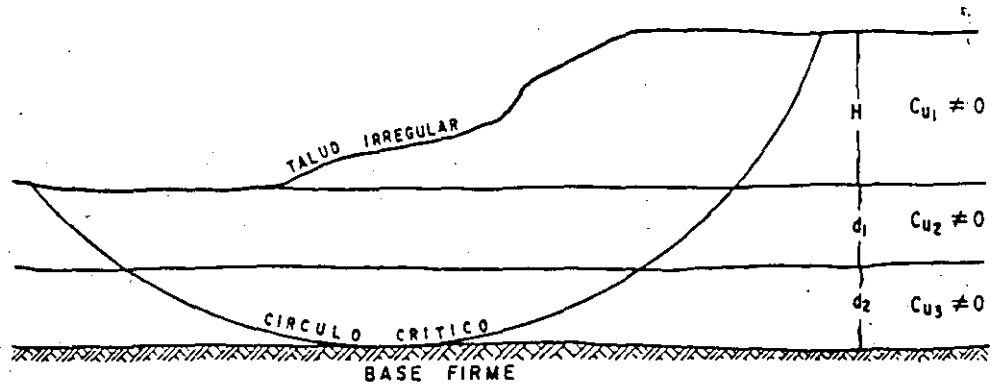


Figura VI-28. Gráficas de Taylor para determinar el número de estabilidad y el factor de alejamiento en círculos tangentes a un estrato resistente (Refs. 55 y 56).

Figura VI-29. Caso de talud irregular o de suelo estratificado en el terreno de cimentación.



B-2 El método sueco aplicado a taludes cuya ley de resistencia se exprese como  $s = c_u + \sigma \tan \phi_u$

Se trata ahora del caso de un análisis que se haga con esfuerzos totales para suelos situados sobre el nivel de aguas freáticas. En tales casos, se dispone en general de los parámetros de resistencia que se ob-

tengan en una prueba sin consolidación y sin drenaje (triaxial rápida o una prueba de campo o laboratorio equivalente).

El método de cálculo que se describirá es el método de las dovelas, sugerido por Fellenius (Ref. 51) y ampliamente popularizado en los análisis prácticos. La descripción se hará con base en la Fig. VI-30.

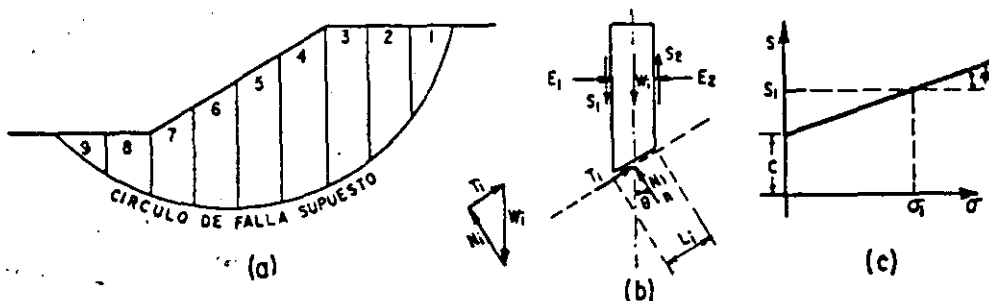


Figura VI-30. Procedimiento de las "Dovelas" o de Fellenius.

En primer lugar se propone un círculo de deslizamiento y la masa deslizante se divide en dovelas como las que se muestran en la figura. En la parte (b) de la misma figura aparece el conjunto de fuerzas que actúan en una dovela, cuando la masa deslizante está situada sobre el nivel freático y no se toman en cuenta fuerzas de agua en el análisis. Las fuerzas en cada dovela, al igual que las fuerzas actuantes en todo el conjunto de la masa deslizante, deben estar en equilibrio. Sin embargo, las fuerzas  $E$  y  $S$ , actuantes en los lados de las dovelas, dependen de las características de esfuerzo-deformación del material y no se pueden evaluar rigurosamente; para poder manejarlas es preciso hacer una hipótesis razonable sobre su valor.

La hipótesis más simple a este respecto es que el efecto conjunto de las cuatro fuerzas laterales es nulo y que, por lo tanto, esas fuerzas no ejercen ningún papel en el análisis; de hecho ésta fue la hipótesis de Fellenius en el procedimiento de cálculo original que presentó, que equivale a considerar que cada dovela actúa independiente de las demás y que las componentes  $N_i$  y  $T_i$  equilibran al peso  $W_i$  de la dovela  $i$ -ésima (Fig. VI-30).

Para cada dovela se puede calcular el cociente  $\frac{N_i}{L_i}$ , el cual se considera una buena aproximación al valor de  $\sigma_i$ , esfuerzo normal total medio actuante en la base de la dovela. Con este valor de  $\sigma_i$  puede entrarse a la ley de resistencia, al esfuerzo cortante que se haya encontrado para el material (por lo general en este caso una ley ligada a los esfuerzos totales) y determinar en ella el valor de  $s_i$ , resistencia al esfuerzo cortante media disponible en el arco  $L_i$ .

Ahora se puede calcular un momento motor en torno al punto 0, centro del círculo elegido para el análisis, correspondiente al peso de las dovelas; este momento será:

$$Mm = R \sum |T_i| \quad (6-10)$$

Nótese que la componente normal del peso de la dovela,  $N_i$ , no da momento respecto a 0 por ser la superficie circular y pasar por 0 su línea de acción. Si hubiere sobrecargas en la corona del talud, su efecto se incluirá en la suma de la ecuación (6-10). Nótese también que la suma (6-10) es algebraica, pues para las dovelas situadas más allá de la vertical que pasa por 0, la componente del peso actúa en forma contraria, tendiendo a equilibrar a la masa.

El momento resistente depende de la resistencia al esfuerzo cortante  $s_i$  que se desarrolla en la base de las dovelas.

Vale

$$M_r = R \sum s_i L_i \quad (6-11)$$

que es una suma aritmética, pues la resistencia siempre actúa en el mismo sentido.

Calculados  $Mm$  y  $M_r$  se podrá definir un factor de seguridad:

$$F_s = \frac{Mr}{Mm} = \frac{\sum s_i L_i}{|T_i|} \quad (6-12)$$

El método de cálculo desemboca naturalmente, otra vez, en un método de tanteos, siendo preciso encontrar el círculo crítico, con el factor de seguridad mínimo. Se deberán analizar tanto los círculos de falla de pie del talud como los de falla de base. En la tabla VI-4 aparece una manera de disponer los cálculos, de las varias que pudieran ocurrirse.

TABLA VI-4

Disposición de los cálculos para el método de Fellenius

DOVELA Nº	$W_i$	$N_i$	$T_i$	$\frac{N_i}{\Delta L_i} = \sigma_i$	$s_i$	$s_i L_i$

$\Sigma =$  Momento motor  
(algebraica)

$\Sigma =$  Momento resistente  
(aritmética)

Respecto a este factor de seguridad se pueden hacer reflexiones análogas a las que antes se presentaron, teniendo en cuenta que el tipo de análisis que ahora se describe suele efectuarse con suelos en los que la consolidación no añade nada, o muy poco, a la resistencia al esfuerzo cortante del material. En la tecnología de las vías terrestres es común aceptar en este caso factores de seguridad de 1.2 ó 1.3 en los casos normales y de 1.5 cuando se desee tener mayor seguridad en la estabilidad; este último es el valor que por lo común se recomienda en la literatura para taludes en general.

La Fig. VI-31 corresponde a trabajos de Taylor análogos a los que se describieron en el párrafo A-2.a (Refs. 55 y 56).

Se debe notar que esta figura incluye la información presentada en la VI-26 como un caso particular ( $\phi = 0$ ). La gráfica evita los tanteos dentro de su campo de aplicación y funciona al entrar con la inclinación del talud y el valor de  $\phi$  disponible en el suelo, para calcular la  $c$  necesaria para el talud en estudio, valor que debe compararse con la  $c$  disponible y la inclinación del talud, para calcular la  $\phi$  necesaria. La gráfica de la Fig. VI-31 corresponde a círculos de falla por el pie del talud únicamente. La teoría ha demostrado (Ref. 3) que en este caso no existe la posibilidad de falla de base a no ser que  $\phi$  sea menor que aproximadamente  $3^\circ$ , de manera que si ocurre una falla de base en un suelo homogéneo se puede asegurar que el valor de  $\phi$  en el instante de

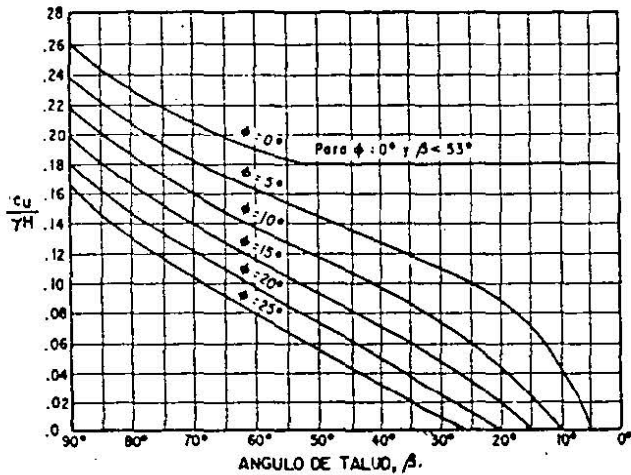


Figura VI-31. Gráfica de Taylor para determinar los números de estabilidad en materiales con cohesión y fricción (Refs. 55 y 56).

la falla debió ser prácticamente cero con respecto a esfuerzos totales.

En las Refs. 52 y 57 se podrán ver los gráficos a los que llegó N. Jambú para proporcionar el número de estabilidad en condiciones de falla por el pie del talud en taludes simples, formados por suelos con fricción y cohesión, tras un análisis teórico bastante refinado.

Con frecuencia se presentan en la práctica taludes formados por suelos estratificados, tal como se ilustra en la Fig. VI-32, con referencia a un caso particular, útil para exponer el método con la necesaria generalidad.

La masa de deslizante se podrá considerar dividida en dovelas, dibujadas de manera que ninguna base de dovela caiga entre dos estratos, sino que cada dovela caiga sobre un solo material. El peso de la dovela deberá calcularse con sumandos parciales multiplicando la parte del área que caiga en cada estrato por el peso específico correspondiente.

El problema se puede resolver con una tabulación igual a la que se presenta en la tabla VI-4, utilizando para cada dovela la ley de resistencia al esfuerzo cortante que le corresponda, de acuerdo con la naturaleza del material.

El resto del desarrollo del método es enteramente análogo al que se vio para taludes homogéneos. El problema se deberá resolver siempre por tanteos, pues para este caso no hay disponibles ábacos o gráficos

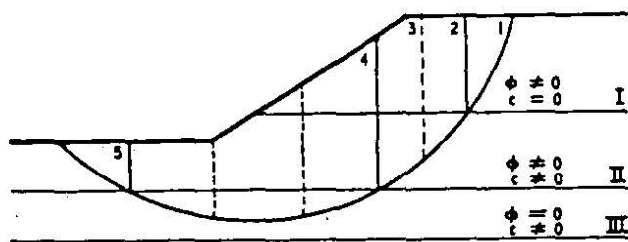


Figura VI-32. Aplicación del Método Sueco a taludes en suelos estratificados.

de uso común. La búsqueda del círculo crítico se podrá facilitar bastante si hay estratos mucho menos o mucho más resistentes que los demás; en el primer caso, es probable que el círculo crítico sea el que tenga el máximo desarrollo en el estrato débil; en el segundo, probablemente será tangente al estrato resistente, pues al penetrar en él se incrementaría mucho la resistencia media.

B-3 El método sueco aplicado a taludes cuya ley de resistencia se exprese como  $s = c + \bar{\sigma} \tan \phi$

Se trata ahora del caso de un análisis que haya de hacerse con esfuerzos efectivos, para taludes situados total o parcialmente bajo el nivel freático o sometidos a una condición de flujo. Este tipo de análisis habrá de efectuarse con base en esfuerzos efectivos, que se obtengan de una prueba triaxial con consolidación y con drenaje (lenta) o con consolidación y sin drenaje (rápida consolidada), que se realice con medición de presiones de poro en el plano de falla en el instante de la falla.

En rigor, el método de dovelas que se presenta para el caso de taludes sobre el nivel freático sigue siendo válido y lo único que cambian son consideraciones sobre las fuerzas que actúan en las dovelas. La Fig. VI-33 ilustra el método de cálculo que se realizó utilizando los pesos sumergidos del material en tal condición, los pesos totales del material sobre el nivel freático y las presiones de agua actuantes en la dovela. En la figura se muestra un croquis general del talud, con una superficie circular de falla supuesta como uno de los tanteos que se deben efectuar. Se hace un análisis de las fuerzas actuantes en una dovela típica (parte (b) de la figura) y, finalmente, se presentan los polígonos dinámicos correspondientes al equilibrio en esa dovela; la parte (c) de la figura muestra la totalidad de las fuerzas que actúan en la dovela, en tanto que la parte (d) representa al polígono dinámico sobre la base de que son nulas las fuerzas E y S en las caras verticales de la dovela, como suele aceptarse en la versión original del método sueco establecido por Fellenius.

El piezómetro señalado en la parte (b) de la figura indica que en añadidura a la parcial sumersión del material existe una presión neutral u por flujo en el punto O<sub>i</sub>.

Se enfocará la atención sobre la dovela i-ésima, en la inteligencia que lo que de ella se diga habrá que decirlo de todas.

La fuerza actuante será el peso de la dovela, que se podrá calcular con la expresión:

$$W = W_1 + \bar{W} + zb\gamma_w \quad (6-13)$$

W<sub>1</sub> corresponde a la parte de la dovela situada sobre el N.A.F. y se debe calcular con el  $\gamma_m$  del material.  $\bar{W}$  corresponde a la parte sumergida y se debe calcular con  $\gamma'_m$ . La componente  $zb\gamma_w$  representa el

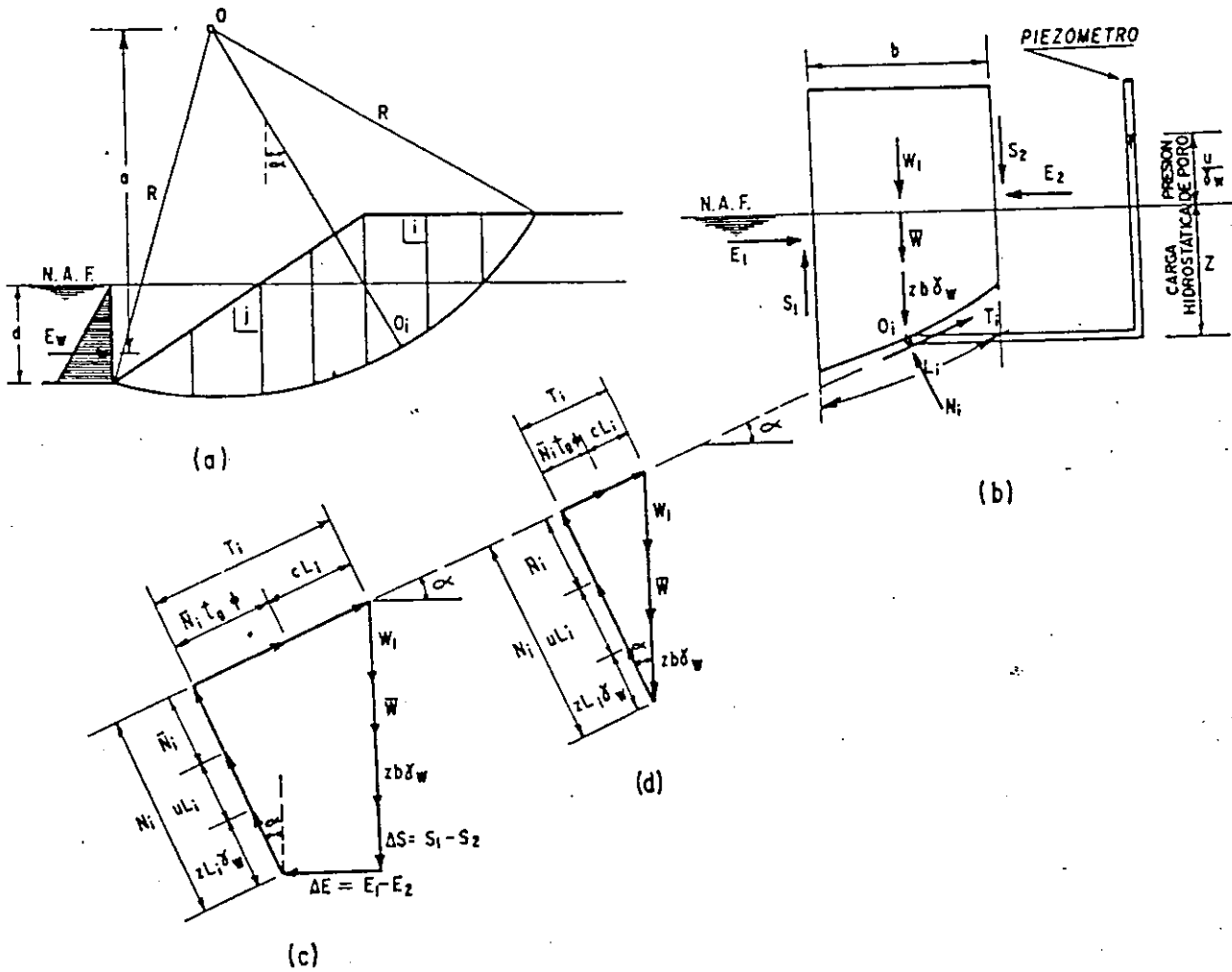


Figura VI-33. Aplicación del Método Sueco al caso de un talud con flujo y parcialmente bajo el N.A.F. Análisis con presiones de poro y esfuerzos efectivos.

peso del agua incluido en la parte sumergida de la dovela. Si toda la dovela estuviera bajo agua, como la dovela *j* que se muestra en la parte (a) de la figura, se debería considerar en el último término de la expresión (6-13) el peso de toda el agua sobre ella.

La presión total del agua en  $O_i$  está dada por el piezómetro señalado y vale:

$$u_i = z\gamma_w + u \quad (6-14)$$

donde  $z\gamma_w$  es la presión hidrostática correspondiente a la posición del nivel freático y  $u$  es una presión neutral en exceso de la hidrostática, causada, por ejemplo, por flujo. Este exceso de presión se debe conocer para que sea posible efectuar el análisis, bien sea por medio de una red de flujo, por pruebas triaxiales o por mediciones de campo. El primer método se comenta en el apéndice de este libro (ver lo tratado en conexión con la Fig. A-10); el segundo se trató someramente en el capítulo I, y el tercero se describirá un poco en el capítulo dedicado a instrumentación de campo, en el volumen II de esta obra.

Si el N.A.F. está colocado bajo  $O_i$ , la presión de poro en  $O_i$  es  $h\gamma_w$ , siendo  $h$  la altura a la cual subiría el agua en un piezómetro colocado en  $O_i$ . Si la presión de poro se debe a la capilaridad (tensión en el agua), se deberá considerar como negativa en todos los análisis que siguen.

El momento motor valdría:

$$Mm = \Sigma (W_1 + \bar{W} + zb\gamma_w) R \text{ sen } \alpha \quad (6-15)$$

pero como bajo el nivel freático el agua debe estar en equilibrio, se debe tener:

$$\Sigma zb\gamma_w R \text{ sen } \alpha = \frac{1}{2} \gamma_w d^2 a \quad (6-16)$$

donde el segundo miembro de la ecuación (6-16) representa el efecto del empuje hidrostático del agua al pie del talud. Así, en definitiva, el momento motor debe valer:

$$Mm = \Sigma (W_1 + \bar{W}) R \text{ sen } \alpha = R \Sigma \bar{T}_i \quad (6-17)$$

de manera que el momento motor depende de lo que podría considerarse el peso efectivo de la dovela, cuya componente en la dirección del deslizamiento se denomina  $\bar{T}_i$ .

El momento resistente dependerá de la resistencia al esfuerzo cortante que realmente se desarrolle en la base de la dovela. Dicha resistencia se podrá calcular si se multiplica el peso total de la dovela ( $W_1 + \bar{W} + z\gamma_w$ ) por  $\cos \alpha$ , lo cual proporcionará la fuerza normal total  $N_i$ . Dicho valor de  $N_i$  dividido entre  $L_i$  proporcionará la presión normal total en la base de la dovela,  $\sigma_i$ .

Es evidente que la presión normal efectiva,  $\bar{\sigma}_i$ , será:

$$\bar{\sigma}_i = \sigma_i - z\gamma_w - u = \sigma_i - u_r$$

valor con el cual habrá que entrar en la envolvente de resistencia al esfuerzo cortante con base en esfuerzos efectivos, para obtener  $\bar{s}_i$ , resistencia al esfuerzo cortante a considerar en la base de la dovela.

El momento resistente valdrá, por lo tanto:

$$M_r = \Sigma \bar{s}_i L_i R \quad (6-18)$$

El factor de seguridad ligado al círculo será:

$$F_s = \frac{\Sigma \bar{s}_i L_i}{\Sigma T_i} \quad (6-19)$$

Por lo demás, habrá que realizar un procedimiento de tanteos para llegar a determinar el círculo crítico ligado al factor de seguridad mínimo. Respecto

a la elección del factor de seguridad mínimo a considerar en el proyecto, caben las reflexiones ya hechas, pero teniendo en cuenta que ahora la condición de carga considerada es más severa (o más realista), por lo que será de esperar un menor margen de incertidumbre.

Conviene tabular los cálculos en forma análoga a la indicada en la tabla VI-4.

Como ya se señaló en el párrafo VI-4 de este capítulo, el anterior no es el único medio de realizar el análisis de estabilidad en este caso. También se puede hacer si se utilizan los pesos totales del suelo y las fuerzas de filtración que el agua ejerce sobre las paredes de las dovelas; en este caso, la resistencia al esfuerzo cortante del suelo ha de extraerse también de una envolvente de esfuerzos efectivos, del tipo de la que se obtiene con pruebas triaxiales con consolidación y con drenaje.

La Fig. VI-34 muestra cuáles serían las fuerzas actuantes a considerar en cada dovela al utilizar este procedimiento de cálculo.

En primer lugar se considerará el peso  $W$  de la dovela, calculado a partir del  $\gamma_m$  del suelo. En segundo lugar se tendrán las fuerzas  $E$  y  $S$ , en ambas caras laterales de la propia dovela; en una aplicación del método sueco en su versión más simple, estas fuerzas se considerarán sin efecto. También habrá que tomar en cuenta las fuerzas de agua  $U_1$  y  $U_2$  en los lados de la dovela y  $U_B$  en la base.

Si no hay flujo de agua y ésta está en condición hidrostática, las fuerzas de agua serán únicamente las respectivas que resulten de los empujes hidrostáticos en los lados y la subpresión hidrostática en la base, pero si hay flujo de agua, estas fuerzas han de

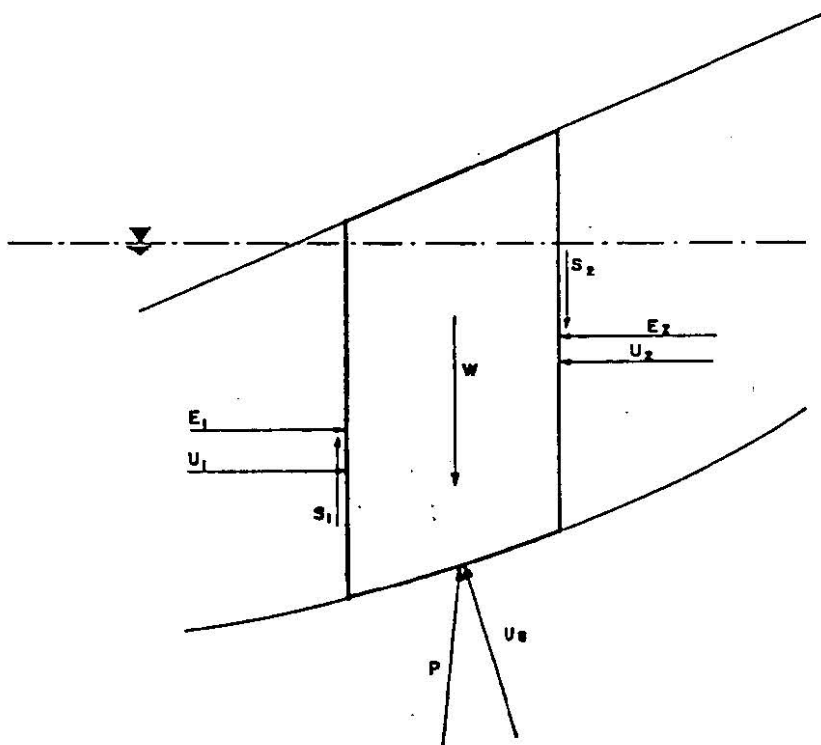


Figura VI-34. Fuerzas actuantes en una dovela. Análisis con fuerzas de filtración.



obtenerse en la red de flujo, con los métodos que se explican en el apéndice de este libro.

Una vez establecidas las fuerzas en cada dovela, los momentos resistentes y motor se pueden establecer en la forma usual para cada círculo que se estudie, y el método de cálculo se desarrolla como ya ha quedado establecido en páginas anteriores. Es conveniente realizar algún tipo de tabulación que sistematice el trabajo.

**B-4 Procedimientos más refinados para aplicar el método sueco.**

Si se toma en cuenta el efecto de las fuerzas de tierra laterales en las dovelas esto puede conducir a alguna ganancia en la exactitud de los resultados que se obtengan. En la Ref. 3, Terzaghi y Peck mencionan que para superficies circulares el error que se comete con el método original tal vez no exceda de 10 ó 15% y queda del lado conservador. En la Ref. 48 se menciona que en el caso de presas de tierra con grandes respaldos de enrocamiento, el aumento en factor de seguridad al tomar en cuenta las fuerzas laterales puede ser tan grande como un 30%, lo que justifica ya el análisis refinado, por razones de costo. Por último, en la Ref. 58 se menciona que este cambio puede llegar a 60% en algunos casos.

A pesar de estas reflexiones, raras veces quizá se justifica en la tecnología de las vías terrestres el uso de procedimientos de cálculo más refinados que los hasta ahora descritos, en los que no se toma en cuenta ningún efecto de las fuerzas laterales de tierra en las dovelas. Como ilustración, sin detallar su desarro-

llo teórico, se citara aquí sólo un método refinado debido originalmente a Bishop, que más tarde objeto de una simplificación y en el que las fuerzas laterales se consideran horizontales. El detalle general del método podrá consultarse en las Refs. 59 y 60. La presentación que aquí se ilustra procede de la Ref. 61.

El factor de seguridad del talud resulta expresado por la ecuación:

$$F_s = \frac{\sum [cb_i + (W_i - b_i u_i) \tan \phi]}{\sum (W \text{ sen } \alpha)_i} \frac{1}{M_i(\alpha)} \quad (6-20)$$

donde:

$b_i$  es el ancho de la dovela  $i$ -ésima, medido en la dirección horizontal.

$c, \phi$  son los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante en términos de esfuerzos efectivos.

$W_i$  es el peso total de la dovela  $i$ -ésima.

$u_i$  es la presión neutral media en la base de la dovela.

$$M_i(\alpha) = \cos \alpha_i \left( 1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \phi}{F_s} \right) \quad (6-21)$$

Nótese que la ecuación (6-20) se ha de resolver por tanteos, pues incluye a  $F_s$  en sus dos miembros. La convergencia de los tanteos por fortuna es muy rápida y la figura VI-35 ayudará a realizarlos con rapidez al proporcionar el valor  $M_i(\alpha)$ , correspondiente a cada dovela.

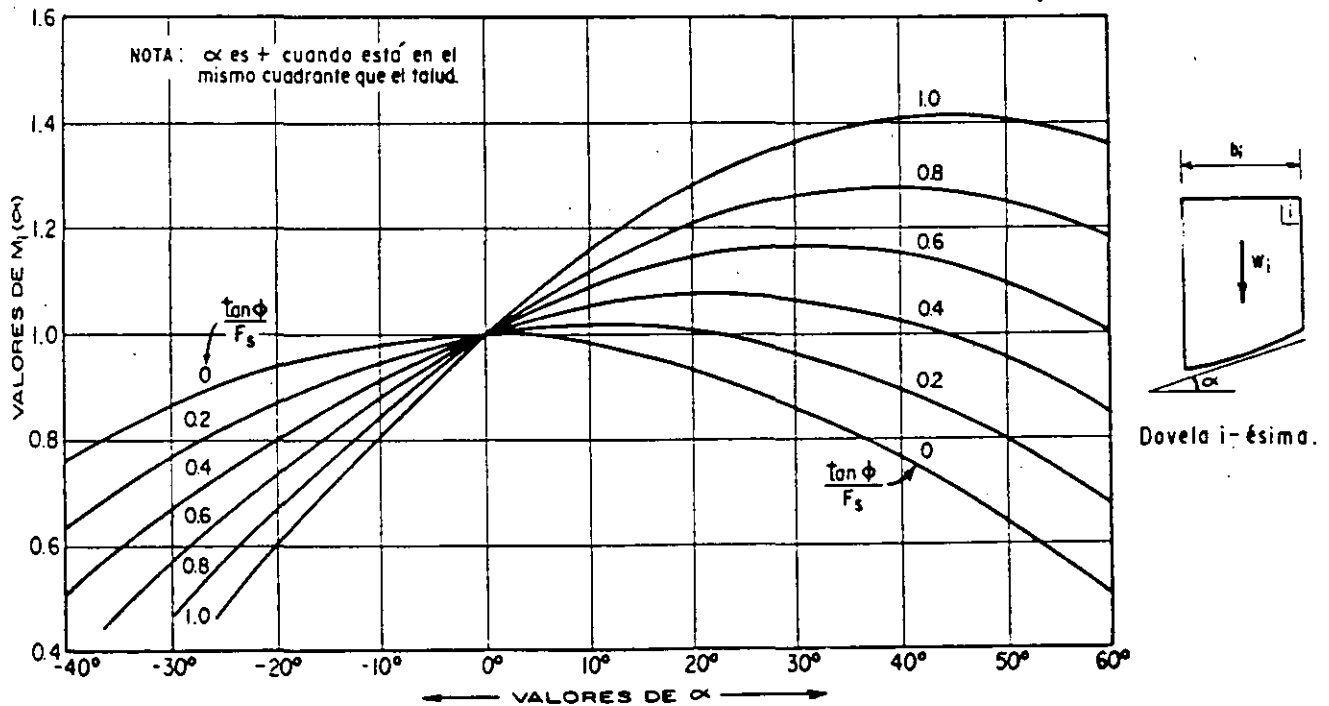


Figura VI-35. Gráfica para la determinación de  $M_i(\alpha)$ .

En rigor el método de Bishop tampoco conduce a valores teóricamente correctos del factor de seguridad, pero si proporciona mayor margen de precisión. En la Ref. 62 se ofrece un procedimiento para aplicar el método de Bishop en forma gráfica. Las Refs. 63 y 64 proporcionan el modo de aplicarlo con métodos de computación electrónica.

Existen versiones más refinadas del método de Bishop, en las que se consideran ciertas inclinaciones para las fuerzas laterales de tierra (Refs. 19, 48 y 65); en general se da a dichas fuerzas la inclinación del talud.

Por último, en las Refs. 60 y 66 se presentan procedimientos para tomar en cuenta el efecto de las fuerzas laterales de tierra en las dovelas, aun en el caso de no usar superficies circulares de deslizamiento; de estos métodos se hará uso en el apartado C de este párrafo.

**B-5 Algunos comentarios adicionales en torno al método sueco**

Las principales hipótesis que se utilizan en el método sueco son las siguientes:

1. Superficie de falla circular.
2. Se hace un análisis bidimensional, correspondiente a un estado de deformación plana.
3. Se considera válida la ley de resistencia Mohr-Coulomb.
4. Se acepta que la resistencia al esfuerzo cortante se moviliza por completo y al mismo tiempo en todos los puntos de la superficie de deslizamiento. Ya se ha visto que esta consideración está en contradicción con algunas observaciones y modos de pensar actuales.
5. En los análisis con flujo de agua, se acepta que el suelo se encuentra consolidado bajo la condición de régimen establecido, siendo la presión de poro de la red de flujo la única actuante.

En el método sueco se plantea un problema en el que, en principio, el número de incógnitas supera al de las tres ecuaciones que proporciona la estática para el sistema de fuerzas que se plantea (Ref. 61). La Fig. VI-36 ilustra la anterior afirmación.

El peso  $W$  es una fuerza conocida en magnitud y posición. Las reacciones por fuerzas normales y por fuerzas tangenciales debidas a la fricción ( $N$  y  $R_\phi$ , en la figura) son desconocidas tanto en magnitud como en posición, si bien se sabe que han de ser normales entre sí. También debe entenderse que:

$$R_\phi = \frac{\bar{N} \tan \phi}{F_s}$$

donde  $F_s$  es el factor de seguridad ligado al círculo, también desconocido. La reacción por cohesión  $R_c$ ,

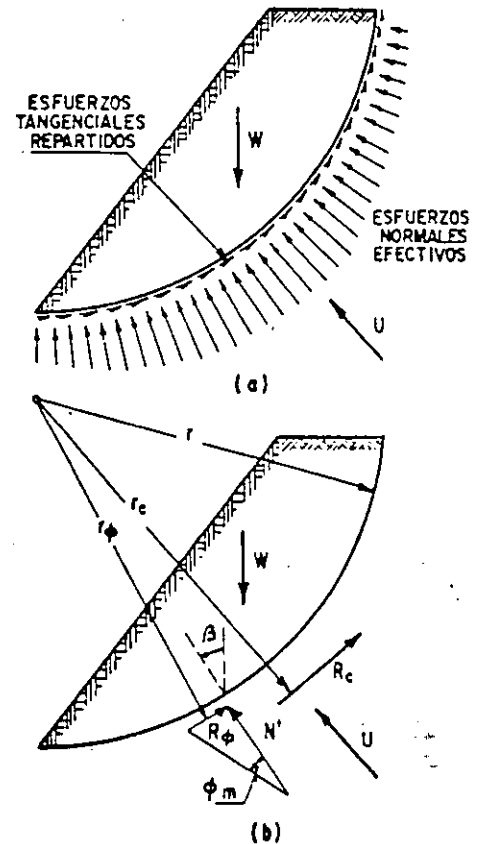


Figura VI-36. Fuerzas que actúan sobre una masa deslizante de límite circular. a) Esfuerzos normales y tangenciales distribuidos sobre el contorno. b) Fuerzas resultantes.

está totalmente determinada en posición por la variación de  $c$  a lo largo de la superficie de falla, y su magnitud también se podría saber en términos de  $c$  y  $F_s$ . En definitiva el análisis plantea cuatro incógnitas que son  $F_s$ , la magnitud y la posición de  $\bar{N}$  y la magnitud de  $R_\phi$ ; la estática proporciona tres ecuaciones de equilibrio, por lo que el problema no estará determinado si no se recurre a las características de deformación del suelo.

La anterior es la razón básica por la cual el método sueco requiere de hipótesis que determinen el problema. Una discusión completa sobre la mejor manera de realizar tales hipótesis y de las incluidas en los diferentes métodos hoy en uso, se podrá encontrar en las Refs. 58 y 67.

**C Análisis de estabilidad con superficies de falla no circulares**

Se comprenden bajo el anterior encabezado, las superficies de falla de laderas naturales o taludes del tipo casi plano o de formas compuestas que difieren mucho de la circular, para las que la hipótesis del método sueco resulta poco satisfactoria. Las Refs. 60, 66 y 67 proporcionan métodos de cálculo para el caso; una

buena recopilación de los varios disponibles figura en la Ref. 68. Sin embargo, en la presentación que sigue se adoptarán los lineamientos que ofrece la Ref. 3, en la que se da al problema un tratamiento más analítico que el que se ha utilizado hasta ahora en esta obra; por este estilo de tratamiento, por cierto muy usual en la literatura moderna y posible también para las formas tradicionales del método sueco ya presentadas, se puede llegar directamente a una expresión para el factor de seguridad, la cual ha de resolverse con tanteos; de hecho éste ha sido ya el planteamiento con el que se presentaron las ecs. 6-20 y 6-21.

La Fig. VI-37 muestra una superficie de falla del tipo no circular. En la parte (a) se muestra el croquis general de la ladera y la posición de la dovela  $i$ -ésima. La parte (b) indica el conjunto de fuerzas actuantes en cada dovela, y la parte (c) el polígono dinámico correspondiente a su equilibrio.

Si se adopta un polo arbitrario de momentos, O, el equilibrio de toda la masa deslizante exige que:

$$\Sigma Wl = \Sigma (T_i a + N_i f) + \frac{1}{2} \gamma_w d^2 a_1 \quad (6-22)$$

Pero

$$W = W_1 + \bar{W} + z b \gamma_w \quad (6-23)$$

y del polígono dinámico

$$T_i = \frac{c}{F_s} L_i + \bar{N}_i \frac{\tan \phi}{F_s} \quad (6-24)$$

$T_i$  es la fuerza actuante en la dirección tangencial, neutralizada por la fracción de la resistencia del suelo que se esté movilizando; por esta razón, esta última se afecta por el factor de seguridad (si la dovela estuviera en equilibrio límite, se movilizaría la resistencia máxima, pero al estar en una condición de equilibrio más holgado, se moviliza una fracción de la resistencia, en proporción precisamente al factor de seguridad).

Tomada en cuenta la ec. 6-24, la 6-22 podrá escribirse:

$$\Sigma (W_1 + \bar{W} + z b \gamma_w) l = \Sigma \left( \frac{c}{F_s} L_i + \bar{N}_i \frac{\tan \phi}{F_s} \right) a + \Sigma N_i f + \frac{1}{2} \gamma_w d^2 a_1 \quad (6-25)$$

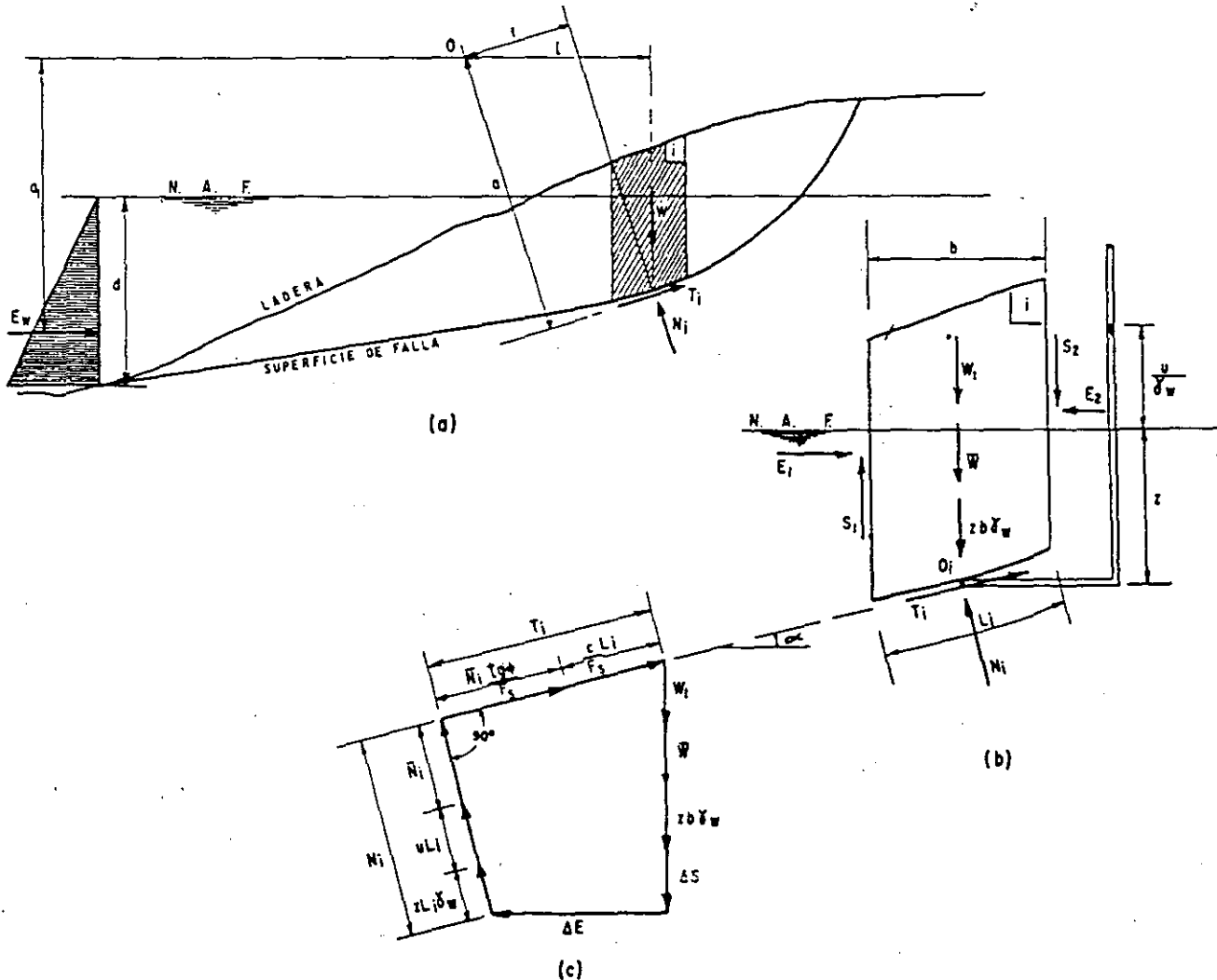


Figura VI-37. Análisis de estabilidad con superficie de falla no circular (Ref. 3).

Despejando al factor de seguridad:

$$F_s = \frac{\Sigma (cL_i + \bar{N}_i \tan \phi) a}{\Sigma (W_i + \bar{W} + zb\gamma_w) l - \Sigma N_i f - \frac{1}{2} \gamma_w d^2 a_1} \quad (6-26)$$

Bajo el nivel del agua, la masa de ésta debe estar en equilibrio, por lo que:

$$\Sigma zb\gamma_w l - \frac{1}{2} \gamma_w d^2 a_1 = \Sigma z\gamma_w L_i f \quad (6-27)$$

En otras palabras, el peso del agua, el empuje hidrostático al pie de la ladera y la fuerza debida a la presión hidrostática del agua en la base de la dovela, deben de estar en equilibrio de momentos en torno a O.

Si los resultados de la ec. 6-27 se llevan al denominador de la ec. 6-26, éste quedará:

$$\Sigma (W_i + \bar{W}) l - \Sigma (N_i - z\gamma_w L_i) f \quad (6-28)$$

Definiendo

$$\bar{N}_i = N_i - (z\gamma_w + u) L_i \quad (6-29)$$

como la fuerza normal efectiva en la base de la dovela (se ha considerado la existencia de una presión neutral,  $u$ , por ejemplo, por flujo), podrá escribirse el denominador de la expresión 6-26 como:

$$\Sigma (W_i + \bar{W}) l - \Sigma (\bar{N}_i + uL_i) f \quad (6-30)$$

y la ecuación 6-26 queda:

$$F_s = \frac{\Sigma (cL_i + \bar{N}_i \tan \phi) a}{\Sigma (W_i + \bar{W}) l - \Sigma (\bar{N}_i + uL_i) f} \quad (6-31)$$

La expresión (6-31) proporcionaría el valor del factor de seguridad ligado a la superficie de falla en estudio si se conocen los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante del suelo en términos de esfuerzos efectivos y las presiones de poro en la base de la dovela, pero despreciando el efecto de las fuerzas laterales de tierra  $E$  y  $S$ .

Si se desea tomar en cuenta el efecto de estas fuerzas se podrá hacer una suma de fuerzas en la dirección vertical, en el polígono dinámico de la Fig. VI-37c:

$$W_i + \bar{W} + zb\gamma_w + \Delta s = (z\gamma_w L_i + uL_i + \bar{N}_i) \cos \alpha + \frac{1}{F_s} (cL_i + \bar{N}_i \tan \phi) \sin \alpha \quad (6-32)$$

De la ecuación (6-32) puede despejarse:

$$\bar{N}_i = \frac{W_i + \bar{W} + \Delta s - ub \frac{C}{F_s} b \tan \alpha}{M_i(\alpha)} \quad (6-33)$$

Para obtener la expresión anterior debe tomarse en cuenta que

$$L_i \cos \alpha = b$$

y que la función  $M_i(\alpha)$  fue ya definida por la ecuación (6-21).

Llevando el valor de la ecuación (6-33) a la (6-31), puede obtenerse finalmente:

$$F_s = \frac{\Sigma [cb + (W_i + \bar{W} + \Delta s - ub) \tan \phi] \frac{a}{M_i(\alpha)}}{\Sigma (W_i + \bar{W}) l - \Sigma [W_i + \bar{W} + \Delta s + (ub \tan \phi - cb) \frac{\tan \alpha}{F_s}] \frac{f}{M_i(\alpha)}} \quad (6-34)$$

La ecuación (6-34) debe resolverse por aproximaciones sucesivas, pues contiene a  $F_s$  en sus dos miembros. El cálculo se podrá ayudar con el gráfico de la Fig. VI-35 para la determinación de  $M_i(\alpha)$ . La fórmula 6-34 da el  $F_s$  ligado a una superficie de falla dada; deberán tantearse otras para llegar al  $F_s$  mínimo.

El valor de  $F_s$  depende de  $\Delta S$  y ésta deberá introducirse en la fórmula (6-34) con alguno de los valores que se proporcionan en los distintos métodos a que se ha hecho referencia en páginas anteriores. En la gran mayoría de los problemas prácticos será suficiente aplicar la ecuación (6-34) con  $\Delta S = 0$ . La convergencia de los tanteos para la ecuación (6-34) es rápida.

#### D Falla traslacional

El modelo matemático de este tipo de falla se ilustra esquemáticamente en la Fig. VI-38.

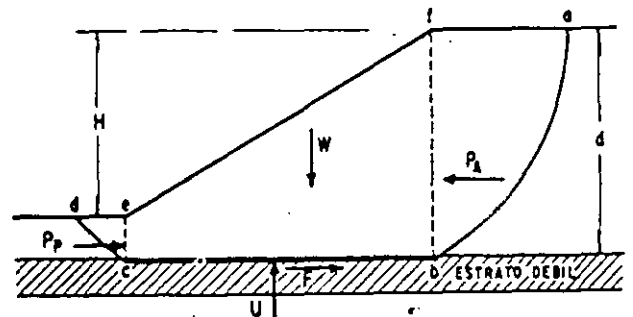


Figura VI-38. Superficie de falla correspondiente a una falla de traslación.

El estrato débil que se señala suele estar en la naturaleza formado por arcillas blandas o arenas más o menos finas, sobre todo si estas últimas están sometidas a subpresiones que disminuyan los esfuerzos efectivos y rebajen la resistencia al esfuerzo cortante; el riesgo de este tipo de fallas es particularmente crítico en laderas inclinadas, con el estrato débil guardando una inclinación similar.

Si el talud forma parte de un terraplén construido sobre una ladera natural o un terreno de cimentación cualquiera, la condición más crítica será la inicial si el estrato débil es de arcilla; en este caso los parámetros de resistencia se obtendrán de una prueba triaxial sin consolidación y sin drenaje y el análisis se podrá hacer con base en esfuerzos totales. En este mismo caso, pero con un estrato débil formado por arena bajo el nivel freático, quizás sometido a subpresión, se ha de efectuar un análisis con base en esfuerzos efectivos, haciendo intervenir la fuerza  $U$ , subpresión total que se obtiene como el área del diagrama de subpresiones.

Si el talud está formado por un corte excavado en una ladera natural, la condición crítica será, como ya se dijo, la correspondiente a largo plazo y el análisis por esfuerzos efectivos será el conveniente.

En términos generales el procedimiento de cálculo se puede plantear como se indica a continuación.

La cuña  $bfec$  se moverá hacia la izquierda a causa del empuje de tierra en el plano  $bf$ ; puede aceptarse que este empuje sea el activo. Las fuerzas resistentes son el efecto de un empuje pasivo en el plano  $ec$  y la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de la superficie de deslizamiento  $cb$  ( $F$ ). Los empujes de tierra podrán evaluarse con los métodos indicados en el capítulo V.

En un análisis con esfuerzos totales (terraplén construido sobre un terreno que contiene un estrato débil arcilloso), la fuerza  $F$  será simplemente igual a  $c_a \cdot \overline{cb}$ . En un análisis con esfuerzos efectivos, la fuerza  $F$  será:

$$F = c \cdot \overline{cb} + (IV - U) \tan \phi \quad (6-35)$$

Donde  $c$  y  $\phi$  deben expresarse en términos de esfuerzos efectivos. La fuerza  $U$ , subpresión total, se deberá obtener como el área del diagrama de subpresiones en el plano  $cb$ , el cual a su vez se podrá obtener de una red de flujo, por ejemplo.

El factor de seguridad que indique el riesgo de falla puede escribirse como:

$$F_s = \frac{F + P_p}{P_A} \quad (6-36)$$

En los diseños prácticos probablemente no será prudente aceptar un factor de seguridad menor que 1.5.

Debe notarse que en este caso la consideración de los planos  $fb$  y  $ec$  para el cálculo de los empujes de tierras y de la fuerza  $F$  conduce al factor de seguridad

ridad mínimo, en el caso de la Fig. VI-38, pues cualquier movimiento del punto  $b$  hacia la derecha o del  $c$  hacia la izquierda aumenta la fuerza  $F$  con los mismos empujes de tierra. Si  $b$  ó  $c$  se mueven hacia la parte inclinada del talud,  $F$  disminuye como función lineal de  $H$ , pero el empuje activo disminuye como función de  $d^2$  (si  $b$  se mueve hacia la izquierda) el empuje pasivo aumenta también como función de  $d^2$  (si  $c$  se mueve a la derecha), de lo que fácilmente puede deducirse un factor de seguridad mayor que el correspondiente al caso que se muestra en la figura.

## E El método de la cuña

Se trata de un método para analizar la estabilidad del cuerpo de un talud, en principio aplicable a los mismos casos que cubre el método sueco a través de su hipótesis de falla circular; sin embargo, por la naturaleza de las superficies de falla que ahora se manejan (superficies planas), en los cálculos prácticos el método de la cuña se ha ligado más bien a las fallas traslacionales, considerándose que el caso típico para su aplicación es el de un terraplén construido sobre un terreno de cimentación que incluya un estrato muy blando cercano a la superficie (o quizá en la propia superficie, como podría ser el caso de zonas de meteorización intensa en suelos residuales mucho más duros a mayor profundidad) o el de un terraplén de suelo construido sobre un terreno de cimentación duro y resistente.

En el método, la superficie de deslizamiento potencial o real se representa por dos o más segmentos de recta, por ejemplo como se muestra en la Fig. VI-39.

Se definen así cuñas dentro de la masa deslizante (I y II en el caso de la figura). La resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de la superficie de deslizamiento se debe expresar en función de los parámetros de resistencia aplicables.

Existen en el equilibrio de las dos cuñas cuatro conceptos mecánicos desconocidos ( $E$ ,  $\bar{N}_1$ ,  $\bar{N}_2$  y  $\alpha$ ) y una quinta incógnita que es el factor de seguridad correspondiente a la superficie de falla escogida. En efecto, para una geometría dada y unos parámetros de resistencia dados deben quedar definidas unas condiciones de estabilidad para la masa deslizante, las que han de reflejarse en un factor de seguridad determinado.

Para resolver el problema se tienen dos ecuaciones de equilibrio de fuerzas en cada cuña, por lo que éste está indeterminado.

Al hacer el diagrama del cuerpo libre de la cuña I ó de la II aparecen sobre ella las siguientes fuerzas (se toma como referencia la cuña I):

$$\text{Una fuerza } C_1 = \frac{c}{F_s} \overline{AB} \quad (6-37)$$

Una fuerza  $\bar{T}_1$ , que depende del valor de  $\bar{N}_1$ , de los parámetros de resistencia y del propio valor de  $F_s$ .

El estrato débil que se señala suele estar en la naturaleza formado por arcillas blandas o arenas más o menos finas, sobre todo si estas últimas están sometidas a subpresiones que disminuyan los esfuerzos efectivos y rebajen la resistencia al esfuerzo cortante; el riesgo de este tipo de fallas es particularmente crítico en laderas inclinadas, con el estrato débil guardando una inclinación similar.

Si el talud forma parte de un terraplén construido sobre una ladera natural o un terreno de cimentación cualquiera, la condición más crítica será la inicial si el estrato débil es de arcilla; en este caso los parámetros de resistencia se obtendrán de una prueba triaxial sin consolidación y sin drenaje y el análisis se podrá hacer con base en esfuerzos totales. En este mismo caso, pero con un estrato débil formado por arena bajo el nivel freático, quizás sometido a subpresión, se ha de efectuar un análisis con base en esfuerzos efectivos, haciendo intervenir la fuerza  $U$ , subpresión total que se obtiene como el área del diagrama de subpresiones.

Si el talud está formado por un corte excavado en una ladera natural, la condición crítica será, como ya se dijo, la correspondiente a largo plazo y el análisis por esfuerzos efectivos será el conveniente.

En términos generales el procedimiento de cálculo se puede plantear como se indica a continuación.

La cuña  $b f e c$  se moverá hacia la izquierda a causa del empuje de tierra en el plano  $b f$ ; puede aceptarse que este empuje sea el activo. Las fuerzas resistentes son el efecto de un empuje pasivo en el plano  $e c$  y la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de la superficie de deslizamiento  $c b$  ( $F$ ). Los empujes de tierra podrán evaluarse con los métodos indicados en el capítulo V.

En un análisis con esfuerzos totales (terraplén construido sobre un terreno que contiene un estrato débil arcilloso), la fuerza  $F$  será simplemente igual a  $c_u \cdot \overline{cb}$ . En un análisis con esfuerzos efectivos, la fuerza  $F$  será:

$$F = c \cdot \overline{cb} + (IV - U) \tan \varphi \quad (6-35)$$

Donde  $c$  y  $\varphi$  deben expresarse en términos de esfuerzos efectivos. La fuerza  $U$ , subpresión total, se deberá obtener como el área del diagrama de subpresiones en el plano  $cb$ , el cual a su vez se podrá obtener de una red de flujo, por ejemplo.

El factor de seguridad que indique el riesgo de falla puede escribirse como:

$$F_s = \frac{F + P_p}{P_A} \quad (6-36)$$

En los diseños prácticos probablemente no será prudente aceptar un factor de seguridad menor que 1.5.

Debe notarse que en este caso la consideración de los planos  $fb$  y  $ec$  para el cálculo de los empujes de tierras y de la fuerza  $F$  conduce al factor de segu-

ridad mínimo, en el caso de la Fig. VI-38, pues cualquier movimiento del punto  $b$  hacia la derecha o del  $c$  hacia la izquierda aumenta la fuerza  $F$  con los mismos empujes de tierra. Si  $b$  ó  $c$  se mueven hacia la parte inclinada del talud,  $F$  disminuye como función lineal de  $H$ , pero el empuje activo disminuye como función de  $d^2$  (si  $b$  se mueve hacia la izquierda) el empuje pasivo aumenta también como función de  $d^2$  (si  $c$  se mueve a la derecha), de lo que fácilmente puede deducirse un factor de seguridad mayor que el correspondiente al caso que se muestra en la figura.

## E El método de la cuña

Se trata de un método para analizar la estabilidad del cuerpo de un talud, en principio aplicable a los mismos casos que cubre el método sueco a través de su hipótesis de falla circular; sin embargo, por la naturaleza de las superficies de falla que ahora se manejan (superficies planas), en los cálculos prácticos el método de la cuña se ha ligado más bien a las fallas traslacionales, considerándose que el caso típico para su aplicación es el de un terraplén construido sobre un terreno de cimentación que incluya un estrato muy blando cercano a la superficie (o quizá en la propia superficie, como podría ser el caso de zonas de meteorización intensa en suelos residuales mucho más duros a mayor profundidad) o el de un terraplén de suelo construido sobre un terreno de cimentación duro y resistente.

En el método, la superficie de deslizamiento potencial o real se representa por dos o más segmentos de recta, por ejemplo como se muestra en la Fig. VI-39.

Se definen así cuñas dentro de la masa deslizante (I y II en el caso de la figura). La resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de la superficie de deslizamiento se debe expresar en función de los parámetros de resistencia aplicables.

Existen en el equilibrio de las dos cuñas cuatro conceptos mecánicos desconocidos ( $E$ ,  $\bar{N}_1$ ,  $\bar{N}_2$  y  $\alpha$ ) y una quinta incógnita que es el factor de seguridad correspondiente a la superficie de falla escogida. En efecto, para una geometría dada y unos parámetros de resistencia dados deben quedar definidas unas condiciones de estabilidad para la masa deslizante, las que han de reflejarse en un factor de seguridad determinado.

Para resolver el problema se tienen dos ecuaciones de equilibrio de fuerzas en cada cuña, por lo que éste está indeterminado.

Al hacer el diagrama del cuerpo libre de la cuña I ó de la II aparecen sobre ella las siguientes fuerzas (se toma como referencia la cuña I):

$$\text{Una fuerza } C_1 = \frac{c}{F_s} \overline{AB} \quad (6-37)$$

Una fuerza  $\bar{T}_1$ , que depende del valor de  $\bar{N}_1$ , de los parámetros de resistencia y del propio valor de  $F_s$ .

La fuerza  $\bar{N}_1$

El peso de la cuña  $W_1$

El empuje de tierra que sobre la cuña I produce la cuña II,  $E$ .

$$\text{Una fuerza, } C_3 = \frac{c}{F_s} \overline{BC} \quad (6-37)$$

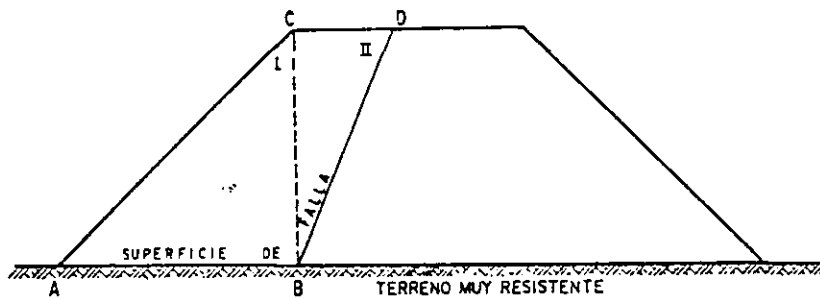
De esto se deduce que es preciso hacer una hipótesis que permita eliminar alguna de las incógnitas para determinar el problema. Esta hipótesis se refiere por lo común a la dirección de la fuerza  $E$ ; suele aceptarse que  $E$  es paralela al plano del talud o decirse que forma con la normal a la superficie de contacto entre las cuñas un ángulo,  $\phi_E$ , definido por la expresión

$$\phi_E = \text{áng. tan } \frac{\tan \phi}{F_s}$$

Esta última es la hipótesis aceptada al construirse la Fig. VI-39.

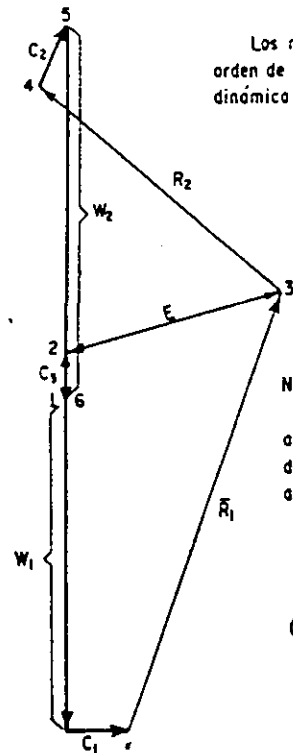
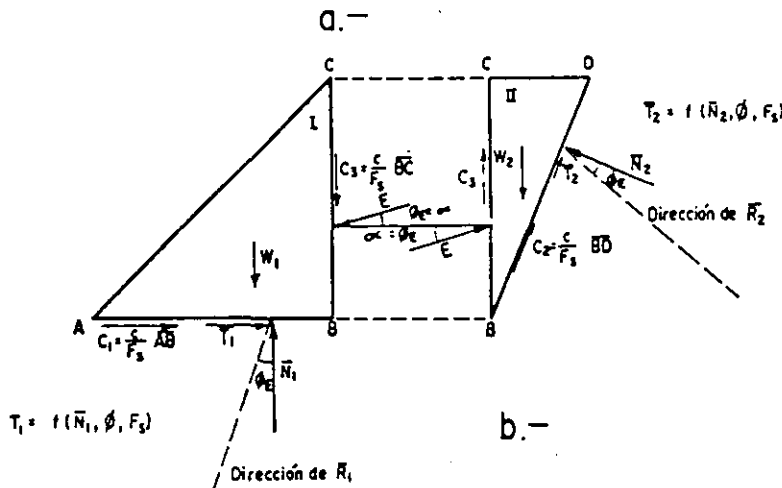
Las fuerzas  $\bar{T}_1$  y  $\bar{N}_1$  son desconocidas en magnitud pero no en dirección; de la misma manera su resultante,  $\bar{R}_1$ , será conocida en dirección, pues ha de formar con la fuerza  $\bar{N}_1$ , el ángulo  $\phi_E$ , que representa al ángulo de fricción, tomado en cuenta el efecto del factor de seguridad. Son estas fuerzas  $\bar{R}_1$  y  $\bar{R}_2$  las que se toman en cuenta para construir el polígono dinámico que aparece en la parte c de la figura, en vez de las componentes  $\bar{T}_1$  y  $\bar{N}_1$ .

El dinámico de la cuña I comenzará a construirse por  $W_1$ , que es conocida en magnitud y posición. A continuación será preciso suponer un factor de seguridad para la combinación de las dos cuñas. Con base en tal hipótesis y con la ecuación (6-37), se conocerán en magnitud y posición las fuerzas  $C_1$  y  $C_3$  que se pueden llevar al dinámico. En realidad, en la figura el polígono dinámico se empezó por  $C_3$ , por razones de dibujo. Por el extremo  $C_1$  se podrá trazar una línea que tenga la misma dirección que  $\bar{R}_1$  (parte b de la figura) y por el origen de  $C_3$  una línea que tenga la misma dirección que  $E$ . De esta manera,



Ley de resistencia al esfuerzo cortante en el terraplén:  
 $s = c + \bar{\sigma} \text{tg } \phi$

Hipótesis:  
 $\alpha = \phi_E$   
 $\phi_E = \text{áng. tg } \frac{\text{tg } \phi}{F_s}$



Los números indican el orden de construcción del dinámico de la cuña II.

Nota:  
 $C_3$  es hacia abajo en el dinámico de la cuña I y hacia arriba en el de la II.

Figura VI-39. Método de la cuña.

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

Sobre el dinámico de la cuña I se puede construir el de la cuña II, llevando  $W_2$ , de manera que  $C_3$  y  $E$ , que son conocidas, se superpongan con las fuerzas previamente dibujadas (ver parte *c* de la figura). Aplicando la ecuación (6-37) a la cuña II, se podrá calcular  $C_2$  para el factor de seguridad supuesto. Por el extremo de  $C_2$  podrá llevarse una línea con la dirección de  $\bar{R}_2$ .

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

## VI-6 TERRAPLENES SOBRE SUELOS BLANDOS

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

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

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

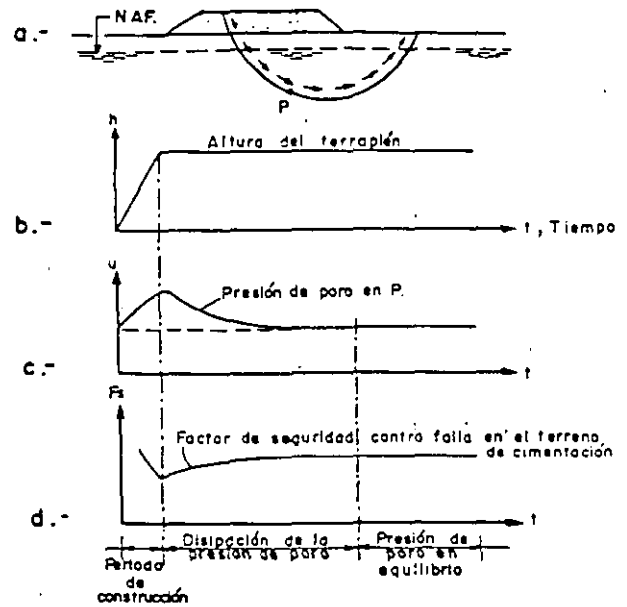


Figura VI-40. Variación de las condiciones con el tiempo en un terraplén construido sobre un suelo blando (Ref. 69).

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

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

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



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

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

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

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

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

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

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

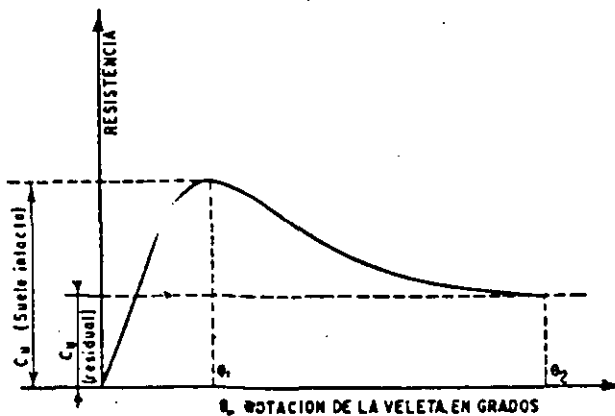


Figura VI-41. Curva típica de resistencia de una arcilla blanca con prueba de veleta (Ref. 71).

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

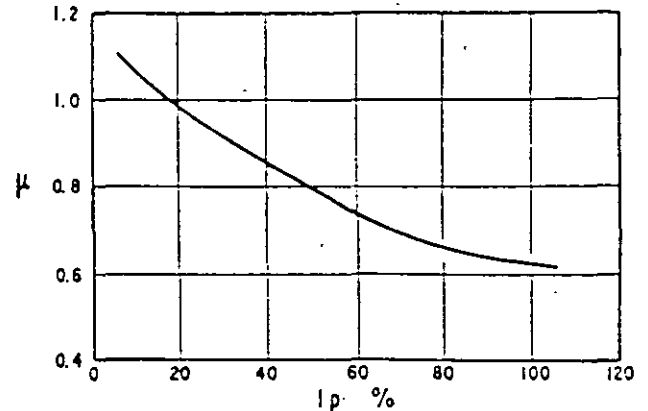


Figura VI-42. Factor de corrección para obtener la resistencia de proyecto, a partir de pruebas de veleta (Ref. 69).

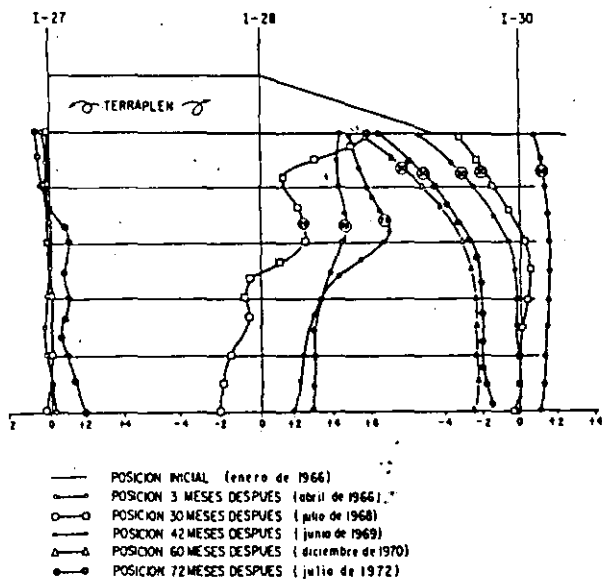
cripciones de este tipo de investigaciones, que contienen información de interés.

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

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

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

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



NOTAS:  
 1.- El inclinómetro I-28 se cerró a los 42 meses de iniciar las mediciones.  
 2.- En el inclinómetro I-27, solo se dibujaron los gráficos para 3, 30 y 72 meses.

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

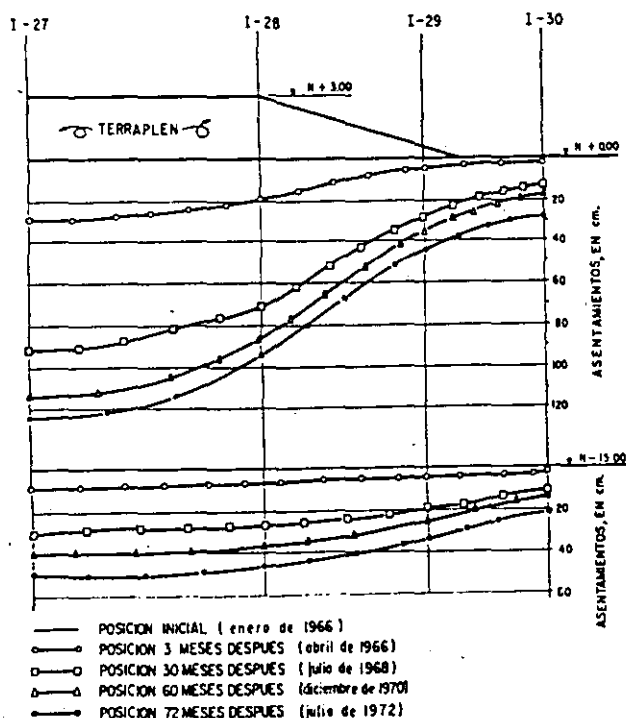


Figura VI-44. Resultados de medición con torpedo de asentamiento, en una sección del mismo terraplén de prueba a que se refiere la figura VI-43.

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

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

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

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

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

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

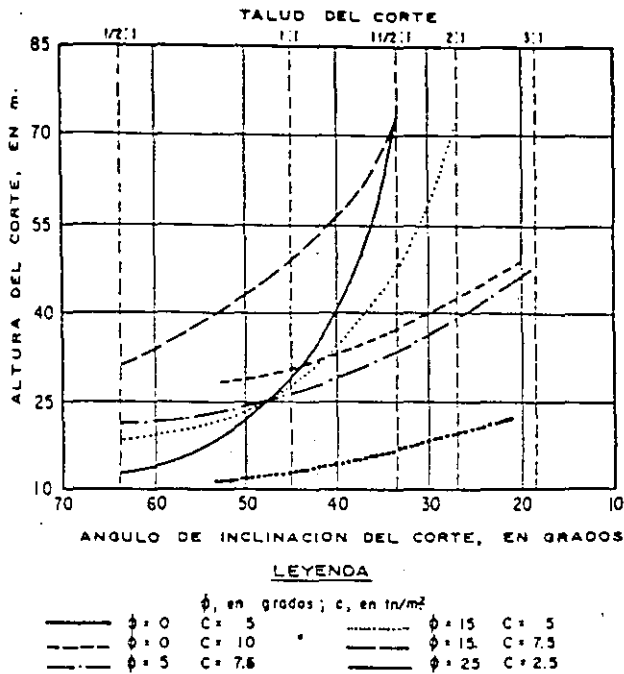


Figura VI-45. Altura de un corte en función de valores de C y  $\phi$  (Ref. 79).

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Tabla VI-5  
Taludes recomendados en cortes

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Granito sano y masivo.					Descopetar a 1/2:1 la parte intemperizada si la hay.
Granito sano fisurado en bloques.					Amacizar taludes según la disposición de los bloques.
Granito exfoliado, grandes bloques empacados en arena.					No se considera recomendable la construcción de berma en el cambio de talud.
Granito exfoliado, grandes bloques empacados en arcilla arenosa.					Se recomienda construir banqueta con el objeto de recibir en ella los pequeños desprendimientos que normalmente se presentan.
Granito totalmente intemperizado (tucuruquay).					Si el producto de la intemperización del granito es arena fina, limosa o arcillosa, se recomienda proyectar banqueta de 1 m para cortes hasta de 15 m; y de 3 m para cortes mayores.
Dioritas.	Se recomienda tomar en cuenta las mismas observaciones que se hacen para los granitos, dependiendo del grado de intemperismo de la roca.				
Andesita fisurada, sin alteración.					Se recomienda amacizar siguiendo los planos de fisuramiento.
Andesita fracturada y poco alterada.					Se puede construir berma de 4 m al cambiar talud si la parte inferior del corte no contiene arcilla en las fracturas y estas están cerradas.
Andesita fracturada y alterada.					Se recomienda descopetar con talud 1:1 la parte superficial más alterada. Si existe flujo de agua deberá proyectarse un subdrenaje adecuado.

Tabla VI-5  
(Continuación)

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Riolitas sanas o fracturadas en grandes bloques, con sistemas de fracturamiento a 90° horizontal y verticalmente.					Se recomienda amacizar siguiendo los planos de fracturamiento, así como descopetar a 1:1 la parte intemperizada.
Diabasa sana poco fracturada.					Se recomienda amacizar.
Basalto fracturado, sano.					Descopetar 1/2:1 la parte superior del corte, si el fracturamiento es muy intenso. Si hay una capa intemperizada descopetar 1:1.
Basalto fracturado en bloques de todos tamaños.					Si los fragmentos están sueltos y sin suelo, o empacados en arcilla o limo suave con flujos de agua.
Basalto fracturado en bloques de todos tamaños.					Si los fragmentos están empacados en arcilla firme sin que existan flujos de agua.
Basalto muy fracturado y en proceso muy avanzado de intemperización.					En zonas muy lluviosas se recomienda construir al pie del talud una banqueta de 1 m para cortes hasta de 15 m y de 3.0 m para cortes mayores de 15 m.
Corrientes basálticas intercaladas con rocas piroclásticas y tezontles.		Se recomienda definir el contacto entre el basalto y las rocas piroclásticas para darle a cada uno su talud correspondiente. Las rocas piroclásticas requieren talud de 1:1 si se encuentran sueltas o de 3/4:1, si se encuentran compactos o son materiales muy gruesos.			
Tezontle masivo.					Si el tezontle es de grano fino y está suelto, se propone aplicar las mismas recomendaciones que para el resto de las piroclásticas.
Tobas, tobas brechoideas, andesíticas, riolíticas o basálticas, sanas o ligeramente fisuradas.					Si están intemperizadas en la parte superior del corte, se recomienda descopetar el corte a 1/2:1.
Tobas, tobas brechoideas, andesíticas, riolíticas o basálticas, sanas o ligeramente fisuradas.					Si existe un flujo de agua importante, se recomienda construir berma de 4 m a la mitad de la altura, impermeabilizándola.

Tabla VI-5  
(Continuación)

TIPO DE MATERIAL.	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Tobas, tobas brechoiles, riolíticas, andesíticas o basálticas poco intemperizadas.					Se recomienda descopetar a 3/4:1 la parte superior si el fracturamiento o intemperismo es intenso.
Tobas, tobas brechoiles, riolíticas, basálticas o andesíticas muy intemperizadas.					Cambio de talud a la mitad de la altura en cortes mayores de 15 m.
Lutita dura y resistente, con echado casi horizontal, poco fracturada.					No construir contracunetas si no son bien impermeables. Descopetar a 3/4:1 la parte superior más intemperizada.
Lutita suave de resistencia media muy fracturada.					No construir contracunetas si no son bien impermeables. Descopetar 1:1 la parte superficial más intemperizada.
Areniscas sanas fuertemente cementadas, estratificación mal definida horizontal o a favor del corte.					Descopetar 3/4:1 la parte muy intemperizada.
Arenisca poco cementada, muy alterada con flujos de agua.					Descopetar 1:1 la parte superficial muy intemperizada.
Conglomerado brechoile bien cementado con matriz silicosa o calcárea.					Se recomienda amacizar eliminando todos los fragmentos sueltos.
Conglomerado pobremente cementado con matriz arcillosa.					Si la matriz arcillosa se encuentra saturada o sometida a fuertes cambios de humedad, se recomienda para cortes mayores de 10 m construir banquetas de 1 m y bermas de 4 m a la mitad de la altura.
Caliza fracturada con echado casi a favor del corte con estratificación gruesa o mal definida.					Se recomienda descopetar 1:1 la parte superior alterada o muy fracturada.
Calizas sanas con estratificación fina horizontal o a favor del corte.					Descopetar 1:1.

Tabla VI-5  
(Continuación)

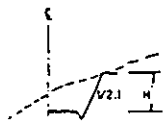
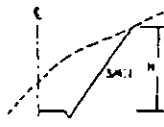



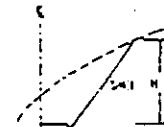
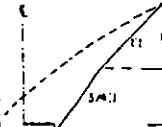
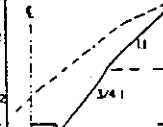
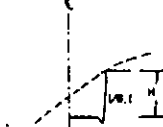
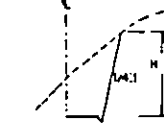
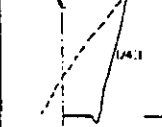

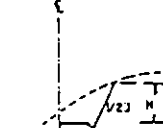


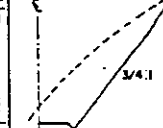
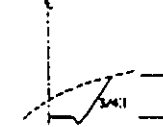
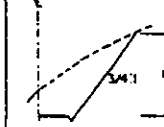
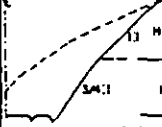



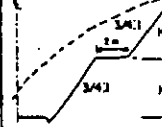

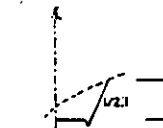

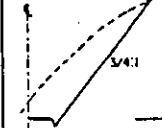

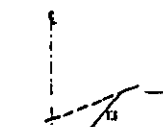
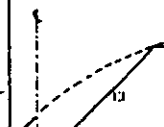
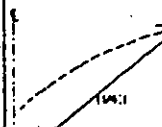
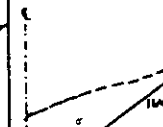
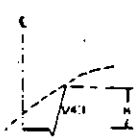

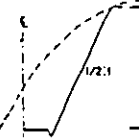

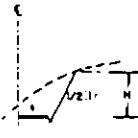
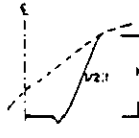
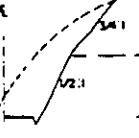
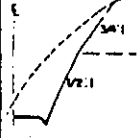
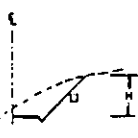
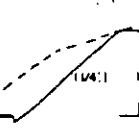
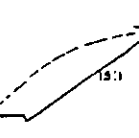
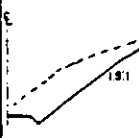

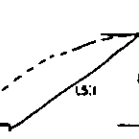
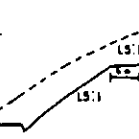
TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Caliza intemperizada con flujo de agua.					Proyectar subdrenaje con contracunetas impermeables.
Caliza sana con echado contra el corte entre 30° y 45°, con lubricante arcilloso entre estratos.	Dar el talud correspondiente al echado. Si la roca está muy fracturada, proyectar berna impermeabilizada de 4 m a la mitad de la altura. Contracunetas impermeables.				
Caliza muy fracturada e intemperizada.					Contracuneta impermeable.
Caliza sana poco fracturada con echado contra el corte entre 30° y 45°.					Se puede considerar como si el echado fuera horizontal.
Caliza muy poco intemperizada y fracturada, con echado entre 45° y 30° contra el corte.					Descopetar la zona más fracturada a 1:1. Contracuneta impermeabilizada.
Pizarras	Mismas recomendaciones que para calizas.				
Agglomerado medianamente compacto con finos no plásticos.					Contracuneta impermeabilizada, para cortes mayores de 10 m construir banqueta de 1.0 m en el pie del talud.
Agglomerado medianamente compacto con finos plásticos.					Contracunetas impermeabilizadas. Para corte mayor de 10 m proyectar berna de 2 m a la mitad de la altura y para corte mayor de 15 m aumentar el ancho a 4 m.
Arenas limosas y limos compactos.					Descopetar 1:1 la parte superior más intemperizada, si son materiales fácilmente erosionables deberá proyectarse talud de 1:1 y proteger con pasto.
Arenas limosas y limos poco compactos.					Contracuneta impermeable. Descopetar a 1:1 a la parte más intemperizada. Para cortes mayores de 15 m proyectar banqueta de 3 m al pie del talud.

Tabla VI-5  
(Continuación)

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Arenas limosas y limos muy compactos (tepetate).					Descopetar la parte superior suelta.
Arcillas poco arenosas firmes (homogéneas).					Descopetar 1:1 la parte interperizada. Si existe flujo de agua proyectar subdrenaje.
Arcillas muy suaves expansivas y compresibles.					* Para cortes mayores de 15 m proyectar berma a la mitad de la altura bien drenada.
Caolín producto de la intemperización de granitos o dioritas.					Cubrir con pasto el talud para cortes mayores de 8 m proyectar berma de 6 m bien drenada. (altura máxima 16 m)
Arenas limpias poco o nada compactas.	Su ángulo de fricción interna con banquetas de 1.00 m en la base.				Cubrir los taludes con pasto.

\* La construcción de la berma requerirá de una contrapendiente con objeto de drenar el agua por medio de cunetas que deberán ser impermeables, pues si no lo son se podría tener una filtración que pondría en peligro la parte inferior del corte al establecerse una superficie de falla ocasionada por la disminución de la resistencia al esfuerzo cortante del material por efecto de la filtración.



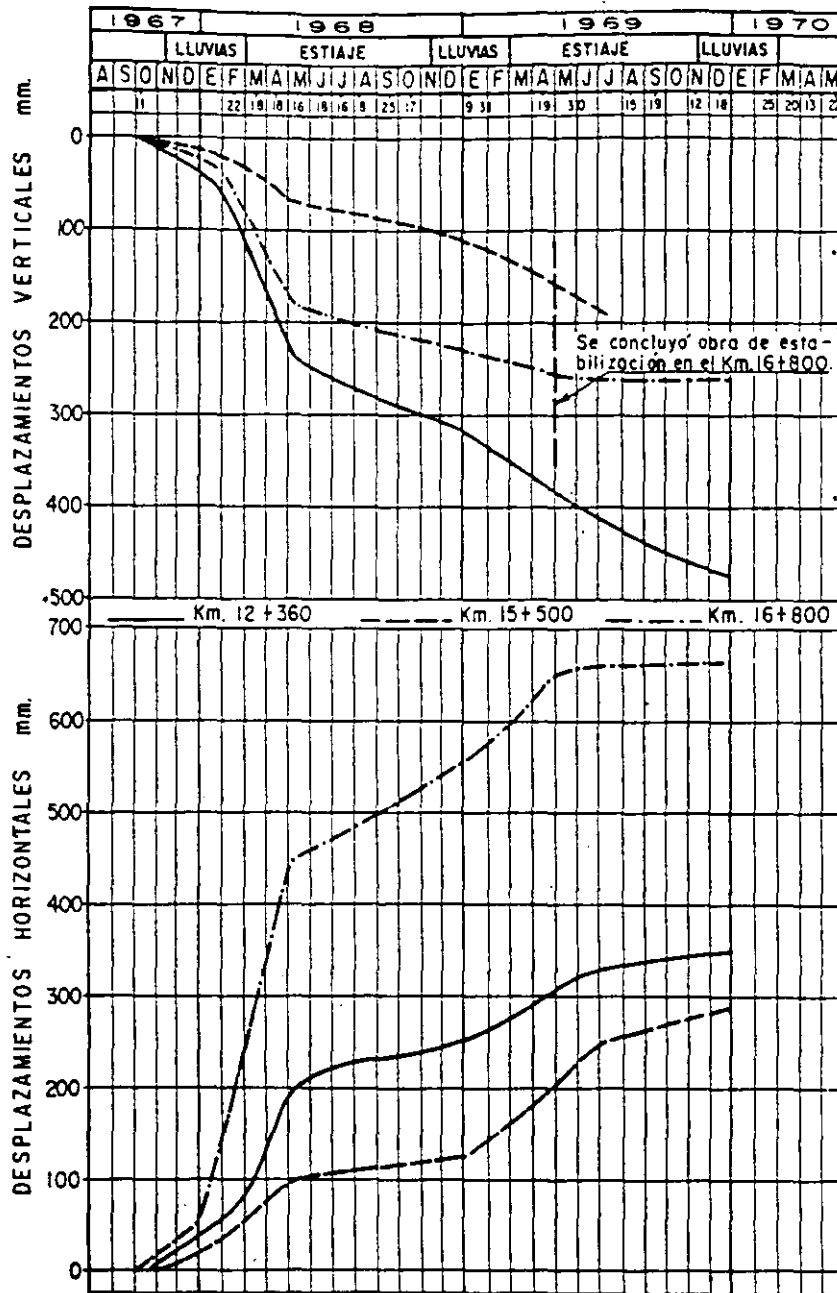


Figura VI-46. Relación entre la precipitación pluvial regional y la magnitud de los movimientos de varias fallas. Carretera Tijuana-Ensenada.

En general, las causas de los deslizamientos pueden ser externas o internas.

Las externas producen aumento en los esfuerzos cortantes actuantes sin modificar la resistencia al esfuerzo cortante del material. El aumento en la altura del talud o el hacerlo más escarpado, son causas de este tipo, como también lo son la colocación de cualquier tipo de sobrecarga en la corona del talud o la ocurrencia de sismos.

Las causas internas son las que ocurren sin cam-

bio en las condiciones exteriores del talud. Deben ligarse siempre a una disminución de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo constitutivo. El aumento de presión de poro o la disipación de la cohesión son causas de esta clase.

En la tabla VI-7 (Ref. 8) se presentan los factores que más comúnmente contribuyen a elevar los esfuerzos cortantes actuantes en una ladera o un talud.

TABLA VI-6 (Ref. 2)  
Factores que producen los deslizamientos

Agente	Proceso que pone al agente en acción	Medio por el cual actúa el agente	Materiales más sensibles a la acción del agente	Naturaleza física de la acción del agente	Efectos sobre la estabilidad
Erosión y transporte.	Procesos constructivos o erosiones.	1. Aumenta la altura o la inclinación del talud.	Todos los materiales.	Cambios en el estado de esfuerzos.	Aumento de los esfuerzos cortantes.
			Arcillas rígidas o fisuradas. Lutitas.	Cambios en los estados de esfuerzos y abertura de fisuras.	Aumento de los esfuerzos cortantes. Se desencadena el proceso 8.
Esfuerzos tectónicos.	Movimientos tectónicos.	2. Deformaciones grandes de la corteza terrestre.	Todos los materiales.	Aumenta el ángulo de talud.	Aumento de los esfuerzos cortantes.
Esfuerzos tectónicos o uso de explosivos.	Temblores o explotación con explosivos.	3. Vibraciones de alta frecuencia.	Todos los materiales.	Cambios de esfuerzos transitorios.	Aumento de los esfuerzos cortantes.
			Loess, arenas ligeramente cementadas y gravas.	Alteración de los nexos interparticulares.	Disminución de la cohesión y aumento de los esfuerzos cortantes.
			Arena fina o media, suelta y saturada.	Reacomodo de granos.	Licuefacción.
Peso del material que forma el talud.	Construcción del talud.	4. Deslizamiento superficial.	Arcilla dura o fisurada. Lutita. Remanentes de viejos deslizamientos.	Apertura de fisuras cerradas y producción de nuevas fisuras.	Disminución de la cohesión. Se acelera el proceso 8.
		5. Deslizamiento en estratos débiles al pie del talud.	Materiales duros sobre estratos blandos.		
Agua.	Lluvias o fusión de nieve.	6. Desplazamiento de aire en los vacíos.	Arena húmeda.	Aumentos de presión de poro en el agua.	Disminución de resistencia.
		7. Desplazamiento de aire en juntas abiertas.	Roca junteada. Lutitas.		
		8. Reducción de presiones capilares asociada con expansión.	Arcilla dura y fisurada. Algunas lutitas.	Expansión.	Disminución de la cohesión.
		9. Descomposición química.	Cualquier roca.	Debilitamiento de los nexos interparticulares.	
		10. Expansión del agua por congelación.	Roca junteada.	Apertura de fisuras cerradas y producción de nuevas fisuras.	Disminución de la cohesión.
	Congelación del terreno (Ref. 80).	11. Formación de lentes de hielo en el suelo.	Limos y arenas limosas.	Aumento en el contenido de agua del suelo congelado.	Disminución de la resistencia por fricción.
		12. Contracción.	Arcilla.	Agrietamiento por contracción.	Disminución de la cohesión.
	Vaciado rápido.	13. Flujo hacia el pie del talud.	Limos y arenas finas.	Aumento de presión de poro en el agua.	Disminución de la resistencia por fricción.
	Fluctuaciones en la elevación del nivel freático.	14. Reacomodo de granos.	Arena media a fina, suelta, saturada.	Aumento de presión de poro en el agua.	Licuefacción.
	Ascenso de nivel freático en un acuífero distante.	15. Elevación del nivel piezométrico en el material que forma el talud.	Estratos de arena o limo entre o debajo de estratos de arcilla.	Aumento de presión de poro en el agua.	Disminución de la resistencia por fricción.

TABLA VI-6 (Ref. 2)  
(Continuación)

Agente	Proceso que pone al agente en acción	Medio por el cual actúa el agente	Materiales más sensibles a la acción del agente	Naturaleza física de la acción del agente	Efectos sobre la estabilidad
	Flujo interno de agua.	16. Flujo hacia el talud.	Limo saturado.	Aumento de presión de poro en el agua.	Disminución de la resistencia por fricción.
		17. Desplazamiento de aire en los vacíos.	Arena fina húmeda.	Disipación de la tensión superficial.	Disminución de la cohesión.
		18. Remoción de cementantes solubles.	Loess.	Debilitamiento de los nexos interparticulares.	
		19. Erosión interna.	Limo o arena fina.	Tubificación.	Aumento de los esfuerzos cortantes.

TABLA VI-7

Factores más comunes que contribuyen a aumentar los esfuerzos cortantes actuantes en un talud

1. Remoción de soporte que comprende:
  - 1-a Erosión.
    - 1-a.1 Por corriente y ríos.
    - 1-a.2 Por glaciares.
    - 1-a.3 Por acción de oleaje o corrientes marinas.
    - 1-a.4 Por procesos sucesivos de humedecimiento y secado (brisa, congelamiento, etc.).
  - 1-b Modificación del talud previo por caídos, deslizamiento, asentamiento o cualquier otra causa.
  - 1-c Actividad humana.
    - 1-c.1 Cortes y excavaciones.
    - 1-c.2 Remoción de muros de retención o tablestacados.
    - 1-c.3 Vaciado de lagos, lagunas o depósitos de agua.
2. Sobrecarga.
  - 2-a Por causas naturales.
    - 2-a.1 Peso de lluvias, nieve, etc.
    - 2-a.2 Acumulación de materiales por caídos, deslizamientos u otras causas.
  - 2-b Por actividad humana.
    - 2-b.1 Construcción de rellenos.
    - 2-b.2 Edificios y otras sobrecargas en la corona.
    - 2-b.3 Eventuales fugas de agua de tubería y ductos.
3. Efectos transitorios, como sismos.
4. Remoción de materiales subyacentes que proporcionaban soporte.
  - 4-a Por ríos o mar.
  - 4-b Por meteorización.
  - 4-c Por erosión subterránea por flujo de agua (tubificación, lavado de solventes, etc.).
  - 4-d Por actividad humana. Excavación o minería.
  - 4-e Por pérdida de resistencia del material subyacente.
5. Aumento de presión lateral.
  - 5-a Por agua en grietas y fisuras.
  - 5-b Por congelación del agua en grietas.
  - 5-c Por expansión de arcillas susceptibles.

En la tabla VI-8 (Ref. 8) se presentan los factores que causan con mayor frecuencia una disminución en la resistencia al esfuerzo cortante de los materiales constitutivos de laderas y taludes.

TABLA VI-8

Factores que más comúnmente contribuyen a disminuir la resistencia al esfuerzo cortante en laderas y taludes (Ref. 8)

1. Factores inherentes a la naturaleza de los materiales.
  - 1-a Composición.
  - 1-b Estructuración.
  - 1-c Estructuras secundarias o heredadas.
  - 1-d Estratificación desfavorable.
2. Cambios por meteorización y actividad físico-química.
  - 2-a Procesos de humedecimiento y secado.
  - 2-b Hidratación.
  - 2-c Remoción de cementantes.
3. Efecto de las presiones de poro, incluyendo las debidas al flujo de agua.
4. Cambios en la estructura, incluyendo fisuración por liberación de esfuerzos y degradación estructural bajo los esfuerzos cortantes previamente actuantes.

#### VI-9 IDENTIFICACION DE PROBLEMAS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN EL CAMPO

El reconocimiento de las posibles futuras fallas de laderas o taludes en el campo y su identificación con fines de una clasificación que norme el criterio del ingeniero responsable se han hecho tradicionalmente con base en un juicio experimental que interpreta signos vistos sobre el terreno, dentro del marco de una experiencia precedente; estos signos consisten sobre todo en deformaciones, agrietamientos y manifestaciones del régimen de flujo interno de las aguas. Esta metodología de trabajo lleva, naturalmente, a

una interpretación cualitativa y aun subjetiva del estado de la estabilidad de un talud y del riesgo de su falla. En páginas subsecuentes de este mismo párrafo se darán algunas ideas prácticas para ayudar al correcto enfoque de ese método de trabajo.

Claro está que resultaría muy deseable el establecimiento de algún método teórico, seguro y confiable, para juzgar si una ladera o talud específico está en condición crítica o para evaluar el riesgo de su deslizamiento catastrófico. Podría pensarse que si el talud ha sido "calculado", al conocer su factor de seguridad se tendría una medida cuantitativa inmediata de su condición. Independientemente de que en las vías terrestres muchos taludes no pueden calcularse, una confianza excesiva en el método de medición anterior implicaría una fe en los resultados de los métodos de cálculo, difícilmente aceptable a la luz de las incertidumbres, ya comentadas, dentro de las que dichos métodos se han de aplicar. El factor de seguridad de cálculo se debe verificar o calibrar de acuerdo con información que provenga del talud ya construido. El modo de lograr esto es lo que hoy se echa de menos, independientemente de que existan alentadoras tentativas al respecto, alguna de las cuales se menciona en lo que sigue.

Se trata de encontrar alguna relación teórica entre la condición del talud y algún resultado de laboratorio fácil de obtener y de interpretar. La condición del talud se habrá de expresar con base en su comportamiento, que se obtiene de un conjunto continuo y suficientemente detallado de mediciones de campo, resultado a su vez de un programa de instrumentación de campo adecuado y cuidadoso; este aspecto se tratará en un capítulo especial dentro de esta obra.

En las Refs. 81 y 82 se presenta un intento para relacionar la condición de un talud en cuanto a su estabilidad con los resultados de pruebas de laboratorio, de compresión simple o triaxiales, en que se estudia la deformación de los suelos bajo cargas menores que las correspondientes a la falla convencional; de esta manera es posible conocer la velocidad de deformación de los suelos en diferentes condiciones de prueba. En las referencias mencionadas se establece un método que permite cuantificar el riesgo de la falla y aun el momento en que ésta se producirá, si tal es el caso, en función de las velocidades de deformación en pruebas de laboratorio y de los tiempos que transcurran hasta la falla de los especímenes. Independientemente de lo "refinadas" que estas ideas pudieran parecer a los ingenieros acostumbrados a proyectar y construir vías terrestres en el momento presente, no cabe duda de que representan líneas de investigación cuya utilidad puede ser muy grande en un futuro próximo.

No siempre la falla de un talud ha de ligarse a un deslizamiento catastrófico; una deformación excesiva pudiera atacar a las bases de funcionalidad estructural en forma suficiente como para producir una falla práctica. No existen tampoco métodos conven-

cionalmente aceptados y de uso común para cuantificar la magnitud de las deformaciones que pueda sufrir un terraplén formado por materiales compactados. Un interesante método de cálculo para tal fin aparece en la Ref. 83.

Las condiciones de estabilidad de un talud dependen en general de factores propios de los materiales constitutivos, tales como su naturaleza, estructura, estratigrafía, condiciones de meteorización, y de todo un conjunto de circunstancias externas al propio talud o ambientales, como la topografía de la zona, el clima, la vegetación, etc. Las condiciones de régimen hidráulico superficial e interno son vitales. El conjunto de todos los factores que influyen arroja al problema un número tal de variables que lo convierte en uno de los más complejos que afronta el ingeniero dedicado a las vías terrestres. El auxilio de la fotointerpretación, cuyo detalle queda fuera del alcance de este libro, debe verse como fundamental para el encasillamiento correcto de todos los elementos de juicio provenientes del campo.

El problema de reconocer e identificar deslizamientos tiene dos aspectos importantes (Ref. 8). El primero se refiere a identificar el deslizamiento en sí mismo, para saber si han ocurrido u ocurrirán movimientos que sean indicio de inestabilidad. El segundo aspecto, igualmente importante, se refiere a identificar y clasificar el tipo de deslizamiento que está ocurriendo o que sea susceptible de presentarse.

En el caso de una vía terrestre de nueva construcción, una vez que se adquiriera una idea general de las condiciones de estabilidad de una zona por medio de mapas geológicos y fotointerpretación, será preciso visitarla para inspeccionar las condiciones sobre el lugar. En tal inspección se deberá proceder siempre yendo del panorama general a los detalles particulares. Se deberá conceder especial atención a la inclinación de las laderas y sus cambios, relacionándolos con las variaciones de materiales que indique la geología superficial. Se buscarán muy especialmente signos específicos, tales como manantiales, venarios, encharcamientos y, desde luego, grietas; todos los signos del deslizamiento superficial son importantes, pues es muy conveniente la detección de esta clase de falla en las etapas más tempranas del proyecto.

Sin embargo, es claro que en la gran mayoría de los casos será muy difícil prever la existencia de futuros deslizamientos y fallas, y el ingeniero deberá limitarse a extremar sus precauciones en aquellos lugares en que exista una secuencia de materiales digna de desconfianza. Algunas de éstas son:

1. Toda clase de formaciones de roca o suelo duros, que sobreyacen a rocas muy fragmentadas, suelos blandos o materiales muy intemperizables.
2. Laderas de arcilla blanda o lutitas, sobre todo si en otras zonas de la ladera se detectan fallas o si están fisuradas.

3. Depósitos de talud o de piemonte que descansan contra y sobre estribaciones y lechos de roca firme.
4. Laderas a cuyo pie existan causas de erosión, como el mar o corrientes de agua.
5. Formaciones de roca o suelos residuales cuyo echado o cuyas estructuras heredadas sean desfavorables, respecto a la excavación que se practique para alojar la vía terrestre.

El ingeniero y su actuación son frecuente causa de problemas de inestabilidad, como ya se dijo antes (ver párrafo VI-8).

Respecto a un deslizamiento en desarrollo y ya planteado, lo importante es clasificarlo, pues los métodos correctivos en que pueda pensarse dependerán de su tipo y características. A este respecto, la instrumentación de campo, que se tratará más adelante, es casi el único medio eficaz y seguro de llegar a un conocimiento completo del problema; su utilización se ha desarrollado mucho en los últimos años y, sin duda, lo hará más en el futuro.

La tabla VI-9 (Ref. 8) presenta una recopilación de los signos exteriores más usuales de los distintos tipos de fallas, por los que será posible reconocerlas y clasificarlas.

La habilidad para ver y reconocer pequeños agrietamientos e interpretarlos es uno de los mayores dones que le es dado poseer a un ingeniero dedicado a este tipo de problemas. Se le debe cultivar, calibrar y desarrollar cuidadosamente. Puede orientar mucho para conocer el mecanismo cinemático de la falla allí donde no se haga una instrumentación detallada y será siempre una ayuda valiosísima para programar ésta.

Es frecuente que la dirección de las grietas sea normal a la de los movimientos del suelo, pero ésta no es, claro está, una regla general. Por ejemplo, las grietas en los flancos de una falla pueden ser prácticamente paralelas a su movimiento. En fallas rotacionales las grietas suelen ser curvas, marcando la zona de falla. Las grietas en escalón son a veces el primer signo precursor de inestabilidad y un levantamiento completo de ellas suele dar un magnífico contorno de la falla por venir.

La Fig. VI-47 (Ref. 8) muestra el mapa típico de agrietamiento en torno a un deslizamiento de tierras.

En una falla traslacional es común que las grietas sean muy poco curvas y su espesor es similar desde la cabeza hasta el pie de la falla.

#### VI-10 PREVENCIÓN DE FALLAS

Es evidente que la mejor manera de resolver los problemas de estabilidad de taludes es no tenerlos. Esta es una regla de oro que deberá tener siempre en mente el proyectista de vías terrestres y ningún criterio alternativo será, en principio, ni más seguro

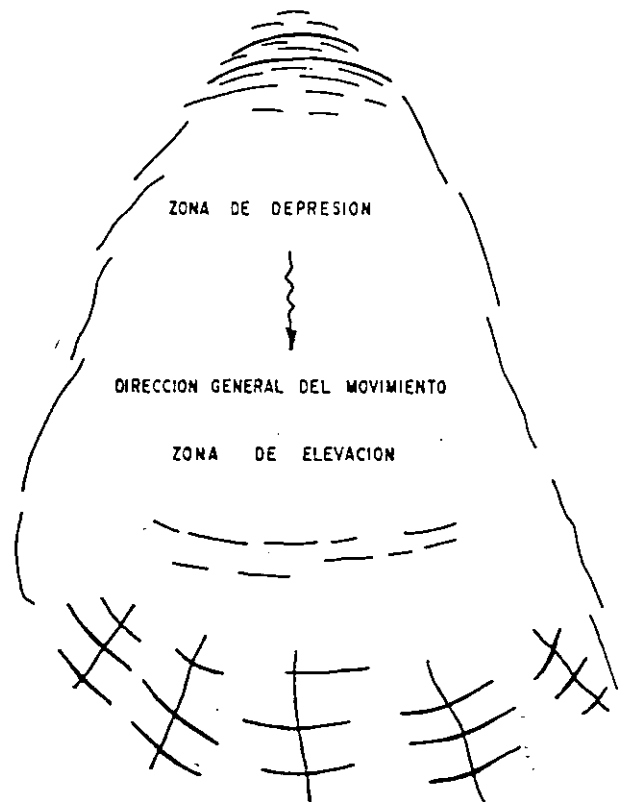


Figura VI-47. Planta típica de agrietamiento en un deslizamiento de tierra (Ref. 8).

ni más económico. El hecho de que a veces sea preciso afrontar riesgos en aras de una localización forzada o elegida o por alguna consideración de otra índole, no invalida la regla básica enunciada.

De hecho, el proyectista de vías terrestres suele tener una libertad bastante amplia sobre una serie de circunstancias que condicionan, en buena parte, la aparición de futuras fallas; por ello, conviene mencionar, así sea brevemente, tales circunstancias para considerarlas, en su momento, como un elemento más de los que servirán para definir la actitud final que se deba adoptar.

En primer lugar, las fallas podrán prevenirse mejor a base de un diseño (por cálculo o receta) más realista, y la posibilidad de mejorar éste descansa en mucho en la exploración que se efectúe (y ha de pensarse tanto en exploración geológica, como en la que se vincula comúnmente con la mecánica de suelos). Hoy, la exploración rutinaria en vías terrestres suele ser escasa y no permite fundamentar en ella diseños muy refinados; cuando hayan de cruzarse formaciones o terrenos en que se sospechen peligros especiales, la exploración se deberá extender. Esto ya se hace en casos extremos, tales como zonas pantanosas o de suelo muy blando, pero usualmente la transición de criterios es un tanto brusca; se pasa de exploración muy escasa casi siempre, a muy detallada en algún caso especial y raro. Debería reflexionarse en si no convendrá establecer grados en los niveles

**TABLA VI-9**  
**Hechos que ayudan a reconocer deslizamientos activos**  
**o recientemente activos**  
 (Consúltense nomenclatura en la Fig. VI-8)

Tipo de movimiento	Clase de material	Partes estables que rodean al deslizamiento			Partes que se han movido			
		Corona o iniciación de la zona fallada	Talud principal (detrás de la zona fallada)	Flancos	Cabeza	Cuerpo	Base	Pie
<b>Caldos y derrumbes.</b> 1) Caída de rocas.	Roca	Roca suelta, grietas probables detrás de la línea de falla, aspecto irregular caracterizado por sistemas de juntas.	Normalmente casi vertical, irregular, liso, roca de aspecto fresco. Roca juntaada.	En general filos de roca limpios.	Generalmente no está bien definida. El material caído forma un montón de rocas cerca del escarpio.	Superficie irregular con fragmentos de roca. Si es muy grande y si tiene árboles o materiales de colores contrastantes, el material puede indicar dirección del movimiento radial desde el escarpio. Puede contener depresiones.	La base comúnmente enterrada. Si está visible presenta generalmente las razones de la falla, tales como roca subyacente débil o estratos socavados por el agua.	Si el caldo es pequeño tiene un talud irregular de detritos. Si la caída de rocas es grande el pie puede tener un contorno redondo.
	2) Caída de suelos (Derrumbes).	Suelos	Grietas detrás de la línea de falla.	Casi vertical. Suelo húmedo. Superficialmente muy agrietado.	Con frecuencia casi verticales.	Generalmente no está bien definida. El material caído forma un montón de rocas cerca del escarpio.	Irregular.	Como el de arriba.
<b>Deslizamiento</b> 1) Circular	Suelo	Numerosas grietas, la mayoría de ellas cóncavas hacia el deslizamiento.	Inclinado, limpio, cóncavo hacia el deslizamiento, comúnmente alto. Puede presentar estrías y zanjas en la superficie, que van de la corona a la cabeza. La parte superior del talud tras la falla puede ser vertical.	Las estrías en los flancos del escarpio tienen grandes componentes verticales cerca de la cabeza y notables componentes horizontales cerca de la base. La altura de los flancos decrece hacia la base. El flanco del deslizamiento puede ser más alto que las superficies originales del terreno entre la base y el pie. Grietas en escalón rodean el deslizamiento en las primeras etapas.	La parte superior del material fallado conserva partes del terreno natural antes de fallar. Se producen al pie del talud principal encharcamientos. Toda la cabeza de falla está surcada por grietas y los árboles en la zona caída apuntan cerro arriba.	La parte del suelo que se mueve se rompe y disgrega. Grietas longitudinales, hufamiento. Generalmente se desarrollan encharcamientos justo arriba de la base.	Normalmente se desarrollan hufamientos transversales y grietas sobre la base. Zona de levantamiento, aumento, o encharcamiento. Los árboles están tendidos o en varios ángulos mezclados entre el material del pie.	Con frecuencia una zona de flujo de tierra con forma lobulada, material rodado encima y enterrado. Los árboles están tendidos o en varios ángulos mezclados entre el material del pie.

de exploración que se apliquen en los diferentes lugares y formaciones, juzgados también con un criterio de ordenamiento según los riesgos que impliquen.

Muchos de los factores geotécnicos que definen el riesgo de fallas son muy difíciles de detectar con exploración convencional. Ello ocurre con grietas, fisuras, discontinuidades pequeñas, superficies de falla previamente formadas, definición de las condiciones de flujo, etc. También muchos de estos factores se pueden conocer mejor con técnicas de instrumentación de campo, que deben verse como importantes auxiliares de la detección y aun de la prevención de fallas.

Mucho de lo que en vías terrestres se puede hacer para prevenir fallas está ligado a cambios en el trazo geométrico de las propias vías, pero aun sin modificar el alineamiento horizontal, un buen trabajo conjunto de trazadores y geotécnicos podrá lograr mucho en esos aspectos, simplemente manejando los alineamientos verticales y las pendientes de la vía; desde luego, este recurso será más manejable en carreteras que en ferrocarriles, por razones obvias. El hecho es que, en general, hoy rigen las mismas reglas de trazado de carreteras en los más diversos tipos de terreno, considerando sólo problemas de pendiente y curvatura y manejando el movimiento de tierras únicamente desde el punto de vista de un balance y de lograr, de un modo bastante ilusorio muchas veces, un costo bajo en los acarreo. Sin embargo, hay lugares en que cualquier terraplén es problemático y otros en que cualquier corte puede ser inseguro. Así, es muy deseable en todos los casos la coordinación entre las reglas del arte de trazar y las consideraciones geotécnicas.

Algunas fallas importantes se podrán prevenir con sólo mantener en mente algunas consideraciones geotécnicas básicas. Por ejemplo, en cortes siempre se debe procurar que al menos el pie del talud permanezca tan "cargado" como sea posible; la descarga suele disminuir de por sí la resistencia al esfuerzo cortante de suelos y rocas y libera los esfuerzos horizontales residuales, lo que tiende a expandir los taludes.

Otra regla que podría citarse es que cuanto menor sea el volumen de la excavación para un corte y menos tendidos sus taludes, menor será la cantidad de agua que la estructura reciba en una lluvia. En grandes cortes, esta cantidad de agua puede ser suficiente motivo para obligar a un proyecto escalonado, con cunetas en las partes interiores de los escalones, para eliminar prontamente el agua colectada por la estructura, pero muchas veces un sencillo talud casi vertical puede tener éxito allí donde puede fracasar uno muy complicado, de sección compuesta; el ejemplo típico lo constituyen los cortes en loess, donde la lluvia "lava" los cementantes naturales del material.

En terraplenes, ya se discutió el efecto de construirlos con taludes poco o muy tendidos. En el primer caso, se concentran esfuerzos en el pie; en el se-

gundo se propician asentamientos al aumentar el área de apoyo.

En los procedimientos constructivos radican otras muchas posibilidades de aumentar o disminuir el riesgo de las fallas. No se mencionarán aquí los problemas derivados del uso inhábil de los explosivos al practicar cortes en rocas, pero a él se debe una proporción no desdeñable de las fallas que ocurren en esos materiales.

También en este sentido se podrían mencionar algunas reglas de validez frecuente. Por ejemplo, un corte en pendiente se debe atacar de preferencia cuesta arriba, para drenar con facilidad el agua que llueva o brote. También suele dar buen resultado atacar el corte en estratos, prácticamente en toda su longitud, pues así se abate de manera uniforme el nivel del agua en el subsuelo y no se crean grandes frentes no drenados.

La omisión de escalones de liga (capítulo III) en terraplenes sobre laderas inclinadas ha causado problemas en muchos casos, no sólo por fallas catastróficas, sino también por la demanda de una conservación excesiva en estructuras que se mueven con lentitud.

Existe la costumbre de construir los cortes inicialmente con un talud más escarpado que el de proyecto, el cual se afina al terminar la excavación, para llegar a la inclinación final. Esta práctica debe verse siempre como inapropiada, pues el corte se mantiene con estabilidad precaria un cierto tiempo; independientemente de que esto invita al desarrollo de fallas, el someter a los suelos a esfuerzos excesivos, sobre todo cerca del coronamiento, abre grietas y fisuras y puede causar una degradación estructural muy perjudicial para su futura resistencia.

## VI-11 METODOS MECANICOS PARA CORREGIR FALLAS EN LADERAS Y TALUDES

En este párrafo se tratarán someramente los principales métodos a disposición del ingeniero para corregir problemas de laderas o taludes inestables, o para reconstruir zonas falladas. Sin embargo, en este lugar sólo se tratarán los métodos correctivos que no tengan relación con técnicas de drenaje o subdrenaje, objeto de un capítulo especial posterior. Por cierto, ha de señalarse que muchas de las correcciones que se hagan en zonas falladas estarán ligadas al aspecto del drenaje, pues, como ya se señaló en repetidas ocasiones, la acción del agua superficial o subterránea tiene gran influencia en la estabilidad de las masas de tierra; por ello, el contenido de este párrafo se debe ver como incompleto y no se podrá definir el panorama general independientemente del capítulo posterior a que se ha hecho mención. Con fines de clasificación sí se citarán los métodos correctivos, basados en drenaje y subdrenaje, en las tablas correspondientes. A falta de mejor palabra, los métodos correctivos que se tratan se han llamado "mecánicos".

Todos los métodos correctivos siguen una o más de las siguientes líneas de acción.

1. Evitar la zona de falla.
2. Reducir las fuerzas motoras.
3. Aumentar las fuerzas resistentes.

El evitar la zona de falla suele estar ligado a cambios en el alineamiento de la vía, sea el horizontal o el vertical; a la remoción total de los materiales inestables o a la construcción de estructuras que se apoyen en zonas firmes, tales como puentes o viaductos.

La reducción de las fuerzas motoras se puede lograr, en general, por dos métodos: remoción de material en la parte apropiada de la falla y subdrenaje, para disminuir el efecto de empujes hidrostáticos y el peso de las masas de tierra, que es menor cuando pierden agua.

Por lo común, la línea de acción que ofrece más variantes es la que persigue aumentar las fuerzas resistentes; algunas de éstas son: el subdrenaje, que aumenta la resistencia al esfuerzo cortante del suelo; la eliminación de estratos débiles u otras zonas de falla potencial; la construcción de estructuras de retención u otras restricciones y el uso de tratamientos, generalmente químicos, para elevar la resistencia de los suelos al deslizamiento.

En la tabla VI-10 (Ref. 8), se presenta un resumen de los principales métodos para la corrección de fallas. Reconociendo que no existe una frontera demasiado rígida entre los métodos de corrección y los de prevención, el título de la tabla cita ambos conceptos, por lo que dicha tabla se puede ver como complemento del párrafo VI-10 de este mismo capítulo.

A continuación se discutirán con algún detalle los principales métodos mecánicos para corregir fallas en taludes de laderas naturales.

#### A. Métodos de elusión

Indiscutiblemente constituyen los medios más seguros para eliminar los problemas derivados de deslizamientos y fallas, pero no siempre se pueden utilizar. En otras ocasiones se podrán emplear sólo parcialmente, en el sentido de que no se pueda evitar por completo una zona inestable, pero que un ligero cambio de alineamiento haga posible eludir su peor parte o mucha de la longitud de la vía dentro de la zona; en estos casos este tipo de soluciones pueden ser todavía muy valiosos.

Uno de los problemas que mejor responden a la aplicación de estos métodos es el cruzamiento de formaciones inclinadas de suelo o roca, con echado desfavorable a la vía; en estos casos, cambios pequeños del alineamiento horizontal pueden llevar a zonas de mucho menos peligro o inocuas y la eleva-



Un ejemplo de formación geológica desfavorable. Formación de calizas en el camino Tula-Ciudad Victoria.

ción de la rasante puede reducir mucho los problemas. Si un lado de un valle tiene echado desfavorable, es muy posible que el otro lado lo tenga incluso favorable.

En donde no sea posible evitar una zona de deslizamiento potencial o en la que haya ocurrido un deslizamiento, es a veces una buena solución evitar el problema por la construcción de un viaducto que se cimiente en las zonas firmes a ambos lados de problemática. El costo de esta solución suele ser muy alto y, si llega a adoptarse, se deberá elegir siempre una solución estructural que acepte movimientos moderados, pues será difícil garantizar su completa inmovilidad. Con mucha frecuencia la construcción de estructuras de paso se complementa con la completa remoción del material fallado, para proteger la propia estructura de los riesgos del deslizamiento brusco de la masa de tierra o de eventuales empujes sobre sus apoyos.

En muchas laderas inclinadas con condiciones de estabilidad difíciles suele ser una magnífica regla alterar lo menos posible las formaciones naturales por la construcción de la vía. A esta idea corresponde la solución con construcción en "medios viaductos", en



Otro ejemplo de formación geológica desfavorable. Pizarras en el camino Iguala-Ciudad Altamirano.



TABLA VI-10 (Ref. 8)

Resumen de métodos para la prevención y corrección de deslizamientos								
Efecto en la estabilidad del deslizamiento	Método de tratamiento	Uso general		Frecuencia de uso exitoso (1)			Posición del tratamiento en el deslizamiento (2)	Sus mejores aplicaciones y limitaciones
		Preven-ción	Correc-ción	Derrum-be	Desliza-miento	Flujo		
NO SE AFECTA.	I. Método para eludirlo. A. Relocalización. B. Construcción de via-ducto.	X	X	2	2	2	Fuera de los límites del des-lizamiento. Fuera de los límites del des-lizamiento.	Es el mejor método si es económico. Aplicable en trechos cortos de laderas in-clinadas.
		X	X	3	3	3		
SE REDUCE EL ES-FUERZO CORTANTE ACTUANTE.	II. Movimiento de tierras. A. Remoción de la ca-beza. B. Abatimiento de los taludes. C. Escalonamiento de ta-ludes. D. Remoción de todo el material inestable.	X	X	N	1	N	Parte superior y cabeza.	Grandes masas de material cohesivo.
		X	X	1	1	1	En los taludes del corte o terraplén.	Más eficiente en terraplenes sobre suelos friccionantes.
		X	X	1	1	1	En los taludes del corte o terraplén.	En masas superficiales relativamente pe-queñas de material en movimiento.
		X	X	2	2	2	Todo el deslizamiento.	
SE REDUCEN LOS ES-FUERZOS CORTANTES ACTUANTES Y SE IN-CREMENTA LA RESIS-TENCIA AL ESFUER-ZO CORTANTE DEL SUELO.	III. Drenaje. A. Superficial. 1) Cunetas. 2) Tratamiento del talud. 3) Conformación de rasante. 4) Sello de grietas. 5) Sello de planos de juntas y fisuras. B. Subdrenaje. 1) Drenes de penetra-ción transversal. 2) Trincheras estabi-lizadoras. 3) Galerías drenan-tes. 4) Pozos verticales de drenaje. 5) Sifón continuo.	X	X	1	1	1	Encima de la corona.	Esencial en todos los tipos.
		X	X	3	3	3	En la superficie de la masa en movimiento.	Revestimiento de rocas o delantal permea-ble para controlar el flujo.
		X	X	1	1	1	En la superficie de la masa en movimiento.	Benéfico en todos los tipos.
		X	X	2	2	2	Completo de la corona al pie.	Benéfico en todos los tipos.
		X	X	3	3	N	Completo de la corona al pie.	Aplicable o formaciones rocosas.
		X	X	N	2	2	Localizado para interceptar y conducir las aguas sub-terráneas.	Grandes masas de suelo donde existe el flujo subterráneo.
		X	X	N	1	3		Masas de suelo relativamente superficiales con flujo subterráneo.
		X	X	N	3	N		Profundas y grandes masas de suelo con alguna permeabilidad.
		X	X	N	3	3		Masas profundas en deslizamiento, agua subterránea en varios estratos o lentes.
		X	X	N	2	3		Usado principalmente como salida de trin-cheras o pozos de drenaje.

SE AUMENTA LA RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO.	IV. Estructuras de contención. A. Apoyo en la base. 1) Relleno de roca. 2) Relleno de tierra. B. Muros de retención comunes o en celosía. C. Pilotes. 1) Fijos en la superficie de deslizamiento. 2) Sin fijar a la superficie de deslizamiento. D. Anclas en roca. E. Banderillas en taludes.	X         X X	X         X X	N         S S	1         S S	1         N N	Base y pie.  Base y pie.  Base.  Base.  Base.  Encima de la carretera o de la estructura (cortes). Encima de la carretera o de la estructura.	Roca sana o suelo firme a razonable profundidad. Cuando en contrapeso en el pie da resistencia adicional. Masas en movimiento relativamente pequeñas. Se incrementa la resistencia en la superficie de deslizamiento en el monto de la fuerza requerida para hacer fallar a los pilotes. Roca estratificada. Talud deleznable retenido por medio de una pantalla, la cual a su vez se ancla a una formación sólida subyacente.
PRINCIPALMENTE AUMENTA LA RESISTENCIA AL CORTE.	V. Métodos varios. A. Endurecimiento de la masa deslizante. 1) Cementación o tratamiento químico. a) En la base. b) En toda la masa deslizante. 2) Congelamiento. 3) Electroósmosis. B. Uso de explosivos.	     X  X	     X  X	     S  N  N  N	     S  S  S	     S  N  S  N	     Base y pie. En toda la masa deslizante. En toda la masa deslizante. En toda la masa deslizante. En la mitad inferior del deslizamiento.	     Suelos no cohesivos. Suelos no cohesivos. Para prevenir movimientos temporales en masas relativamente grandes. Endurece al suelo al reducir el contenido de agua. Masa cohesiva relativamente superficial suprayaciendo a una masa de roca. Superficie de deslizamiento fragmentada; los explosivos pueden también permitir que se drene el agua de la masa deslizante.
Clave: (1) : 1. Frecuente. 2. Ocasional. 3. Raro. N. No se considera aplicable. (2) : Relativa a la masa deslizante o potencialmente deslizante.								

la cual se fijan en la ladera los apoyos del lado interior de la estructura que constituye la vía, dejando volado el lado exterior, apoyado a trechos sobre columnas cimentadas en formaciones sanas. La condición para el exitoso empleo de esta solución será, en primer lugar, el buen apoyo de las columnas y, en segundo, que se altere realmente poco la ladera al colocar los apoyos del lado interior de la vía.

Los métodos de elusión de fallas no contribuyen a estabilizarlas; ésta, más el alto costo que por lo general tienen, son sus principales limitaciones. La influencia del costo suele ser determinante en fallas pequeñas, pero se disminuye mucho cuando la zona inestable es muy amplia, pues en tal caso, los costos de cualquier método correctivo tienden a crecer.

### B. Métodos de excavación

Estos métodos aparecen mencionados en la tabla VI-10 en una graduación bastante amplia, desde excavaciones menores hechas sólo en la cabeza de la falla, hasta la remoción total del material inestable. El abatimiento de taludes y el empleo de bermas son métodos que requieren de excavación cuando se construyen cortes, y de rellenos, en terraplenes; estos métodos se tratarán por separado en la presente disertación.

La remoción de material en la cabeza de la falla o en todo el cuerpo de la misma, hasta llegar a la remoción total, es un método que en la práctica sólo se puede aplicar en fallas ya manifestadas; rara vez se pueden conocer con tanto detalle las futuras fallas en una zona de inestabilidad potencial como para que resulte prudente proceder a remover materiales en gran escala. Las remociones en la cabeza buscan reducir las fuerzas motoras y balancear la falla; las remociones totales eliminan la causa de raíz, si bien en ellas se puede plantear el problema de la inestabilidad de los taludes de la excavación que se produce, los que deben estudiarse siempre cuidadosa-

mente, al igual que las nuevas condiciones de drenaje.

La remoción de materiales suele dar lugar a soluciones bastantes permanentes, cuando se cuidan en forma conveniente los aspectos de drenaje en la excavación que se efectúe. Son métodos mejores para prevenir que para corregir, pues los costos unitarios de los movimientos de tierra relativamente grandes que implican son menores en construcciones nuevas que en trabajos de reparación.

Cuando una remoción se hace de manera adecuada, debe mejorar las condiciones de drenaje en la zona. El método se puede usar prácticamente en toda clase de deslizamientos, pero es eficiente sobre todo en los de tipo rotacional. Dejando a un lado consideraciones de costo, que puede ser alto en fallas grandes, su principal desventaja estriba en que el material que se excava se ha de desperdiciar y esto pudiera ser difícil y peligroso en algunos casos, aparte de la repercusión que tales maniobras tendrán en el costo de la solución. También contribuye a incrementar esto último el hecho frecuente de que la excavación tenga que empezar en la parte más alta y progresar ladera abajo. Conviene mencionar como otro posible inconveniente, el que muchas veces al remover material y disminuir las fuerzas motoras también se pueden causar disminuciones en las fuerzas resistentes; esto puede ser cierto sobre todo cuando se trata con suelos friccionantes, en que la resistencia al corte depende de la presión normal.

La Fig. VI-48 muestra esquemáticamente el procedimiento por el cual se estabilizó la falla del km 16 + 800 de la autopista Tijuana-Ensenada, por la remoción de 40 000 m<sup>3</sup> de material de talud en su cabeza.

Una solución mixta, que combina remoción de material y relocalización es el abatimiento de la rasante de un camino para disminuir pesos del terraplén sobre zonas de suelos débiles o con superficies de falla previamente formadas.

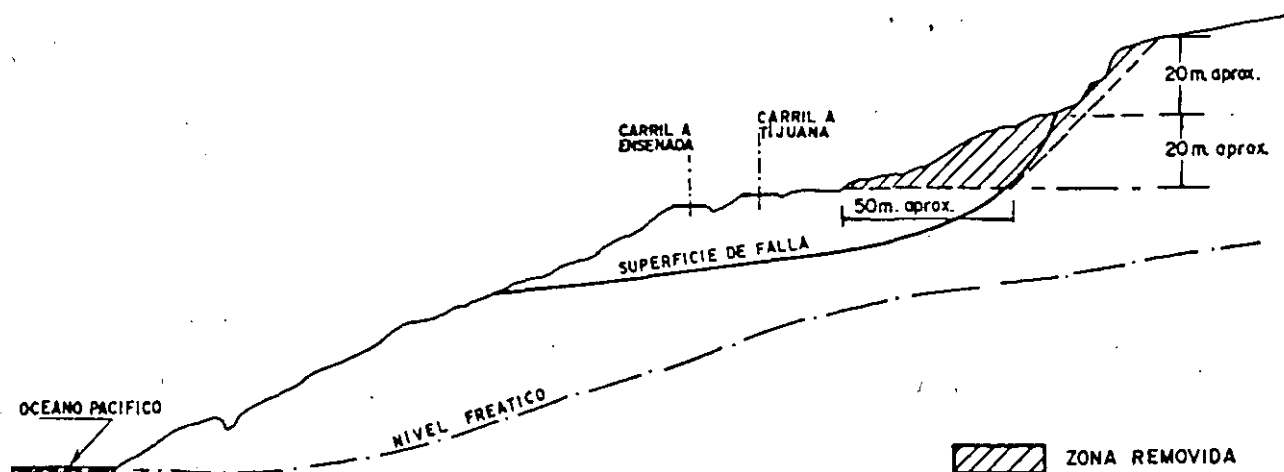


Figura VI-48. Estabilización de una falla por remoción de material en su cabeza; km 16 + 800 de la autopista Tijuana-Ensenada.

### C. Abatimiento de taludes

Este es uno de los métodos más socorridos para el mejoramiento de las condiciones de la estabilidad de los taludes. Es un método correctivo ligado a deslizamientos en el cuerpo del talud. De hecho éste es el primer punto a tomar en cuenta respecto a esta solución; al igual que todas las demás, no es de alcance universal, y su eficiencia no es siempre la misma, sino que puede variar extraordinariamente de unos casos a otros.

Un segundo punto que se debe comentar desde un principio es que cuando se considere un abatimiento de talud en un proyecto o en una falla que se presente en el campo, se debe tener muy presente que el talud abatido es diferente del talud original, con todo lo que ello implica. Por ejemplo, si al talud original se le había determinado un círculo crítico por los procedimientos estudiados en páginas anteriores de este capítulo, el talud abatido tendrá otro círculo crítico diferente y, en consecuencia, el factor de seguridad de aquél no tendrá ningún sentido en éste, para el cual se deberá realizar un nuevo análisis de estabilidad que permita calcular su factor de seguridad, ligado a su círculo crítico.

Al analizar los métodos de cálculo de estabilidad de taludes se vio que, en el caso de suelos puramente friccionantes, la estabilidad del cuerpo del talud depende sólo del ángulo de inclinación, en tanto que, en suelos puramente cohesivos y homogéneos con el terreno de cimentación, la estabilidad depende más bien de la altura del talud (de hecho, para inclinaciones menores de  $53^\circ$  y falla de base, la estabilidad es independiente del ángulo de inclinación del talud, y para inclinaciones de los  $53^\circ$  hasta  $90^\circ$ , las condiciones de estabilidad sí varían con la inclinación del talud, pero relativamente poco). Naturalmente que la gran mayoría de los taludes de las vías terrestres se hacen en suelos a cuya resistencia se considera una componente friccionante y otra de cohesión, pero las tendencias extremas anteriores pueden seguir sirviendo como norma de criterio. En suelos en que la componente friccionante tenga más importancia relativa que la cohesiva, será de esperar que la estabilidad esté más bien ligada a la inclinación del talud, en tanto que en suelos de naturaleza más cohesiva, será la altura del talud, más que su inclinación, la que defina las condiciones del mismo.

Las consideraciones generales anteriores señalan direcciones de pensamiento que se deben tomar en cuenta al escoger entre las diversas soluciones de corrección de fallas de taludes en que pueda pensarse. En suelos en que sea importante la componente friccionante de la resistencia, abatir los taludes tenderá a ser eficiente; en suelos más cohesivos, quizá resulten mejor otros métodos que se discutirán más adelante y que equivalen, en cierto sentido, a trabajar con taludes de menor altura (escalonamiento, por ejemplo).

Independientemente de las consideraciones generales anteriores, la Fig. VI-49 sirve para establecer una discusión sobre las consecuencias de abatir el talud de un terraplén.

Desde luego, los croquis de la Fig. VI-49 sirven únicamente para una discusión muy general, pero de ninguna manera reflejan todas las posibilidades que pudieran presentarse en la práctica; de hecho, algunas de las conclusiones que de ellos se extraen en lo que sigue, pudieran incluso invertirse o cambiar mucho de importancia relativa en casos en que varían las posiciones de los círculos críticos y de las masas de tierra. Así pues, tanto los croquis de la Fig. VI-49 como la discusión que en torno a ellos se hace, deben verse simplemente como orientadores de tendencias generales, pero nunca como una norma rígida de lo que sucede al abatir taludes; las consecuencias de tal acción en cada caso particular se deberán analizar individualmente para ese caso y entonces se verá cómo de un talud a otro puede haber cambios grandes en la eficiencia de la solución, en los mecanismos por los que actúa y en las causas por las que pueden cambiar las condiciones de estabilidad.

En la parte (a) de la figura se muestra un terraplén en el que se supone que el círculo crítico era originalmente el correspondiente a una falla de base ( $L_1$ ); al abatir el talud del terraplén se obtiene un nuevo círculo crítico ( $L_2$ ). En este caso, el abatimiento probablemente tiende a alargar la superficie de falla, aumentando las fuerzas resistentes al actuar la resistencia del suelo en mayor área. También es probable que el nuevo círculo crítico tienda a ser más profundo que el original, lo que aumentará la resistencia al estuerzo cortante del suelo, cuando ésta dependa de la presión normal (componente friccionante), pero no afectará a dicha resistencia, si ésta es de naturaleza cohesiva. Desde este punto de vista, la solución será más efectiva en suelos friccionantes que en cohesivos, prevaleciendo las condiciones del croquis. El que la superficie de falla tienda a hacerse más profunda también favorecerá en general la estabilidad en suelos friccionantes, pues es normal que la resistencia de éstos aumente con la profundidad, por efecto de compacidad o menor grado de alteración; en cambio, en arcillas, este efecto pudiera ser perjudicial, pues es frecuente que en estos suelos superficialmente haya una costra más resistente, por preconsolidación debida a evaporación y que, a mayores profundidades, la arcilla normalmente consolidada sea más blanda.

Por otra parte, siempre en el caso del croquis de la Fig. VI-49.a, la cuña de relleno que produce el abatimiento causaría un aumento en el momento motor y un correspondiente deterioro en las condiciones de estabilidad. Desde luego, no puede decirse *a priori* cómo evolucionaría el factor de seguridad, que depende de la relación de los momentos resistente y motor. En cada caso habría que hacer el cálculo correspondiente para estimar la ganancia en factor de

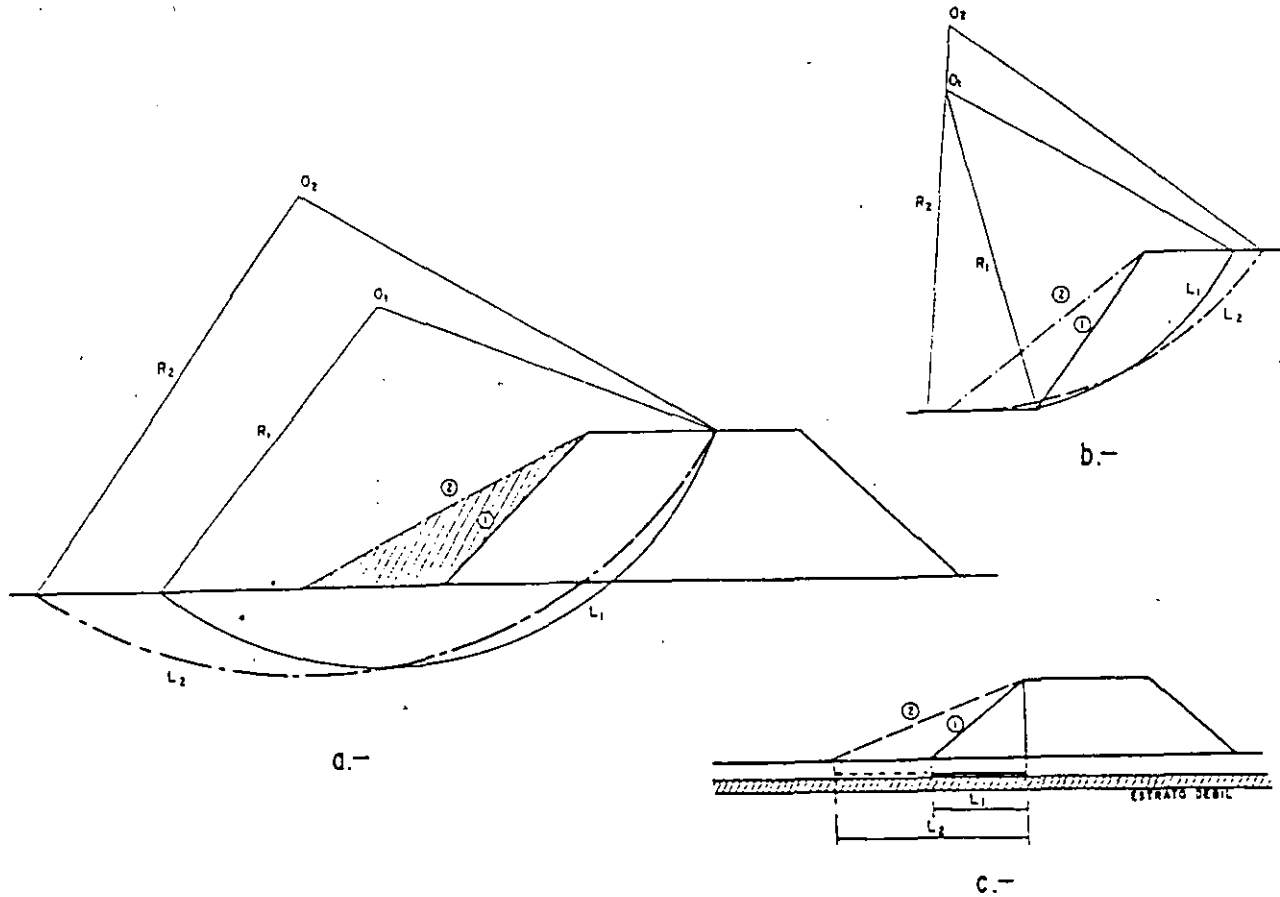


Figura VI-49. Abatimiento de taludes en terraplenes.

seguridad en comparación al costo de las obras por realizar.

La parte (b) de la Fig. VI-49 muestra el abatimiento del talud de un terraplén en el que se supone que el círculo crítico es por el pie del talud. Como quiera que este tipo de falla se presentará más bien en suelos en que prealezca la componente friccionante de la resistencia, es de pensarse, en términos de lo antes discutido, que la solución sea ahora más efectiva, por lo menos en principio. La longitud de la superficie de falla también tiende a crecer.

En la parte (c) de la misma Fig. VI-49 se ve el efecto del abatimiento del talud en una falla traslacional, que consiste, en primer lugar, en alargar la longitud de la superficie de falla sobre el estrato débil que se ha supuesto; en segundo lugar, el peso del relleno podrá incrementar la resistencia al esfuerzo cortante en dicho estrato, si éste es de naturaleza friccionante.

La Fig. VI-50 muestra un croquis análogo, pero que se refiere ahora al abatimiento de un corte. En este caso existe una diferencia respecto al terraplén y es que se llega al abatimiento por excavación y no por relleno, lo que en principio podría considerarse más favorable, pues es posible que ello produzca de por sí una reducción en las fuerzas motoras. Abatir un talud tiende a hacer, en este caso, que la superfi-

cie de falla haya de desarrollarse en zonas más profundas del corte, lo que probablemente es benéfico, pues en ellas el suelo tendrá en general una resistencia mayor, por menor alteración, menor disipación de esfuerzos previos por expansión y mayor presión normal actuante (esta última condición afectará sólo a la parte friccionante de la resistencia). También en este caso se ha de insistir en que no es posible

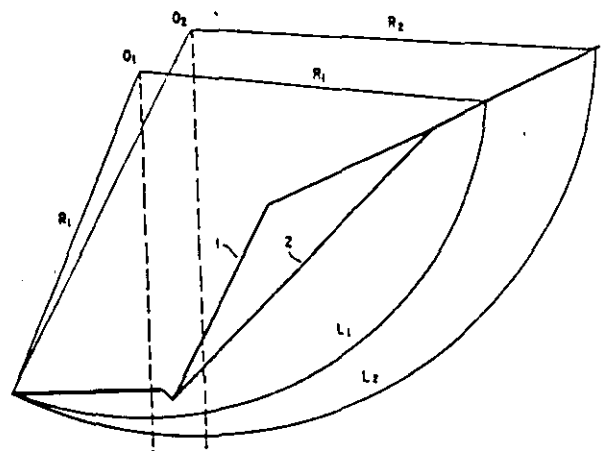


Figura VI-50. Mecanismo por el cual, abatir un corte beneficia muchas veces su estabilidad.

afirmar *a priori* cuánto beneficiará a la estabilidad un abatimiento dado; el efecto se ha de calcular en cada caso y la eficiencia de la solución puede ser muy variable.

El abatimiento de un talud exige procedimientos de construcción cuidadosos, so pena de perder cualquier beneficio mecánico que pudiera obtenerse de la solución. En el caso de terraplenes, el abatimiento debe ser objeto de un proyecto previo, que incluya el correspondiente cálculo y la construcción se ha de hacer de abajo hacia arriba, compactando lo necesario los rellenos y ligando la nueva parte del talud con la original, de manera que no se tengan soluciones de continuidad en el conjunto. Esto suele requerir el escalonamiento de la sección original, y el trabajo por capas en el relleno que se coloque, trabajando en plataformas con las dimensiones necesarias para el manejo del equipo de compactación. En el caso de cortes, también será preciso proyectar por anticipado el abatimiento, el cual se deberá construir de preferencia de arriba hacia abajo. Ahora, por razón natural, suelen ser menos peligrosos los problemas en lo referente a lograr una sección homogénea. Si en el abatimiento se usaran explosivos, lo que sucederá en cortes en roca, se deberá tener cuidado de evitar el abuso de éstos, para lograr frentes enteros y resistentes.

#### D. Empleo de bermas y escalonamientos

Se denominan bermas a masas generalmente del mismo material del propio talud o de uno similar que se adosan al mismo, para darle estabilidad (ver Fig. VI-51).

El uso de la berma tiende a incrementar la estabilidad del talud por razones un tanto similares a las expresadas para el abatimiento de taludes; de he-

cho, en muchos casos, la construcción de bermas equivale mecánicamente a un abatimiento del talud. caben al empleo de bermas muchos de los comentarios hechos para el abatimiento de taludes. Un talud con bermas también es diferente del original y tendrá otro círculo crítico, que se deberá determinar analizando la nueva sección.

La berma tiende a hacer que la superficie de falla se desarrolle en mayor longitud y más profunda, lo que produce los efectos ya discutidos para el abatimiento. Además, el peso del material que se coloque podrá aumentar la resistencia al esfuerzo cortante del terreno de cimentación en su parte friccionante. En suelos cohesivos seguramente el efecto más interesante de la berma es descomponer el talud en dos, cada uno de menor altura, lo que repercute mucho en la estabilidad general.

No se puede dar una regla que permita fijar *a priori* las dimensiones más convenientes para una berma en un caso dado. Su sección idónea habrá de calcularse por aproximaciones sucesivas, habiéndose fijado previamente el proyectista un factor de seguridad deseable para el talud en cuestión. Una buena base para el inicio de los tanteos suele ser darle a la berma la mitad de la altura del terraplén que se desea estabilizar y un ancho del orden del de la corona de dicho terraplén.

En accesos a puentes y pasos a desnivel se usan a veces bermas frontales, desarrolladas según el eje la vía.

Observando la Fig. VI-51 se antojaría que la manera ideal de estabilizar el terraplén sería con otro terraplén paralelo convenientemente ubicado, de manera que tuviera todas las ventajas de la berma dibujada, pero sin el inconveniente de aumentar el momento motor por el peso del material que queda a la derecha de la vertical por el centro del círculo crítico ( $O_2$ ). Naturalmente que tal intuición es en

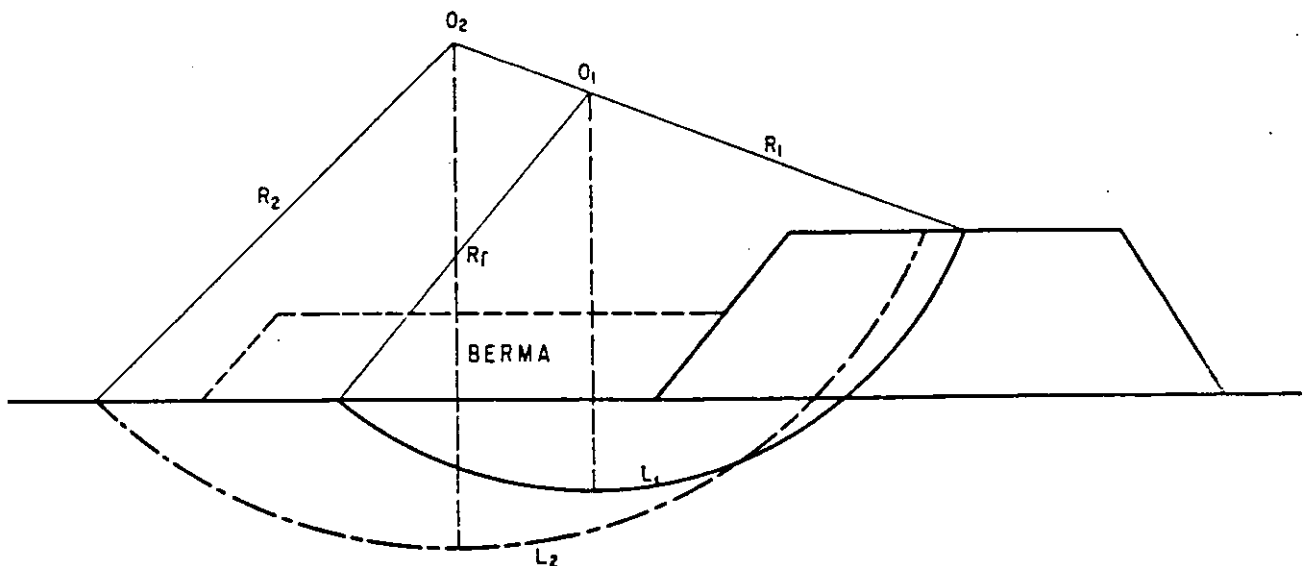


Figura VI-51. Efecto de una berma.



Una berma estabilizadora en la carretera México-Puebla.

principio correcta; sin embargo, no es conveniente llevarla a cabo en muchos casos por razones constructivas, pues puede ser difícil drenar el espacio entre los dos terraplenes si la berma se requiere en largo

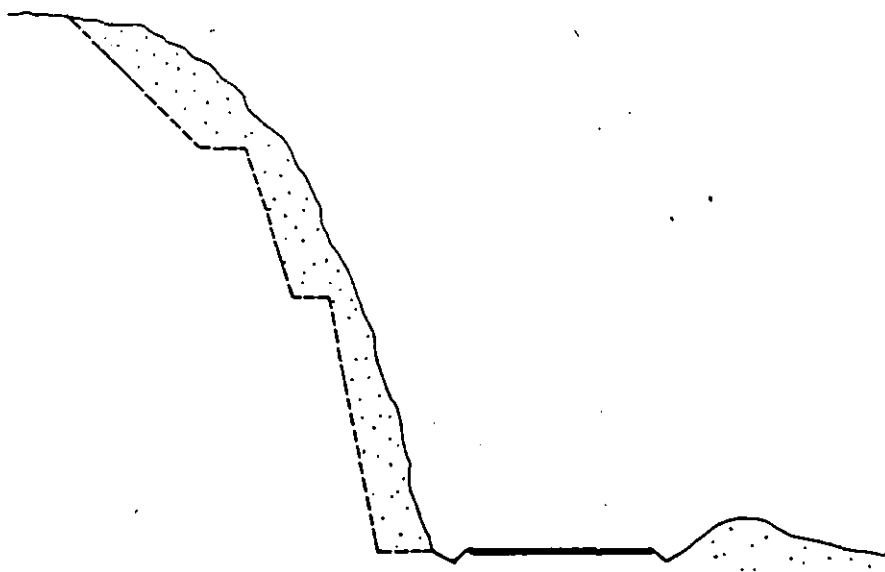
trcho y tiende a producir una mala apariencia estética y peligros a los vehículos circulantes.

El escalonamiento de taludes constituye una solución similar a la de las bermas.

La Fig. VI-52 muestra dos escalonamientos típicos, uno en suelos puramente cohesivos y otro en suelos con resistencia cohesiva y friccionante. Puede verse cómo en el caso del escalonamiento en arcilla lo que se busca es transformar el talud en una combinación de varios otros de altura menor, pues en este tipo de suelos, éste es el factor determinante en la estabilidad. Por ello los escalones deberán tener huella suficientemente ancha como para que puedan funcionar prácticamente como taludes independientes. En el caso de taludes en suelos con cohesión y fricción, el escalonamiento se hace sobre todo para provocar un abatimiento del talud; recoger caídos y coleccionar aguas son funciones secundarias, pero a veces muy importantes; que se asignan también a los escalonamientos.



a). Escalonamiento en materiales cohesivos.



b). Escalonamiento en suelos con resistencia friccionante.

Figura VI-52. Escalonamiento de taludes.

El escalonamiento queda definido por el ancho de los escalones, la distancia vertical entre ellos y por el ángulo de los taludes intermedios.

El que los taludes de los respectivos escalones sean paralelos o se construyan con inclinación variable dependerá mucho de la condición del material constitutivo del corte. Escalones de inclinación variable, como los de la parte (b) de la Fig VI-52, son convenientes cuando el material tiene una capa superior alterada, pero su condición mejora claramente con la profundidad.

Es importante la función que pueden cumplir los escalones para proteger el corte contra la erosión del agua superficial, pues reducen la velocidad ladera abajo y el gasto de escurrimiento. Para ello es preciso que los escalones estén adecuadamente conformados; la mayor parte de las veces basta con que el escalón tenga una ligera inclinación hacia el corte, pero en terrenos muy erosionables pudiera llegar a convenir que se invirtiera su inclinación, haciéndola hacia la ladera y construyendo una cuneta impermeable en esa parte interna, que garantice la rápida eliminación de las aguas. Si la posible infiltración del agua de lluvia fuera muy de temer, se podría llegar a la precaución extrema de impermeabilizar toda la huella de los escalones.

Como ya se dijo, el escalonamiento cumple también la función de detener pequeños derrumbes y caídos que puedan llegar a presentarse en los diversos taludes. En ocasiones esta condición, además del costo, gobierna su ancho.

Tampoco existen reglas fijas para proyectar el escalonamiento de un corte y éste deberá ser propuesto para cada caso particular. En el caso de suelos con cohesión y fricción, el perfil del escalonamiento debe ser tal que se llegue a una inclinación razonable para todo el corte considerando un talud simple que promedie a todos los escalones. La altura y el ancho de los escalones, aparte de la condición anterior y del costo, muchas veces se deben fijar por las consideraciones ya mencionadas de prevención contra la erosión superficial del agua y la detención de derrumbes. Es común que la huella de los escalones disminuya hacia arriba, lo mismo que su peralte.

#### E. Empleo de materiales ligeros

Esta solución es aplicable únicamente en terraplenes, por razones obvias, y sólo será eficiente sobre suelos puramente cohesivos, tales como arcillas blandas o turbas, pues en terrenos de cimentación friccionantes la ventaja del poco peso se neutraliza mucho por la poca presión normal que se produce, lo que a su vez da lugar a que el terreno responda con baja resistencia. En el capítulo III ya se mencionó también esta solución, por lo que no se juzga necesario insistir mucho en ella ahora. Basta decir que lo que se busca es la reducción de las fuerzas motoras, empleando en el cuerpo del terraplén materiales de bajo peso volumétrico. El tezontle, espuma basáltica vol-

cánica, con peso volumétrico comprendido por lo general entre 0.8 y 1.2 ton/m<sup>3</sup>, ha sido muy utilizada para estos fines. Otros materiales, casi siempre de origen volcánico, resultan también apropiados; entre ellos figuran muchas arenas pumáticas.

Ya se mencionó también (capítulo IV) que el uso de materiales ligeros debe comprenderse claramente cuando se compacten los terraplenes, pues muchos de ellos se degradan estructuralmente por compactación muy energética y pierden su característica de materiales ligeros.

Otras soluciones en esta línea, tales como la sustitución de parte del terraplén por tubos o cajones huecos de concreto, resultan por lo común muy costosas, por lo que su uso es limitado.

#### F. La consolidación previa de suelos compresibles

Esta solución, a base de precarga, ha sido ya tratada suficientemente en el párrafo III-2 del capítulo III de este volumen, por lo que no se cree necesario insistir aquí sobre ella.

La consolidación previa del terreno de cimentación se puede lograr también por alguno otro de los métodos mencionados en el párrafo III-4 del mismo capítulo III; en general en aquel capítulo se tratan una serie de métodos de mejoramiento del terreno de cimentación, todos los cuales pueden verse como métodos de mejoramiento de la estabilidad de los terraplenes que pudieran construirse sobre ese terreno de cimentación.

#### G. Empleo de materiales estabilizantes

Un aspecto de esta solución es el añadir al suelo alguna sustancia que mejore sus características de resistencia. Por lo general este tipo de solución es más factible en terraplenes. Las sustancias que más normalmente se han añadido al suelo para el fin que se busca son cementos, asfaltos o sales químicas. Sin embargo, en la práctica estos procedimientos resultan caros, por lo que su uso es limitado.

En general se trata de añadir cementación artificial a los granos del suelo. La mayor parte de los procesos de inyección química que se han intentado utilizan mezclas químicas en que predomina el silicato de sodio, a partir del cual pueda formarse un gel silícico para rellenar grietas, intersticios o vacíos en el suelo. Se ha dicho que estos métodos sólo se pueden aplicar a suelos arenosos con diámetro efectivo de un décimo de milímetro como mínimo. La mayor parte de los reportes que hay en la literatura sobre estas técnicas se refieren a tratamientos temporales.

En forma muy excepcional se ha empleado el tratamiento térmico para estabilizar deslizamientos de tierras. El método fue descubierto por Litvinov (Ref. 84). En esencia es un método de calcinación, en el que se inyectan al suelo gases a más de 1 000° para endurecerlo. Pueden lograrse radios de acción de 2 ó 3 m en torno al tubo de inyección (Fig. VI-53).



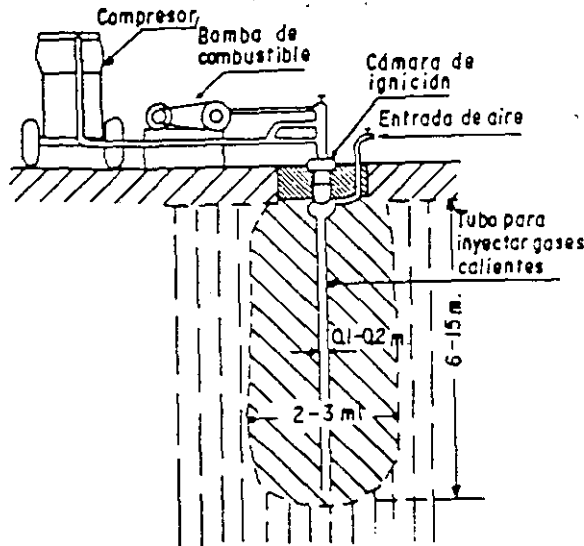


Figura VI-53. Tratamiento térmico de suelos. Esquema del dispositivo (Ref. 84).

Una aplicación de este método a problemas de estabilización de taludes aparece en la Ref. 85.

Otro método de endurecimiento de suelos consiste en inyectarles lechada de cemento. Se ha empleado sobre todo en construcción de ferrocarriles en Europa. En Inglaterra constituye un método relativamente popular, cuyo uso se extiende incluso a cortes y terraplenes en arcilla (Ref. 84). Se reportan los mejores resultados en el tratamiento de superficies de falla previamente formadas y relativamente superficiales, en materiales duros, tales como lutitas, argilitas y arcillas rígidas y fisuradas; no rinde buenos resultados en materiales flojos y sueltos.

El efecto de la inyección es desplazar al agua de las fisuras y rellenarlas con mortero de cemento, lo que forma un buen nexo de unión entre los bloques. No es un método que modifique las características intrínsecas de la masa de suelo, pues la lechada no penetra en él. La inyección debe comenzar con presiones mayores que la presión preexistente en el punto que se considera, lo que permite la penetración en las fisuras y en la superficie de falla ya formada. Ayres (Ref. 86)) reporta un caso en que se creó a lo largo de toda una superficie de falla una capa continua de mortero de cemento de 6 a 12 cm de espesor, que contribuyó con mucho éxito a la estabilización de una gran falla.

Un programa de inyecciones requiere de un conocimiento muy preciso de la superficie de falla, respecto a la cual puedan situarse convenientemente los pozos para inyectado. El espaciamiento de los pozos suele estar comprendido entre 3 y 5 m y las operaciones de inyección deben progresar ladera arriba.

También se han utilizado como materiales para inyectar emulsiones asfálticas, con las que se logra mejor penetración que con la lechada de cemento, por su menor viscosidad. El costo puede ser comparable o algo mayor al de la inyección con cemento,

si bien estas cifras relativas dependen mucho de la disponibilidad de asfalto o cemento que se tenga en el país en que se aplique la solución y, como es natural, también de la experiencia que haya en el manejo de uno u otro producto. El uso de las inyecciones asfálticas está fuertemente limitado por la posibilidad de flujo de agua interno, pues éste puede remover fácilmente la película asfáltica.

Otro método de tratamiento de suelos para los fines que se comentan es la congelación. Es un método lento y muy costoso, que sólo se puede aplicar como tratamiento temporal.

La electrólisis es otro método factible para mejorar las características de los materiales que componen un talud.

#### H. Empleo de estructuras de retención

El uso de muros en celosía, tablestacas y otras estructuras de retención es muy común para corregir deslizamientos después de que han ocurrido o para prevenirlos en zonas en que sean de temer. De hecho, su principal campo de aplicación está en la prevención.

El funcionamiento mecánico de esta solución es claro y probablemente no necesita mayor abundamiento; sin embargo, los resultados de su empleo han sido decepcionantes en muchos casos, razón por la cual conviene comentar algunos aspectos de su uso.

En primer lugar debe comprenderse que la estructura de retención ha de contener a la superficie de falla formada o por formarse; si ésta contiene al muro, el efecto de éste será nulo en la estabilidad general. Lo anterior lleva con frecuencia a muros muy altos, que han de enterrarse mucho en el terreno con la consiguiente elevación del costo de la solución.

Otra fuente común de mal funcionamiento ha sido el descuido del drenaje de la propia estructura de retención. Si éste es siempre de fundamental importancia, resulta vital, por razones obvias, cuando el muro se relaciona con problemas de estabilidad de taludes.

Se debe tener en cuenta que una estructura de retención de costo razonable no incrementa demasiado la resistencia al deslizamiento del conjunto; si las fuerzas que tienden a producir la falla exceden poco a las fuerzas resistentes, la construcción del muro puede ser apropiada, pero si el desequilibrio es fuerte, lo más probable es que el muro no baste para crear la seguridad que se requiere.

Las estructuras de retención se construyen por lo general al pie de los taludes de terraplenes que no podrían ligarse convenientemente con el terreno de cimentación, sobre todo en laderas inclinadas. También se construyen al pie de cortes para dar visibilidad o para (y éste es quizá uno de sus usos más eficientes) disminuir la altura de cortes en materiales

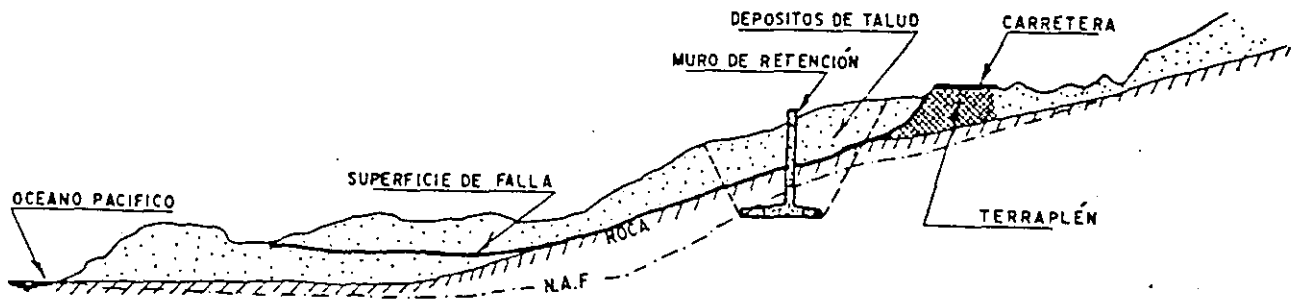


Figura VI-54. Croquis de una falla en ladera, con un muro de retención. Km 16 + 000 de la autopista Tijuana-Ensenada.

cuya resistencia sea predominante o puramente cohesiva, en los que, como en repetidas ocasiones se mencionó, la estabilidad es una función muy sensible de la altura.

Las estructuras de retención tienen la ventaja general de exigir poco espacio para su erección. El volumen de la excavación para su cimentación depende mucho de la naturaleza del suelo existente en el lugar y ésta es, por cierto, una de las circunstancias que con más cuidado se deben sopesar antes de decidir la utilización de la solución que se comenta, pues un terreno de cimentación débil puede producir movimientos muy indeseables en el muro, los que en combinación con los propios de la falla pueden con facilidad llegar a generar situaciones incontrolables.

Uno de los usos más comunes de los muros de retención para estabilizar taludes es el que se hace cuando no hay espacio suficiente para pensar en el abatimiento, la cual es una situación no rara en terraplenes.

Otras veces los muros de retención se usan con éxito para confinar el pie de fallas en arcillas y lu-

titas, impidiendo la abertura de grietas y fisuras por expansión libre.

En general los muros de retención altos y largos son muy caros, de manera que es difícil que compitan con otras soluciones alternativas. Requieren de todo un conjunto de obras auxiliares, tales como subdrenaje, ademado, desagües, etc. que se han de atenderse cuidadosamente y que elevan en forma considerable el costo total.

Los muros en celosía pueden tener ventajas adicionales en relación a los muros de retención comunes, ligadas por lo general a la rapidez de su erección y a su facilidad para soportar asentamientos. Difícilmente soportan grandes empujes.

Dentro de este grupo se tratarán también métodos de recubrimiento que incrementan la estabilidad del talud a base de proteger los materiales contra efectos de erosión e intemperismos. En esta línea de acción quedan comprendidos los recubrimientos con mampostería seca, mampostería, gunites, concretos lanzados, losas delgadas de concreto (muchas veces sujetas con anclaje), riegos asfálticos, etc. Merecen



Protección contra caídos por el uso de muros de mampostería "seca". Camino Río Verde-Valles.

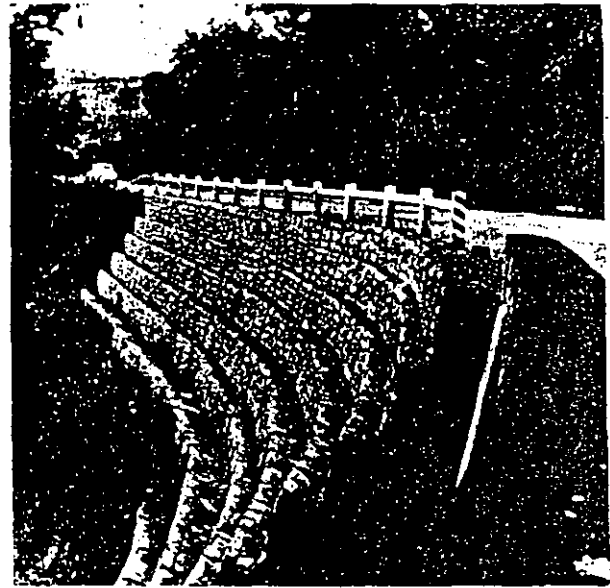


Desprendimiento de un recubrimiento de "Gunité" por presión del agua acumulada. F. C. Viborillas-Villa de Reyes.

comentarios las soluciones a base de riegos de recubrimiento (asfálticos, concretos lanzados, etc.), que con frecuencia han fracasado por haberse hecho sin ninguna consideración del flujo de agua en el cuerpo del talud; si el agua se acumula tras la película que se coloca, se rompe la unidad entre ésta y el material y la solución falla por desprendimiento. Cuando se sospeche la existencia de flujo interno, se deberán tomar las precauciones correspondientes de subdrenaje, por alguno de los métodos que se detallan en el capítulo alusivo.

Respondiendo a criterios similares, se usan mallas de acero o de plástico, para detener derrumbes y caídos. La malla se ancla en la corona del corte y se sujeta al talud de éste con grapas o anclaje.

Muchos problemas de estabilidad se han resuelto con el uso de falsos túneles. Se trata de secciones en túnel de concreto reforzado a las que se dota de un techo suficiente de suelo, de manera que cualquier derrumbe posterior no dañe a la estructura. La condición de su uso es que el túnel falso no quede involucrado en la zona de falla, por lo que difícilmente pueden adaptarse a la solución de grandes masas con superficie de deslizamiento definido; más bien su utilización está ligada a zonas de caídos, derrumbes o flujos. El túnel falso es caro, pero ofrece una solución radical.



Protección contra erosión. Escalones mampostados.

### I. Empleo de pilotes

El pilotaje constituye seguramente la solución más controvertible entre las que son usuales para estabilizar mecánicamente deslizamientos en laderas y taludes; sin embargo, se han reportado algunos éxitos espectaculares, logrados a costos comparativamente bajos. En casi todos los casos de éxito se instalaron dos y tres hileras de pilotes, y algunas veces su uso ha sido reportado como solución más bien restrictiva, en el sentido de que se instala una hilera de pilotes o dos para frenar un movimiento y se van instalando hileras sucesivas, a medida que el material se adapta a la restricción y los movimientos vuelven a comenzar; en tales condiciones, existen fallas que se han estado piloteando a lo largo de 20 años.

Es probable que el método sólo sea apropiado en deslizamientos superficiales; los profundos generan fuerzas muy grandes, que con dificultad resisten los pilotes; además, tales fuerzas harían avanzar al suelo entre los pilotes, aun suponiendo que éstos resistiesen. En abundamiento de lo anterior debe pensarse que en los deslizamientos superficiales los pilotes resultarán cortos, aun cuando se anclen lo necesario; en cambio, en los deslizamientos profundos se habrán de utilizar pilotes muy esbeltos.

El anclaje es evidentemente esencial; pilotes poco anclados serán arrancados y volcados, movimiento que, por cierto, provocará alteraciones en la superficie de falla con posibles resultados contraproducentes. No existen reglas fijas en cuanto a longitud de anclaje, la cual se deberá fijar en cada caso.

La solución sólo se puede intentar en roca o materiales duros, pues los suelos blandos fluirán fácilmente en torno al pilote reduciendo mucho su eficiencia. Cuando la fricción a lo largo de la superficie de falla potencial sea muy importante, el pilotaje

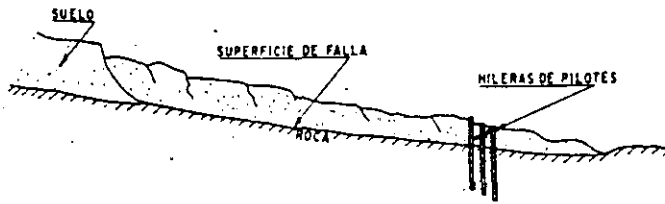


Figura VI-55. Croquis de la estabilización de una falla con pilotes.

constituye una medida de prevención digna de tomarse en cuenta porque puede incrementar bastante los efectos de fricción. La Fig. VI-55 muestra un esquema ilustrativo del método que se comenta.

En ocasiones se complementa la acción de los pilotes colocando losas de concreto reforzado entre ellos.

### J. Empleo de contrapesos al pie de la falla

La solución por lo general busca dos efectos; en primer lugar, balancear el efecto de las fuerzas motoras en la cabeza de la falla, en forma similar a como lo hace una berma, a la que equivalen en algunos aspectos; en segundo lugar, incrementar la resistencia al esfuerzo cortante del material subyacente, cuando éste es de naturaleza friccionante.

Una apropiada forma de la superficie de falla (de preferencia que tienda a elevarse bajo el contrapeso) y que el terreno en la zona de colocación tenga suficiente resistencia para soportar el peso que se le impone, son probablemente las dos condiciones básicas para que pueda pensarse en el empleo de esta solución.

El método en sí consiste en colocar un peso suficiente de suelo o roca en la zona apropiada al pie de la falla. La Fig. VI-56 muestra un croquis con una aplicación práctica del mismo, construida en la autopista Tijuana-Ensenada con el doble propósito de estabilizar y prevenir la erosión marina; se trata de un importante contrapeso de enrocamiento.



Contrapeso de enrocamiento colocado en la falla del km 12 + 300 de la autopista Tijuana-Ensenada.

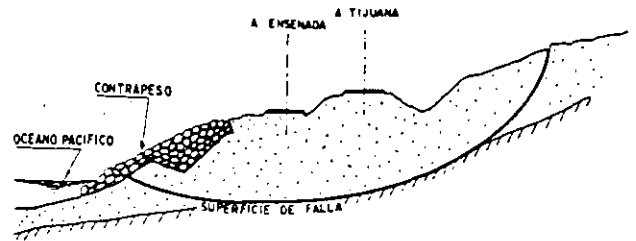


Figura VI-56. Contrapeso de enrocamiento. Km 12 + 300 de la autopista Tijuana-Ensenada.

Existen varias soluciones mixtas, que combinan el efecto del contrapeso con otros deseables. Por ejemplo, se han estabilizado fallas con el uso de respaldos de enrocamiento (Ref. 87), en los que el efecto del contrapeso se suma a la sustitución de materiales malos por otros de mucho mejor calidad y al subdrenaje.

La Fig. VI-57 se refiere a un deslizamiento de tierras real en que una masa importante se deslizó parcialmente a lo largo de un contacto con roca muy fisurada y fragmentada, en la que existían abundantes cantidades de agua; el respaldo de enrocamiento que se colocó, además de detener el terraplén, proporcionó drenaje e introdujo una cantidad importante de material muy bueno en cualquier superficie de falla potencial que tendiera a formarse después de la estabilización. Una falla como ésta se describe con detalle en la mencionada Ref. 87.

### K. Anclajes

Independientemente del uso bien conocido y ya muy extendido de las técnicas de anclaje en roca, en los últimos años se han desarrollado espectacularmente estas mismas técnicas para el caso de los suelos, tanto cohesivos como friccionantes (Ref. 88). El tema no se tratará en este lugar, pues se hará una referencia un poco más detallada a él en el capítulo correspondiente a problemas especiales del volumen II de

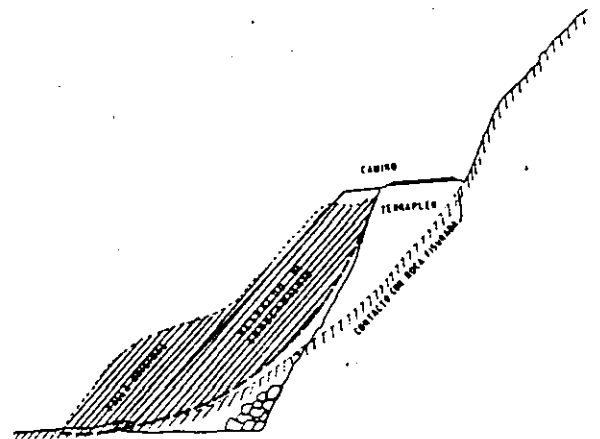


Figura VI-57. Respaldo de enrocamiento, en el que el del contrapeso se combina con los de sustitución y subdrenaje.

esta obra. Basta mencionar en este lugar que algunos problemas muy importantes de estabilidad de taludes y laderas se han resuelto con técnicas de anclaje en suelos con costos muy razonables; conviene fijar la atención en esta solución, haciéndola entrar en el conjunto de las analizadas.

Una variante de los métodos de anclaje que se ha usado poco en las vías terrestres, pero con seguridad es merecedora de mayor preferencia por parte de los proyectistas, es la utilización de tirantes de anclaje en estructuras de retención, especialmente cuando éstas han de cimentarse en suelos poco resistentes, con presiones de contacto mayores que la capacidad de carga; en retenciones a base de pilotes, el anclaje de éstos puede dar muy buenos resultados cuando el estrato resistente en que se afianzan no ofrece suficiente garantía de que los pilotes no lo penetren lateralmente.

Los anclajes suelen consistir en cables de acero unidos a muertos y sólidamente ligados a la estructura de retención. Por razones que se comprenden con facilidad, su uso será más sencillo en terraplenes que en cortes.

#### L. Uso de explosivos

La superficie de falla sobre la cual ocurre un deslizamiento es muchas veces lisa y pulida; el caso típico de este fenómeno es el de masas de suelo cohesivo que deslizan sobre mantos de roca o suelos mucho más duros. Este tipo de contactos constituyen también una superficie potencial de deslizamiento.

En tales situaciones, se ha recurrido a veces a utilizar explosivos para romper y hacer rugoso un contacto de tal naturaleza; se proporciona así una mejor liga friccional a los dos materiales en contacto. La eficiencia del método se aumenta si a cierta profundidad de la superficie de falla existen mantos drenantes a los que la explosión comunique con dicha superficie, a la que entonces se proporciona drenaje.

En la utilización de este método deberá cuidarse el manejo de los explosivos, pues de otra manera se corre el riesgo de que la explosión acelere el deslizamiento sobre cualquier superficie previamente formada o lo genere, sobre una superficie potencial.

Se ha dudado mucho sobre la permanencia de una corrección por medio de explosivos y el punto se discute con frecuencia, sin que exista un entendimiento claro al respecto. Parece que la mayoría de los especialistas opina que para que el método sea exitoso es preciso que exista una formación dura abajo de la superficie de falla. También conviene mencionar que en todos los casos en que se ha usado el método se ha reportado un asentamiento importante en los meses siguientes a su puesta en práctica. Es cuestionable cualquier ventaja de drenaje que se pueda obtener mediante el uso de explosivos; los fragmentos resultantes no forman un filtro, de mane-

ra que con seguridad los pequeños espacios entre ellos se sellarán al depositarse material muy fino arrastrado en el flujo de agua. Los deslizamientos muy profundos quedan fuera del alcance del método, por la violencia de las explosiones necesarias para ponerlo en práctica.

Los explosivos se pueden usar también en derrumbes y caídos, pero no como método de corrección, sino de remoción.

Es probable que el aspecto más sugestivo del uso de explosivos sea su costo, que suele ser muy inferior al de otras soluciones, al grado que aun suele ser ventajoso económicamente un programa que incluya varias aplicaciones sucesivas del procedimiento a lo largo de varios años.

#### M. Empleo de vegetación

Se trata ahora de un método preventivo y correctivo de fallas por erosión. Los movimientos de tierra que acompañan a la construcción de cortes y terraplenes producen inevitablemente una destrucción muy indeseable de la cobertura vegetal, dejando a los suelos expuestos al ataque de agua superficial y vientos. Se acepta que la vegetación cumple dos funciones importantes; en primer lugar, disminuye el contenido de agua en la parte superficial, y en segundo, da consistencia a esa parte por el entramado mecánico de sus raíces. Comoquiera que las plantas o el pasto toman el agua que necesitan del suelo en que crecen, se pueden plantear varios criterios para seleccionar el tipo de especies más conveniente en un caso dado; desde luego, el uso de plantas propias de la región será en principio recomendable y evitará fracasos posibles en la adaptación al ambiente de especies importadas, fracasos que son difíciles de prever para un ingeniero civil; pero hay especies que toman demasiada agua del suelo y otras que toman mucho menos, produciendo grados muy diferentes de abatimiento en los contenidos de agua superficiales. En suelos arcillosos, seguramente pueden convenir más las primeras, al garantizar una corteza de suelo más resistente, pero en suelos arenosos un secado intenso en la superficie hace a los materiales más erosionables y ello no es conveniente.

Cuando se trata de arbolado en los coronamientos de los cortes o como barreras contra invasión de arena, las consideraciones anteriores no son muy válidas y el criterio debe quizá circunscribirse al uso de las especies locales que tengan mejores posibilidades de adaptación al lugar específico de que se trate.

La experiencia ha probado que es más efectivo para defender taludes la plantación continua de pastos y plantas herbáceas, en vez de la plantación de matas o áreas aisladas. Comoquiera que el costo de ambas soluciones también es diferente, la actitud del ingeniero debe quedar condicionada a la feracidad de la región; hay zonas en que la forestación se pro-



Estabilización del talud de un corte con vegetación. Carretera Villa Cardel-Veracruz. Se utilizaron plantas aisladas de nopal.

duce en forma casi natural e inevitable; otras en que es muy difícil el crecimiento vegetal. La plantación aislada incrementa mucho la posibilidad de infiltración y escurrimiento. Por otra parte, en el caso de terraplenes muy altos ha dado buen resultado la plantación de arbustos en hileras, para hacer perder velocidad al agua que escurra.

Es muy importante el efecto del pasto para evitar la formación de grietas de contracción en los suelos que estarían expuestos de no existir tal cobertura.

La Fig. VI-58 (Ref. 84) muestra el equilibrio hidráulico que tiende a establecerse con el tiempo en suelos arcillosos cubiertos por diferentes especies vegetales.

Debe notarse cómo el contenido de agua se reduce efectivamente hasta profundidades del orden de 2 ó 2.50 m, llegando a 3.00 m en cobertura con arbustos.

Un estudio detallado de las especies vegetales utilizables en cada lugar y región se considera fuera del alcance de este libro y deberá encomendarse a un especialista en cada caso importante. De la misma manera, no se juzga necesario analizar todas las téc-

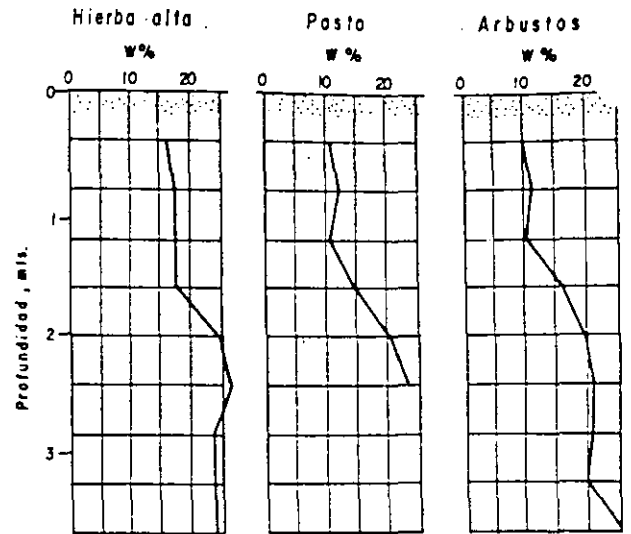
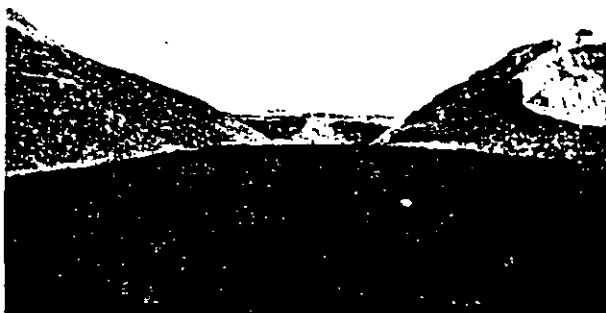


Figura VI-58. Efecto de la cobertura vegetal en el contenido de agua superficial de suelos con arcilla.

nicas que se han desarrollado recientemente para propiciar el crecimiento de especies vegetales en terrenos inapropiados, en zonas áridas, donde mueren las plantas que se coloquen casi inmediatamente después de nacer.

El riego de las plantaciones que se efectúe, cuando es abundante y prolongado, debe verse como deseable desde el punto de vista doble de la economía y la conservación. Para evitarlo se ha recurrido a colocar costras de arcilla y tierra vegetal sobre taludes construidos con suelos que no ofrecen de por sí soporte adecuado a la vida; estas costras conservan la humedad en mayor grado, lo que favorece la vegetación. Análogos fines se han perseguido en ocasiones al colocar sobre los taludes una delgada capa de riego asfáltico o con otras sustancias; al impedir la evaporación, por lo menos inicialmente, se propicia el crecimiento de una cobertura vegetal densa, que en los años venideros pueda defenderse por sí sola.



Estabilización del talud de un corte con vegetación. Carretera Villa Cardel-Veracruz. Obsérvese el mejor resultado obtenido con pasto.



Estabilización con vegetación del talud de un gran terrapién.

### N. Corrección de fallas de otros tipos

No se considera necesario insistir en este lugar en los métodos preventivos o correctivos contra otros tipos de fallas, como la tubificación o la licuación, pues se piensa que de la exposición de estas fallas resultan fácilmente. Estas medidas casi siempre están relacionadas con las condiciones de compactación del material del talud o del terreno de cimentación.

Mención especial merecen los métodos que se emplean para prevenir y corregir los agrietamientos longitudinales. Puesto que las grietas aparecen en las zonas del terraplén más susceptibles a los cambios de humedad, que son sus hombros, la primera solución en que puede pensarse es construir el terraplén de un ancho mayor que el necesario por razones geométricas, con lo cual se lograría que sean mínimos los cambios de humedad en la zona de pavimento y que las grietas ocurran fuera de esa zona; el mismo criterio llevará a ampliar los terraplenes ya construidos en que aparezcan grietas. La solución es evidentemente un paliativo que, por otra parte, ha dado excelentes resultados prácticos, pero que no ataca la esencia del problema y tiene un costo elevado.

En otras ocasiones y buscando ahorro en el movimiento de tierras por realizar, se han efectuado las ampliaciones a base de bermas de dos y tres metros de ancho, con altura aproximadamente igual a la mitad de la del terraplén. Con frecuencia los resultados de estas medidas han sido satisfactorios. Mejor aún parece ser construir muy tendidos (2.5:1, 3:1, ó más) los taludes de los terraplenes en que se desea prevenir el agrietamiento, sin efectuar propiamente la ampliación de la corona; la experiencia ha demostrado que las grietas se alejan suficientemente de la zona pavimentada aun cuando la ampliación de los taludes, en el caso de corrección de terraplenes construidos, se haga en forma descuidada, sin compactar como es debido el material recargado, que sencillamente se coloca con ayuda de equipo para mover material, pero sin usar equipo de compactación. Ha



Prevención del agrietamiento longitudinal por el uso de bermas. Nótese el desarrollo de las grietas en las mismas.

dado mejor resultado la utilización de suelos finos arcillosos en los taludes ampliados, lo cual además propicia su forestación, que es deseable. Esta misma técnica ha dado buen resultado en los casos de falla por hombros caídos.

### O. Otros métodos correctivos

Todos los métodos que se mencionan se refieren a soluciones que se han probado con mayor o menor éxito en todas partes, pero el ingeniero que se enfrenta a un problema de estabilidad no debe permitir que su mente y su imaginación se constriñan a seguir caminos ya trillados. Para su caso particular, él tiene un conocimiento, un monto de información y una visión que no posee nadie de los que pudieran recomendar la solución adecuada por el método de control remoto que necesariamente implica la lectura de una referencia bibliográfica. Así, el ingeniero responsable debe hacer uso de tal ventaja, llegando a la solución idónea de su caso, quizá original en sí misma, o en otras ocasiones, una combinación no menos original de varios métodos conocidos.

La Fig. VI-59 ilustra una solución del tipo que se sugiere. Se trata de un terraplén de gran anchura construido para una autopista, en un lugar en que el terreno de cimentación era muy blando y comprensible; en el sitio, la autopista tenía una curva horizontal, que exigía la correspondiente sobre elevación. El ingeniero encargado de la obra modificó un proyecto menos imaginativo y construyó la sección que se muestra esquemáticamente. Independientemente de que se trata de una solución no nueva y que quizá tiene múltiples antecedentes en todas partes, el hombre que modificó el proyecto no la conocía previamente. Es un buen ejemplo de lo que el pensamiento libre puede lograr ante un problema específico.

Mención especial merecen todos los métodos para paliar los malos efectos de los asentamientos en terraplenes construidos en terrenos blandos. Estos métodos han sido tratados como correctivos del terreno de cimentación en el capítulo III. De ellos, los de consolidación previa son los que más se utilizan, juntamente con el uso de materiales ligeros en el cuerpo del terraplén. También en este caso pueden existir soluciones imaginativas. A este respecto parece conveniente mencionar la originalmente concebida por L. M. Aguirre (Ref. 89). Se trata de reducir al mínimo los grandes asentamientos que podrían llegar a producirse al construir sobre los terrenos que algún día pertenecieron al Lago de Texcoco (Ref. 90) aero-



Figura VI-59. Terraplén en diente de sierra, apropiado para resolver problemas de sobre elevación por curva sobre suelos muy blandos.

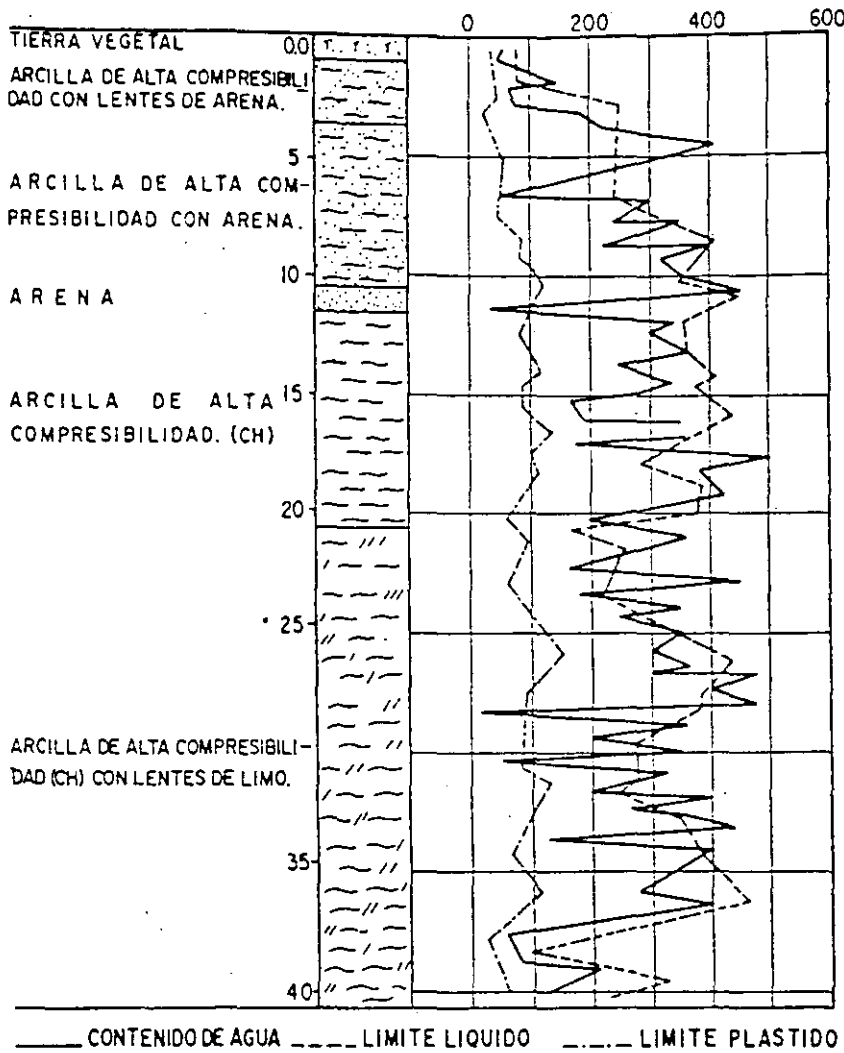


Figura VI-60. Perfil de suelos en la zona del aeropuerto de la ciudad de México (Ref. 89).

pistas, prolongaciones de las existentes, calles de rodaje y, en general, grandes terraplenes conectados con las ampliaciones y servicios del Aeropuerto Internacional de la ciudad de México, que precisamente se encuentra en esa zona, en la que existen grandes espesores de materiales muy compresibles (Fig. VI-60).

El aeropuerto es ya antiguo y originalmente sus pistas fueron construidas un tanto al margen de las técnicas que hoy se han ido imponiendo en todas partes. El resultado de tal proceder se puede ver muy objetivamente en una dramática fotografía que figura en estas páginas; respecto a ella se puede comentar que, al ocurrir los máximos asentamientos en el centro del terraplén, se pierde la pendiente transversal, formándose zonas de drenaje imposible, lo que propicia encharcamientos y hace a las pistas inoperantes por su peligrosidad; la solución que se dio en este caso durante años fue a base de nivelaciones muy costosas con concreto asfáltico, hasta llegar al extremo que puede apreciarse en la fotografía.

La idea básica del proyecto que se comenta es aproximar a cero el incremento de presiones produ-

cido por el terraplén sobre el terreno de cimentación. Para ello se utilizó un principio de compensación masiva, construyendo el pavimento en una sección excavada, de manera que el peso del material



Deformaciones en una de las pistas del Aeropuerto Internacional de México. Obsérvense las nivelaciones con concreto asfáltico.



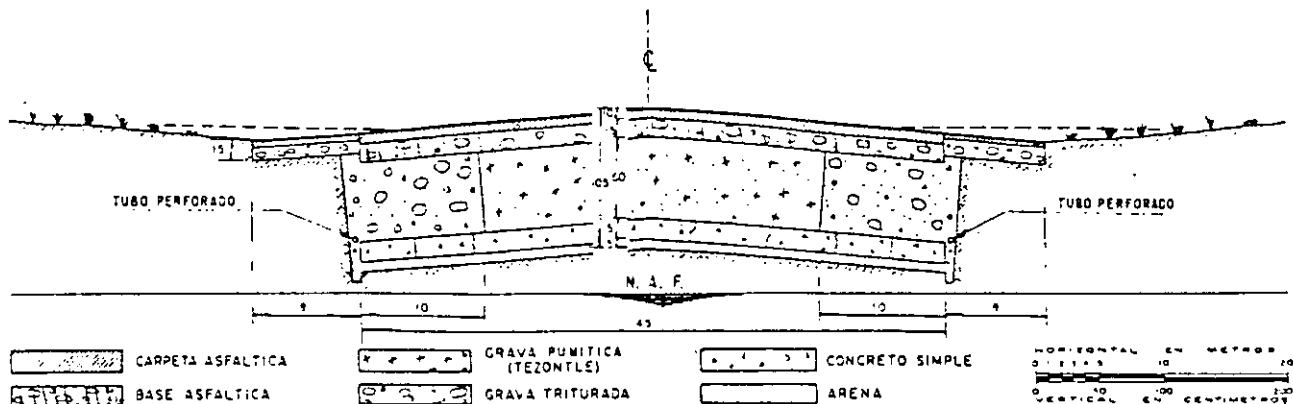


Figura VI-61. Sección estructural de las prolongaciones de las pistas en el aeropuerto de la ciudad de México (Ref. 89).

removido se igualase con el de la pista superimpuesta. Esta, cuya sección estructural aparece en la Fig. VI-61, utiliza materiales ligeros (grava pumítica, localmente llamada tezontle, con peso volumétrico de  $0.8 T/m^3$ ).

El lecho inferior de la sección está constituido por una losa delgada de concreto simple apoyada sobre una capa de arena en el fondo de la excavación. El objeto de esta losa es proporcionar un apoyo homogéneo a la sección, repartir los esfuerzos transferidos en forma uniforme y favorecer la compensación del conjunto. Es muy interesante notar que en ambos lados de la pista se dejaron secciones con grava de peso volumétrico normal, con el objeto de nivelar los asentamientos del conjunto, evitando los diferenciales.

Los resultados de esta sección en cuanto a prevenir asentamientos diferenciales se pueden ver en la Fig. VI-62, en la que se reportan datos de nivelación en los primeros 4 años de uso de la estructura. Cabe comentar que desde entonces a la fecha (1972), los movimientos que se observaron han quedado en el orden de aproximación de los aparatos para medirlos, por lo que pueden considerarse despreciables.

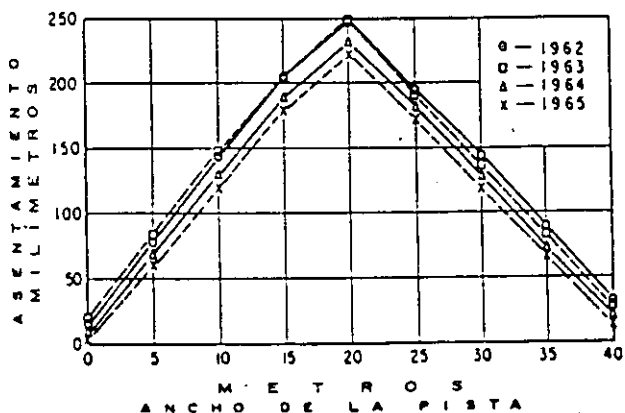


Figura VI-62. Asentamientos observados en una sección transversal de la prolongación en las pistas, en el aeropuerto de la ciudad de México (Ref. 89).

Como se ha visto, existen gran variedad de soluciones para prevenir o corregir fallas de taludes. Al pensar esto debe todavía tenerse en cuenta que se han dejado para un capítulo posterior de esta obra todas las soluciones basadas en el drenaje o en el subdrenaje, que por cierto constituye quizá la principal metodología para resolver este tipo de problemas. Así pues, para un caso dado, se ofrecerán en general al ingeniero varias alternativas en principio atractivas; por otra parte, quizá, varias de las soluciones posibles se vean a primera vista no apropiadas al caso. Surgirá así la necesidad de realizar un estudio selectivo, en el que es común que se eliminen algunas de las alternativas consideradas; el enfoque de este estudio selectivo deberá ser todavía de naturaleza eminentemente técnica. El resultado final serán unas cuantas soluciones posibles, todas ellas técnicamente recomendables; la selección final se hace con base en consideraciones de preferencia, entre las que las económicas suelen ser preponderantes, sin que dejen de desempeñar su papel las que se refieren a rapidez de ejecución y aun a la estética. En especial, muchas veces la solución queda impuesta por la necesidad de terminar la obra correctiva en un momento dado, por ejemplo cuando la vía haya de ser abierta al tránsito, o antes del comienzo de una temporada de lluvias, etc. Pero, debe insistirse, suele ser el costo, en la más amplia acepción ingenieril, el que determina la obra que definitivamente se recomiende.

No todas las soluciones propuestas son apropiadas para todos los tipos de fallas de laderas y taludes. Aun hablando de deslizamientos de tierras, no todas las soluciones comentadas pueden considerarse aconsejables para los diferentes tipos de fallas. Independientemente de que es muy difícil generalizar en estos materiales, se hacen a continuación algunos comentarios relacionando los diferentes métodos correctivos mencionados con los tipos de fallas para los cuales han dado los mejores resultados, según la experiencia disponible.

### 1. Derrumbes y caídos

En este caso los métodos correctivos suelen referirse a alguno de los siguientes criterios: Relocalización, abatimiento de taludes, escalonamiento y drenaje superficial. En menor escala se han usado métodos de retención, no tanto con este fin propiamente dicho, sino con el de recubrir materiales fácilmente atacables por el intemperismo: dentro de esta línea se construyen pantallas de mampostería o placas delgadas de concreto. En derrumbes y caídos de escasa magnitud ha rendido magníficos resultados el recubrimiento con gunite, concretos lanzados, mallas de alambre, etc.

Los anclajes se usan cada día más para resolver este tipo de problemas.

En el caso de cortes en que los caídos y derrumbes se presentan en la zona de coronamiento puede ser una buena política la remoción periódica del material que se va soltando.

### 2. Deslizamientos de tierras

Los siguientes son los métodos que más comúnmente se emplean en problemas conectados con deslizamientos de tierras.



Distintas obras de protección. Nótese el uso de estructuras de retención y de mallas para retener los caídos.



Protección de caídos con mallas.

- a. Relocalización.
- b. Abatimiento de taludes.
- c. Empleo de bermas.
- d. Remoción de material en la cabeza de la falla.
- e. Drenaje superficial y sellado de grietas.
- f. Modificación de rasante.
- g. Empleo de contrapesos.
- h. Muros de retención.
- i. Pilotaje.
- j. Uso de explosivos.

Los contrapesos, los muros y el empleo de explosivos deben circunscribirse a deslizamientos pequeños; muy pocas veces han sido efectivos en grandes. Pedraplenes y muros se han usado para prevenir erosión, por ejemplo de corrientes de agua, aun en deslizamientos muy grandes.

En la relación anterior, otra vez se ha omitido el subdrenaje, que constituye uno de los tipos de solución más efectivos y muchas veces más rápidos, económicos y elegantes para deslizamientos de tierras.

### 3. Flujos

Los siguientes son los métodos que más comúnmente se utilizan en este tipo de fallas:

- a. Relocalización.
- b. Abatimiento de taludes.
- c. Escalonamiento de taludes.
- d. Remoción parcial o total del material fallado.
- e. Drenaje superficial, incluyendo sellado de grietas.

También en este caso el subdrenaje ofrece toda una gama de soluciones frecuentemente exitosas. Estas se deberán considerar siempre en problemas relacionados con flujos.

Las estructuras de retención sólo se pueden emplear en flujos muy pequeños. El salvar la zona de falla con un viaducto se ha utilizado en flujos más que en otros tipos de fallas, debido a que muchos suelen ser estrechos.

# ANEXO VI-A

## Ejercicios de aplicación

### VI-A.1 CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD PARA UN TALUD "COHESIVO", CON TERRENO DE CIMENTACION HOMOGENEO CON EL Y LIMITADO POR UN ESTRATO HORIZONTAL RESISTENTE

Con objeto de ilustrar la aplicación de las gráficas de Taylor al caso particular mencionado, se resolverá el problema que se muestra a continuación.

DATOS:

$$\begin{aligned} c &= 2 \text{ T/m}^2 \\ \gamma_m &= 1.8 \text{ T/m}^3 \\ H &= 3.0 \text{ m} \\ DH &= 4.5 \text{ m} \\ \beta &= 30^\circ \end{aligned}$$

Solución

a) El círculo crítico deberá ser tangente al estrato resistente y con centro en la vertical media.

b) Para determinar el número de estabilidad requerido ( $N_s$ ) y la posición del círculo crítico (valor de  $n$ ), se trabaja en el gráfico de Taylor de la Fig. VI-28, con los valores de  $D$  y  $B$ .

Para  $D = 1.5$  y  $\beta = 30^\circ$  se obtiene:  $N_s = 0.1625$  y  $n = 0.55$

c) Para calcular el número de estabilidad a partir de la resistencia disponible en el terraplén, se aplica la expresión:

$$N_s = \frac{c}{\gamma_m H} = \frac{2}{1.8 \times 3} = 0.370$$

d) Finalmente, el factor de seguridad del talud se calcula dividiendo el valor del  $N_s$  disponible entre el del  $N_s$  requerido.

$$FS = \frac{N_s \text{ (disponible)}}{N_s \text{ (requerido)}} = \frac{0.370}{0.1625} = 2.27$$

### VI-A.2 EJEMPLO DE UN ANALISIS CON TANTEOS

Calcular la estabilidad de un muro de contención, según una superficie de deslizamiento cilíndrica circular. Datos: Ancho de la cimentación  $2b = 4$  m, altura del muro desde la superficie de desplante  $H = 8$  m, ancho al nivel del piso  $3.4$  m, ancho en la corona  $1.4$  m, profundidad del cimiento  $h = 2$  m.

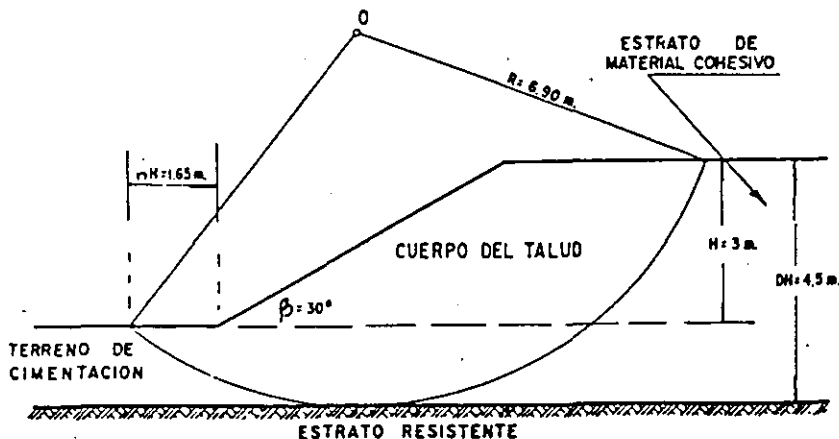


Figura VI-A-1. Círculo crítico correspondiente al ejemplo propuesto.

peso volumétrico de la mampostería  $\gamma = 2.0 \text{ ton/m}^3$ .

Características del suelo de relleno y de la cimentación: Peso volumétrico  $\gamma_m = 2 \text{ ton/m}^3$ , ángulo de fricción interna  $\phi_u = 12^\circ$ , cohesión  $c_u = 1 \text{ ton/m}^2$ .

**Solución.** La solución del problema consiste en buscar coeficiente de seguridad mínimo, lo cual ha de hacerse por tanteos.

Por lo general conviene mover el arco de falla según una vertical hasta determinar un coeficiente de seguridad mínimo; después, al nivel del centro para el cual se obtuvo el mínimo coeficiente de seguridad, se mueve el centro según una horizontal.

1. De un centro elegido arbitrariamente  $O_1$  trácese un arco, en tal forma que pase por el vértice E del muro de contención (Fig. VI-A.2.1).

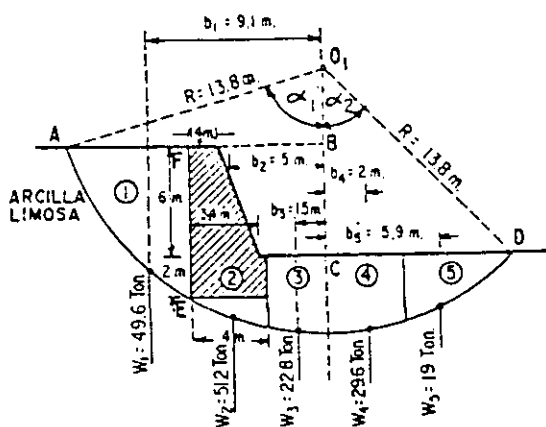


Figura VI-A.2.1. Planteamiento del problema y primer tanteo.

2. Se determina gráficamente el radio que para este ejemplo será  $R_1 = 13.8 \text{ m}$ .

3. En los triángulos ABO y CDO se pueden determinar los valores de los ángulos centrales  $\alpha_1$  y  $\alpha_2$ , determinando previamente los valores de los catetos  $O_1 B$  y  $O_1 C$  (las medidas se toman directamente del esquema).

$$O_1 B = 4 \text{ m}; O_1 C = 10 \text{ m}$$

Del triángulo  $ABO_1$

$$\cos \alpha_1 = \frac{O_1 B}{R_1} = \frac{4}{13.8} = 0.29; \alpha_1 = 78^\circ 8'$$

Del triángulo  $CDO_1$ :

$$\cos \alpha_2 = \frac{O_1 C}{R_1} = \frac{10}{13.8} = 0.725; \alpha_2 = 43^\circ 28'$$

El ángulo central es igual a:

$$\alpha_1 + \alpha_2 = 78^\circ 8' + 43^\circ 28' = 116^\circ 36'$$

4. Se determina la longitud del arco de deslizamiento  $L_1$  a lo largo de AED

$$L_1 = (\alpha_1 + \alpha_2) R_1 = \frac{116^\circ 36'}{180^\circ} \cdot 13.8 \text{ m} = 28.1 \text{ m}$$

(la suma de los ángulos  $\alpha_1$  y  $\alpha_2$  se expresa en radianes).

5. Se calcula el momento de las fuerzas de adherencia a lo largo del arco de deslizamiento AED:

$$L_1 c_u R_1 = 28.1 \cdot 1 \cdot 13.8 = 387 \text{ ton/m}$$

6. El sector de deslizamiento se divide en 5 dovelas.

Para simplificar los cálculos, el ancho de las dovelas se determina según la ubicación de los estratos (cuando el macizo esté estratificado) y por la curvatura del arco de deslizamiento, debiendo tenerse en cuenta que para el cálculo de las áreas, dicha curvatura se aproxima a una línea recta.

7. Se calculan los datos necesarios para la dovela 1 del ejemplo. El área se determina, considerando la parte del arco de deslizamiento AE como recta. El triángulo AEF tiene un área:

$$A_1 = \frac{AF \times FE}{2} = \frac{6.2 \times 8.0}{2} = 24.8 \text{ m}^2$$

(la longitud de los lados del triángulo AF y FE se mide directamente del esquema).

El peso de la dovela 1 será:

$$W_1 = A_1 \gamma_m = 24.8 \cdot 2 = 49.6 \text{ ton/m}$$

La distancia de su centro de gravedad al centro  $O_1$  es:

$$b_1 = BF + \frac{AF}{3} = 7 + \frac{6.2}{3} = 9.1 \text{ m}$$

El momento que genera el peso de la dovela (motor) con relación al centro  $O_1$  tiene un valor de:

$$W_1 b_1 = 49.6 \cdot 9.1 = 452 \text{ ton/m}$$

El momento que generan las fuerzas de rozamiento a lo largo del arco de deslizamiento AE:

$$W_1 \cdot \tan \phi_u \cdot R_1 = 49.6 \cdot 0.213 \cdot 13.8 = 145 \text{ ton/m}$$

De esta manera se realiza el cálculo para cada una de las dovelas.

8. Como el muro de contención no tiene ninguna carga vertical suplementaria, excepto el peso propio de la mampostería, cuyo peso volumétrico es igual al peso volumétrico del suelo ( $2 \text{ ton/m}^3$ ), su peso se incluye en el peso del bloque 2. Para simplificar los cálculos, se considera que el peso del muro

está uniformemente distribuido en la superficie de desplante y que el centro de gravedad de todas las dovelas 2, 3, 4 y 5 está aplicado en su centro.

Los datos de los cálculos de la primera curva de deslizamiento con centro en  $O_1$  se dan en la tabla VI-A.2.1.

TABLA VI-A.2.1

Nº de la dovela	Area de la dovela $A_i$ , m <sup>2</sup>	Peso de la dovela $W_i$ , ton	Braza del momento $b_i$ , m	$W_i b_i$ , ton · m	$W_i \tan \phi_u R_1$ , ton · m
1	24.8	49.6	9.1	452	145
2	25.6	51.2	5.0	256	150
3	11.4	22.8	1.5	34	67
4	14.8	29.6	2.0	-59	87
5	9.5	19.0	5.9	-112	56

TOTAL: 571 405

El coeficiente de seguridad se determina según la fórmula

$$F_s = \frac{\Sigma W_i \tan \phi_u + \Sigma c_u li R}{Pa + \Sigma W_i b_i}$$

$$F_s = \frac{405 + 387}{571} = 1.38$$

No se considera el producto  $Pa$  de la fórmula ya que el peso de la mampostería del muro de contención  $P$ , está incluido en el peso de la dovela 2.

9. Como segundo tanteo para llegar al valor mínimo del coeficiente de seguridad en la dirección vertical, tómesese un centro de giro  $O_2$  de una segunda curva de deslizamiento 2 m arriba, según la misma vertical (Fig. VI-A.2.2).

Igual que en el primer caso, con el radio  $O_2E$  se dibuja el arco de deslizamiento, determinando gráficamente la longitud del radio y todos los datos necesarios para el cálculo del coeficiente de seguridad. El orden del cálculo es análogo al anterior, y los datos del cálculo se dan en la tabla VI-A.2.2.

TABLA VI-A.2.2

Nº de la dovela	Area de la dovela $A_i$ , m <sup>2</sup>	Peso de la dovela $W_i$ , ton	Braza del momento $b_i$ , m	$W_i b_i$ , ton · m	$W_i \tan \phi_u R_2$ , ton · m
1	29.6	59.2	9.5	562	197
2	25.0	50.0	5.0	250	166
3	10.4	20.8	1.5	31	69
4	13.4	26.8	2.0	-54	86
5	9.0	18.0	5.9	-106	60

TOTAL: 683 578

Valor del radio  $R_2 = 15.7$  m; longitud del arco de deslizamiento  $L_2 = 29.6$  m.

El coeficiente de seguridad del segundo arco de deslizamiento es igual

$$F_s = \frac{578 + 29.6 \cdot 1 \cdot 15.7}{683} = 1.53$$

10. Ahora se colocará al centro del arco de falla 2 m más arriba según la misma vertical (Fig. VI-A.2.3), obteniéndose el punto  $O_3$ .

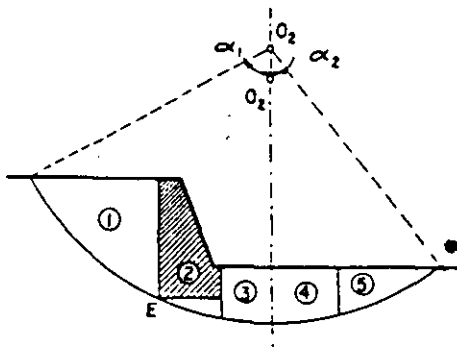


Figura VI-A.2.2. Segundo tanteo.

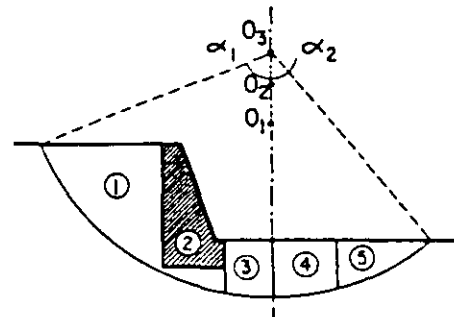


Figura VI-A.2.3. Tercer tanteo.

Los datos de cálculo para la tercera curva de deslizamiento se muestran en la tabla VI-A.2.3.

TABLA VI-A.2.3

Nº de la dovela	Area de la dovela $A_p$ m <sup>2</sup>	Peso de la dovela $W_p$ ton	Brazo del momento $b_p$ m	$W_p b_p$ ton · m	$W_p \tan \phi_u R_3$ ton · m
1	34.4	68.8	9.9	682	256
2	25.6	51.2	5.0	256	191
3	11.4	22.8	1.5	34	85
4	14.8	29.6	2.0	-39	110
5	11.2	22.4	6.6	-148	84

TOTAL: 765 726

El valor del radio  $R_3 = 17.6$  m; la longitud del arco de deslizamiento es  $L_3 = 31.6$  m.

El coeficiente de seguridad para el tercer arco es:

$$F_s = \frac{726 + 31.6 \cdot 1 \cdot 17.6}{765} = 1.66$$

11. El valor del coeficiente de seguridad aumenta al aumentar la altura según la vertical; por consi-

guiente es necesario buscar los valores del coeficiente de seguridad con centro de giro abajo de los anteriores. Por lo tanto el centro  $O_1$  se colocará dos metros abajo del  $O_1$  según la misma vertical y de este modo se obtiene el cuarto arco de deslizamiento (Fig. VI-A.2.4).

De la misma manera que en el caso del primer arco de deslizamiento, se calculan todos los elementos necesarios para determinar el coeficiente de seguridad (tabla VI-A.2.4).

TABLA VI-A.2.4

Nº de la dovela	Area de la dovela $A_p$ m <sup>2</sup>	Peso de la dovela $W_p$ ton	Brazo del momento $b_p$ m	$W_p b_p$ ton · m	$W_p \tan \phi_u R_4$ ton · m
1	20.8	41.6	8.7	362	109
2	26.4	52.8	5.0	264	138
3	13.2	26.4	1.5	40	67
4	16.8	33.6	2.0	-67	88
5	9.7	19.4	5.8	-113	51

TOTAL: 486 453

El valor del radio es  $R_4 = 12.4$  m; la longitud del arco de deslizamiento es  $L_4 = 26.1$  m.

El coeficiente de seguridad para el cuarto arco es:

$$F_s = \frac{453 + 26.1 \cdot 1 \cdot 12.4}{486} = 1.80$$

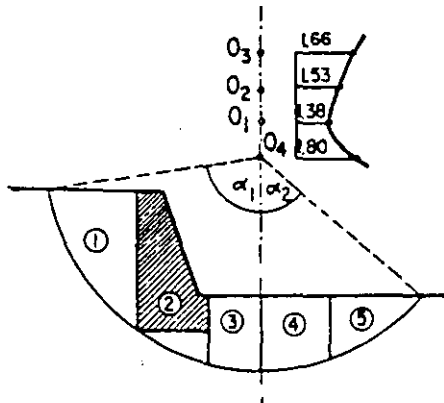


Figura VI-A.2.4. Cuarto tanteo.

Por consiguiente la superficie de deslizamiento cilíndrica para el menor coeficiente de seguridad tiene lugar según el centro de giro  $O_1$ , siendo el coeficiente de seguridad  $F_s = 1.38$ .

12. Después que se ha encontrado la zona de valores mínimos del coeficiente de seguridad según una

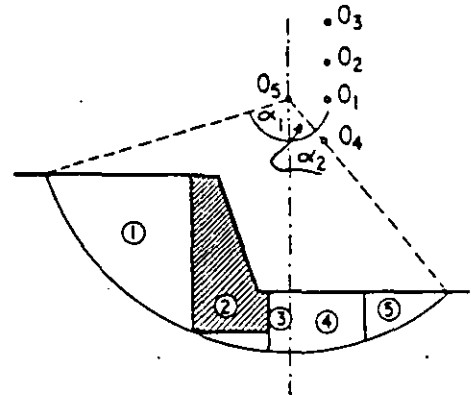


Figura VI-A.2.5. Quinto tanteo.

vertical, se investiga el cambio del coeficiente de seguridad en la dirección horizontal; para esto se buscan los arcos de deslizamiento cuyos centros de giro se ubiquen en una horizontal que pasa a través del punto  $O_1$ , que es el centro de giro que dio el mínimo valor del coeficiente de seguridad según la vertical.

Se probará el punto  $O_3$  a la izquierda del punto  $O_1$  (Fig. VI-A.2.5) y se calculará el coeficiente de seguridad según el quinto arco de deslizamiento, efectuando el cálculo de una manera análoga a los anteriores. Los datos se dan en la tabla VI-A.2.5.

TABLA VI-A.2.5

Nº de la dovela	Área de la dovela $A_p$ , m <sup>2</sup>	Peso de la dovela $W_p$ , ton	Brazo del momento $b_p$ , m	$W_i b_i$ , ton · m	$W_i \tan \phi_u R_5$ , ton · m
1	29.6	59.2	7.5	444	165
2	23.4	46.8	3.0	140	131
3	3.0	6.0	0.5	3	17
4	10.4	21.6	2.0	-43	60
5	5.3	10.6	5.5	-58	30

TOTAL: 486 403

El valor del radio es  $R_5 = 13.1$  m; la longitud del arco de deslizamiento es  $L_5 = 23.8$  m.

El coeficiente de seguridad para el quinto arco de deslizamiento es:

$$F_s = \frac{403 + 23.8 \cdot 1 \cdot 13.1}{486} = 1.47$$

El  $F_s$  crece hacia la izquierda, por lo que se investigarán valores de la zona a la derecha del centro  $O_1$ .

Colóquese el punto  $O_6$  a la derecha de  $O_1$ , en dos metros (Fig. VI-A.2.6) y realicéense los mismos cálculos que se hicieron en los arcos de deslizamiento anteriores (tabla VI-A.2.6).

TABLA VI-A.2.6

Nº de la dovela	Área de la dovela $A_p$ , m <sup>2</sup>	Peso de la dovela $W_p$ , ton	Brazo del momento $b_p$ , m	$W_i b_i$ , ton · m	$W_i \tan \phi_u R_6$ , ton · m
1	21.4	43.2	10.8	467	138
2	26.4	52.8	7.0	370	168
3	23.0	46.0	2.5	115	147
4	23.0	46.0	2.5	-115	147
5	13.0	26.0	8.1	-211	83

TOTAL: 626 683

El valor del radio es  $R_6 = 15.0$  m; la longitud del arco de deslizamiento es  $L_6 = 31.8$  m.

El coeficiente de seguridad para el sexto arco de deslizamiento es:

$$F_s = \frac{683 - 31.8 \cdot 1 \cdot 1.15}{626} = 1.85$$

De esta manera, también, en la dirección horizontal el coeficiente de seguridad mínimo es el obtenido para la primera superficie cilíndrica de deslizamiento y es igual a 1.38.

### VI-A.3 ANÁLISIS CON ESFUERZOS TOTALES

Ahora se considera el caso de analizar la estabilidad de un terraplén homogéneo situado por arriba del nivel freático. Al efectuar una prueba triaxial de consolidación y sin drenaje en el material que constituye el terraplén, se encontraron los siguientes parámetros de resistencia:

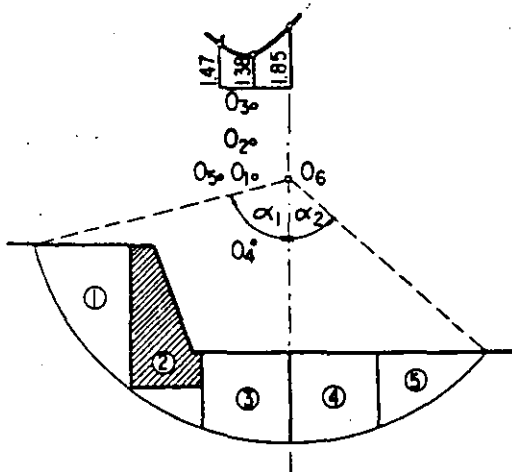


Figura VI-A.2.6. Sexto tanteo.

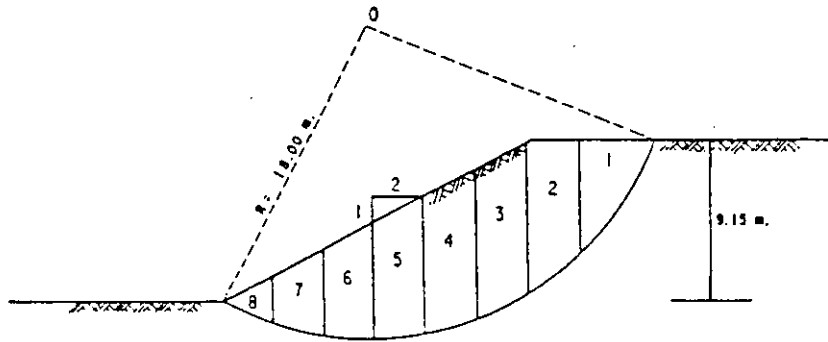


Figura VI-A.3. Geometría de la sección.

$\phi_u = 4^\circ$  y  $c_u = 4 \text{ ton/m}^2$  y tiene un peso volumétrico aproximado de  $1600 \text{ kg/m}^3$ . La geometría del talud por analizar se muestra en la Fig. VI-A.3.

En este caso, se aplica el criterio de esfuerzos totales y el método de cálculo propuesto por Feilenius

y se presenta aquí el análisis correspondiente al círculo de falla crítico, que en este caso corresponde a uno que pasa por el pie del talud.

La tabla VI-A.3 puede utilizarse con el objeto de mecanizar el procedimiento de cálculo.

TABLA VI-A.3

Dovela No	$W_i$ (ton)	$N_i$ (ton)	$T_i$ (ton)	$\sigma_i = \frac{N_i}{L_i}$	$s_i$ (ton/m <sup>2</sup> )	$s_i \cdot L_i$ (ton)
1	26.64	16.97	21.67	2.09	4.14	33.53
2	37.08	28.98	23.29	7.60	4.53	17.26
3	43.20	39.73	20.37	12.04	4.84	15.97
4	40.32	37.44	11.26	11.55	4.80	15.55
5	35.28	34.22	3.94	11.40	4.79	14.37
6	28.08	27.94	-1.58	9.31	4.65	13.95
7	18.72	18.22	-4.29	5.62	4.39	14.22
8	6.48	5.91	-2.39	1.82	4.13	13.38
			$\Sigma = 70.27$			$\Sigma = 138.23$

Después de dividir en dovelas la masa de suelo considerada, de acuerdo con la supuesta superficie de falla, puede calcularse el volumen de suelo en cada dovela, si se considera una profundidad unitaria normal al plano analizado; este volumen será numéricamente igual al área. El peso de cada dovela puede calcularse y se anota en la columna ( $W_i$ ).

La reacción a  $W_i$  debe descomponerse en las direcciones normal y tangencial a la superficie de deslizamiento en cada una de las dovelas; estas dos componentes se anotan en las columnas ( $N_i$ ) y ( $T_i$ ) respectivamente.

La componente ( $N_i$ ) genera un esfuerzo normal a la superficie de deslizamiento que, según se dijo en este capítulo, puede tomarse con suficiente aproximación como:

$$\sigma_i = \frac{N_i}{L_i}$$

Este esfuerzo se anota en la columna ( $\sigma_i$ ). Ahora se puede encontrar el esfuerzo resistente que tiene lugar en la superficie de deslizamiento que corresponde a cada dovela, de acuerdo con la ley de resistencia:

$$s_i = 4 + \sigma_i \tan 4^\circ \text{ (ton/m}^2\text{)}$$

Este resultado se anota en la columna ( $s_i$ ).

La fuerza resistente puede calcularse en cada dovela como el producto  $s_i L_i$  (recuérdese que se considera una profundidad unitaria).

Finalmente el factor de seguridad se calcula:

$$F_s = \frac{\Sigma s_i L_i}{\Sigma T_i} = \frac{138.23}{72.27} = 1.91$$

El talud propuesto podría considerarse estable respecto al círculo considerado.

#### VI-A.4 ANALISIS CON FALLA CIRCULAR Y ESFUERZOS EFECTIVOS

Sea una sección de un camino en balcón como la que se muestra parcialmente en la Fig. VI-A.4.1. Dicha sección está sujeta a un flujo de agua desde la dera arriba. El material que se encontró después de haber realizado los trabajos de campo y de laboratorio fue una arcilla firme, la cual tiene un peso volumétrico saturado de  $2.0 \text{ ton/m}^3$  y una resistencia al esfuerzo cortante en prueba drenada cuyos parámetros son  $c = 0.5 \text{ ton/m}^2$  y  $\phi = 30^\circ$  y cuya gráfica se muestra en la Fig. VI-A.4.3. Efectúe el análisis de estabilidad del talud, suponiendo una super-



ficie de falla cilíndrica que pase por el pie del talud, con los siguientes criterios:

- a) Utilizando para el cálculo las presiones en exceso de la hidrostática.
- b) Utilizando las fuerzas de filtración.

Debido a que el talud está sujeto a un flujo establecido, se requiere elaborar la red de flujo tal como se muestra en la Fig. VI-A.4.1.

En seguida, trácese un círculo de falla que pase por el pie del talud.

- a) *Análisis con presiones de agua*

Divídase a la zona de falla en dovelas. Para este caso se tienen siete. Hágase un cuadro donde se concentren todos los cálculos como sigue:

TABLA VI-A.4.1

Dovela	$W_i$ ton/m	$N_i$ ton/m	$L_i$ m	$\frac{N_i}{L_i} = \sigma_i$ ton/m <sup>2</sup> /m	$u_i$ ton/m <sup>2</sup> /m	$\sigma_i - u_i = \bar{\sigma}_i$ ton/m <sup>2</sup> /m	$\bar{s}_i$ ton/m <sup>2</sup>	$\bar{s}_i L_i$ ton/m	$W_{Total}$ ton/m	$T_{Total}$ ton/m
1	10.92	7.0	4.2	1.67	1.5	0.17	0.6	2.52	12.55	10.0
2	33.80	26.30	4.5	5.85	3.6	2.25	1.75	7.88	37.2	24.0
3	36.0	31.80	3.5	9.10	4.3	4.80	3.22	10.61	34.8	17.0
4	32.1	30.20	3.1	9.75	4.5	5.25	3.50	10.85	30.5	10.0
5	25.9	25.20	3.1	8.36	4.1	4.26	2.91	11.95	25.3	4.8
6	13.1	13.00	2.3	5.65	3.0	2.65	2.0	4.60	13.45	1.0
7	9.0	8.9	3.6	2.48	1.5	0.98	1.05	3.78	9.9	-0.8
—	—	—	—	—	—	—	—	52.19	—	66.0

$$F_s = \frac{\sum_1^7 \bar{s}_i L_i R}{\sum_1^7 T_{Tot} \cdot R} = \frac{52.19}{66.0} = 0.79$$

donde:

- $W_i$  = peso del material de la dovela, considerándolo totalmente saturado.
- $N_i$  = componente normal de  $W_i$  obtenida gráficamente en la Fig. VI-A.4.1.
- $L_i$  = longitud de la base de la dovela.
- $\sigma_i$  = esfuerzo normal total.
- $u_i$  = presión en exceso de la hidrostática, obtenida de la red de flujo.
- $\bar{\sigma}_i$  = esfuerzo normal efectivo.
- $\bar{s}_i$  = resistencia al esfuerzo cortante obtenida de la gráfica de la Fig. VI-A.4.2.
- $\bar{s}_i L_i$  = fuerza tangencial resistente.
- $W_{Total}$  = peso del material saturado de la dovela arriba de la línea de saturación, más el peso sumergido de la dovela abajo de la línea de saturación, más la subpresión (que es el exceso de la presión hidrostática obtenida de la red de flujo para esa dovela multiplicada por la longitud de la dovela en su base) (suma algebraica).
- $T_{Total}$  = fuerza tangencial actuante, componente de  $W_{Total}$  obtenida gráficamente de la Fig. VI-A.4.1.
- $R$  = Radio del círculo de falla analizado. En este caso 20.6 m.
- $F_s$  = Factor de seguridad.

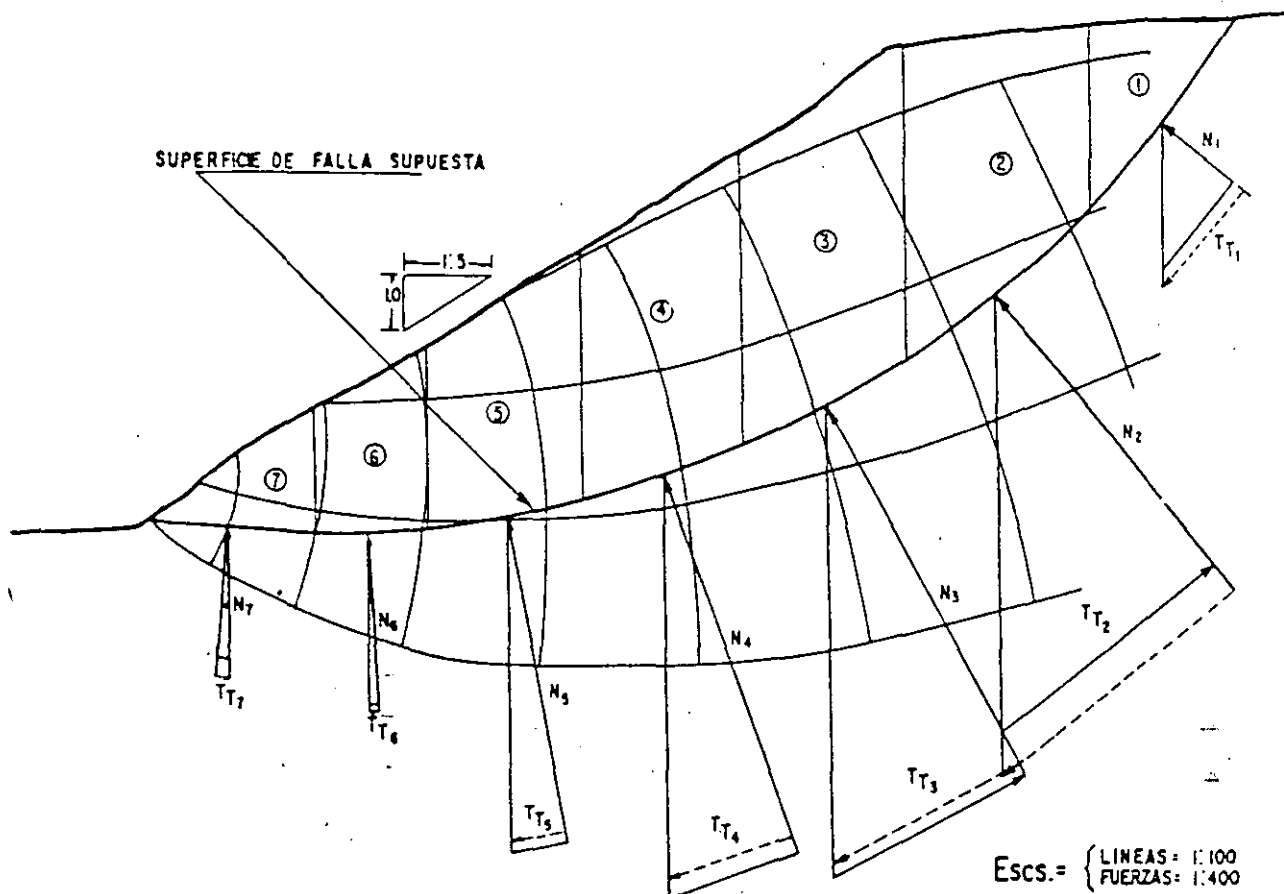


Figura VI-A-4.1. Perfil de la ladera, red de flujo con régimen establecido y análisis de estabilidad.

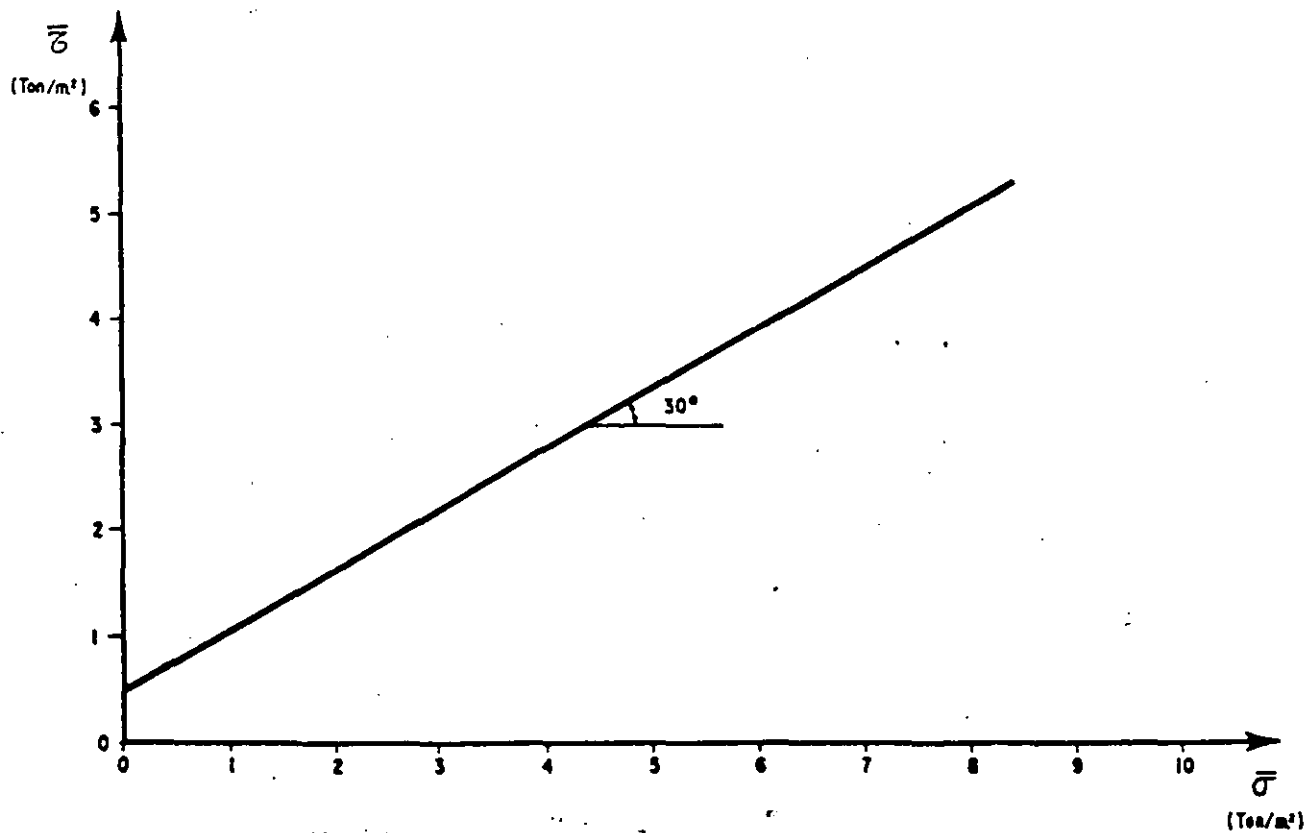


Figura VI-A-4.2. Ley de resistencias en términos de esfuerzo efectivo.

b) Análisis con fuerzas de filtración.

La tabla siguiente resume los cálculos.

TABLA VI-A.4.2

Dovela	$W_i$	$T_i$	$N_i$	$L_i$	$N_i/L_i = \sigma_i$	$u_i$	$\sigma_i - u_i = \bar{\sigma}_i$	$\bar{s}_i$	$\bar{s}_i L_i$
1	10.92	8.60	7.00	4.2	1.665	1.5	0.17	0.6	2.52
2	53.8	21.0	26.30	4.5	5.85	3.6	2.25	1.75	7.88
3	36.0	17.0	31.80	3.5	9.1	4.3	4.8	3.22	10.61
4	32.1	10.5	30.2	3.1	9.75	4.5	5.25	3.50	10.89
5	25.9	5.0	25.2	3.1	8.36	4.1	4.26	2.91	11.95
6	13.1	1.0	13.0	2.3	9.69	3.0	2.65	2.00	4.60
7	9.0	-0.9	8.9	3.6	2.48	1.5	0.98	1.05	3.78
	—	42.2	—	—	—	—	—	—	52.19

$$F_s = \frac{\sum_1^7 \bar{s}_i L_i R}{\sum_1^7 T_i R + \sum_1^7 J.R.} = \frac{52.19 \times 20.6}{42.2 \times 20.6 + 507.7} = \frac{1075}{868 + 507.7} = \frac{1075}{1375.7} = 0.78$$

donde:

$W_i$  = peso del material de la dovela, considerándolo totalmente saturado.

$N_i$  = componente normal de  $W_i$ , obtenida gráficamente de la Fig. VI-A.4.1.

$L_i$  = longitud de la base de la dovela.

$\sigma_i$  = esfuerzo normal total.

$u_i$  = presión en exceso de la hidrostática, obtenida de la red de flujo.

$\bar{\sigma}_i$  = esfuerzo normal efectivo.

$\bar{s}_i$  = resistencia al esfuerzo cortante obtenida de la gráfica de la Fig. VI-A.4.2.

$\bar{s}_i L_i$  = fuerza tangencial resultante.

Las fuerzas de filtración originan un incremento en el momento motor que tiende a hacer girar la masa deslizante alrededor del centro del círculo de falla.

El cálculo del incremento del momento motor se puede hacer de la siguiente manera. En cada cuadrado de la red de flujo, si  $L_i$  es el lado medio del cuadrado, la fuerza de filtración ( $J$ ) en el cuadrado considerado de la red de flujo es igual al peso específico del agua multiplicado por la caída de potencial  $\Delta h$  y por el lado medio  $L_i$  de dicho cuadrado, o sea

$$J = j \times L^2 = \gamma_w i L^2 = \gamma_w \frac{\Delta h}{L} L^2 = \gamma_w \Delta h L$$

La dirección será la de la línea de flujo que pase por el centroide del cuadrado, con lo que podrá definirse el brazo de palanca con respecto al centro del círculo y el producto de  $J$  por dicho brazo de palanca será el incremento del momento motor del cuadrado en cuestión. La suma de los momentos de todos los cuadrados dará el incremento total en el momento motor debido a las fuerzas de filtración.

Cálculo del momento de las fuerzas de filtración:

TABLA VI-A.4.3

Nº de Cuadro	$\Delta h$	$L$	$R$	$J = \Delta h \cdot L \cdot R$
I	0.9	2.0	17.25	31.00
II	1.2	2.4	17.25	49.60
III	1.1	2.4	17.25	45.50
IV	1.0	2.9	17.70	51.10
V	0.9	2.9	18.60	48.50
VI	0.7	2.6 × 0.5	19.00	17.30
VII	1.0	1.6	19.00	30.40
VIII	0.9	1.9	19.00	32.50
IX	0.9	2.2	19.00	37.50
X	1.2	2.6 × 0.8	19.30	48.10
XI	1.1	2.5 × 0.7	19.00	36.60
XII	1.0	3.1 × 0.5	19.70	30.50
XIII	0.9	3.0 × 0.3	20.20	16.30
XIV	0.5	1.2 × 0.6	20.10	7.20
XV	1.0	1.6 × 0.4	20.15	13.55
XVI	0.9	2.1 × 0.2	20.30	7.65
XVII	0.9	2.4 × 0.1	20.40	4.40
				507.70

en donde:

 $\Delta h$  = carga de presión en el punto considerado. $L$  = lado medio del cuadrado considerado. $R$  = brazo de palanca respecto al centro del círculo.

#### VI-A.5 ESTABILIDAD DE UNA LADERA NATURAL PARA UNA SUPERFICIE DE FALLA NO CIRCULAR, CON FLUJO. ANALISIS CON ESFUERZOS EFECTIVOS

En una ladera natural hay un flujo subterráneo, tal como se muestra en la Fig. VI-A.5. El suelo del talud es una arcilla ligeramente preconsolidada; pruebas consolidadas drenadas, efectuadas en especímenes inalterados de este material, arrojaron los siguientes resultados promedio:  $c = 0.5 \text{ ton/m}^2$ ;  $\phi = 32^\circ$ ;  $\gamma_{sat} = 2 \text{ ton/m}^3$ . Se pide calcular el factor de seguridad correspondiente a la superficie de falla indicada en la figura.

#### SOLUCION:

Este problema queda incluido dentro del análisis de estabilidad con superficies de falla no circulares. Para resolverlo se empleará la fórmula 6-34 obtenida en la sección C (Ref. 3):

$$F_s = \frac{\Sigma [cb + (W_1 + W' + \Delta S - ub) \tan \phi] \frac{a}{M_1(\alpha)}}{\Sigma (W_1 + W') \frac{f}{F_s} \frac{f}{M_1(\alpha)}} \quad (6-34)$$

El significado de las cantidades que intervienen en esta expresión se puede ver en la Fig. VI-37.

El cuerpo de la zona de falla se dividió en 6 dovelas y se utilizó el arreglo de la tabla VI-A.5 para aplicar la ecuación 6-34. Conviene aclarar que en la solución de este problema se desprecia el término  $\Delta S$ .

La manera de obtener las cantidades que aparecen en la tabla se muestra gráficamente en la figura para la dovela 5. Los pesos  $W_1$  y  $W'$  se determinaron dividiendo las dovelas en formas geométricas sencillas para calcular su área (por ejemplo, trapecios o triángulos).

TABLA VI-A.5

col.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	11	12	13	14	15	16	17	18
	b	a	l	f	$\alpha$	$\tan \alpha$	c	$\tan \phi$	cb	ub	$W_1$	$W'$	$W_1 + W'$	(14) - ub	(15) $\tan \phi$	(9) + (16)	(17) a
Dovela	(m)	(m)	(m)	(m)	(grados)		(ton/m <sup>2</sup> )		(ton/m)	(ton/m)	(ton/m)	(ton/m)	(ton/m)	(ton/m)	(ton/m)	(ton/m)	( $\frac{\text{ton m}}{\text{m}}$ )
1	7	24.5	-14.8	-9.1	-14	-0.249			3.5	32.2	0	21.6	21.6	-10.6	-6.63	-3.13	-76.8
2	9.4	17.9	-7.5	-12.9	11	0.194			4.7	74.2	0	73.0	73	-1.2	-0.75	3.95	70.7
3	9.4	17.9	1.9	-3.1	11	0.194	0.5	0.625	4.7	83.6	0	100.1	100.1	16.5	10.3	15.0	268.5
4	10	17.9	11.6	6.9	11	0.194			5	114.0	20.7	125	145.7	31.7	19.8	24.8	444
5	9.2	17.9	21.3	17.0	11	0.194			4.6	109.4	33.6	110.3	143.9	34.5	21.6	26.2	469
6	10	25.1	29.2	17.0	40	0.839			5	86.0	14.0	55	69	-17	-10.6	-5.6	-140.6

col.	19	20	21	22
Dovela	(14) l	ub $\tan \phi$	(20) - cb	(21) $\tan \alpha$
	( $\frac{\text{ton m}}{\text{m}}$ )	(ton/m)	(ton/m)	(ton/m)
1	-320	20.1	16.6	-4.14
2	-547	46.4	41.7	8.10
3	190.2	52.2	47.5	9.21
4	1690	71.3	66.3	12.9
5	3070	68.4	63.8	12.4
6	2020	53.7	48.7	40.9
$\Sigma =$	6103.2			

PRIMER TANTEO												
col.	23	24	25	26	27	10	28	29				
Dovela	$F_{s_1}$	(22) $\frac{F_{s_1}}$	(14) + (24)	(25) · f	$M_i (\alpha)$	u	(18) $M_i (\alpha)$	(26) $M_i (\alpha)$				
	(ton/m)	(ton/m)	(ton/m <sup>2</sup> )	( $\frac{\text{ton m}}{\text{m}}$ )	(ton/m <sup>2</sup> )	( $\frac{\text{ton m}}{\text{m}}$ )	( $\frac{\text{ton m}}{\text{m}}$ )	( $\frac{\text{ton m}}{\text{m}}$ )				
1		-3.45	18.15	-165	0.84	4.6	-91.4	-196				
2		6.75	79.75	-1030	1.07	7.9	66.1	-963				
3		7.67	107.77	-334	1.07	8.9	251.0	-312				
4	1.2	10.74	156.44	1080	1.07	11.4	415	-1010				
5		10.32	154.22	2620	1.07	11.9	438	2450				
6		34.1	103.1	1753	1.09	8.6	-129	1610				
$\Sigma =$						949.7	1579					

SEGUNDO TANTEO

col.	23	24	25	26	27	28	29
Dovela	$F_{s_1}$	(22) $\frac{F_{s_1}}$	(14) + (24)	(25) · f	$M_i (\alpha)$	(18) $M_i (\alpha)$	(26) $M_i (\alpha)$
	(ton/m)	(ton/m)	(ton/m)	( $\frac{\text{ton m}}{\text{m}}$ )	( $\frac{\text{ton m}}{\text{m}}$ )	( $\frac{\text{ton m}}{\text{m}}$ )	( $\frac{\text{ton m}}{\text{m}}$ )
1		-5.91	15.7	-143	0.77	-99.5	-186
2		11.5	84.5	-1090	1.15	61.5	-948
3		13.1	113.2	-351	1.15	234	-305
4	0.7	18.4	164.1	1150	1.15	386	983
5		17.7	161.6	2750	1.15	408	2390
6		58.4	127.4	2170	1.34	-105	1620
$\Sigma =$					1.293	3554	

$$F_{s_1} = \frac{\Sigma(28)}{\Sigma(19) - \Sigma(29)}$$

Primer tanteo:

$$F_{s_1} = 1.2;$$

$$F_{s_1} = \frac{949.7}{6103.2 - 1579} = 0.20$$

Segundo tanteo:

$$F_{s_1} = 0.7;$$

$$F_{s_1} = \frac{1293}{6103.2 - } = 0.51$$

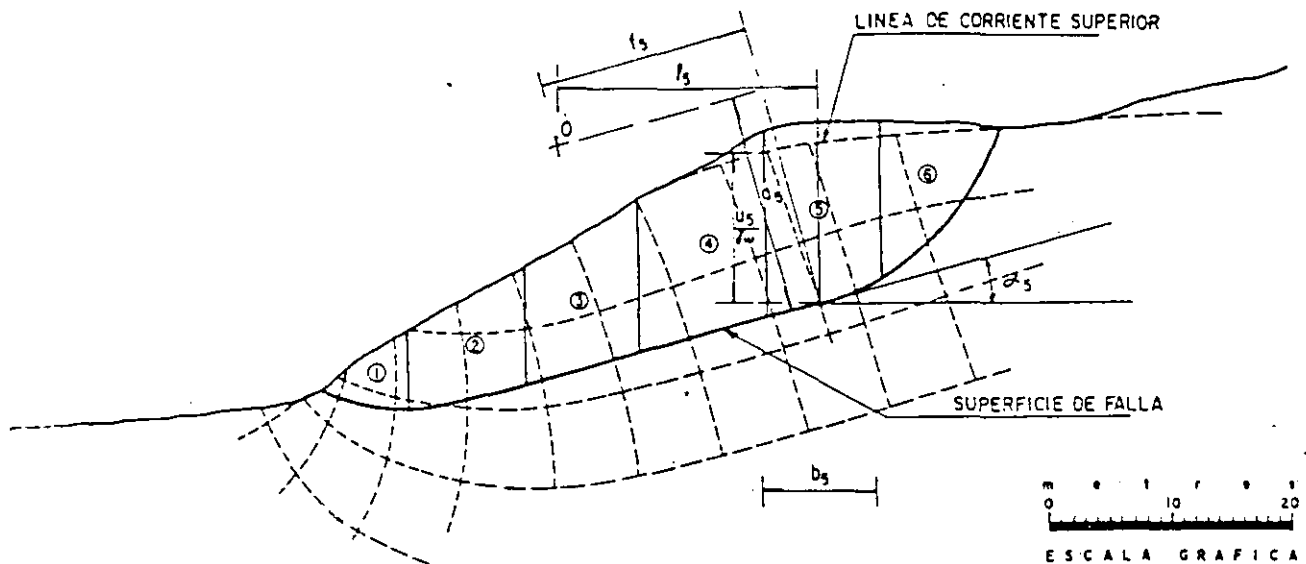


Figura VI-A-5. Análisis de estabilidad.

Los valores de  $f$  y  $l$  en la tabla son positivos cuando quedan a la derecha del punto 0 de la figura, en el caso de este análisis de estabilidad. Para calcular  $M_i(\alpha)$  se utilizó la figura VI-35 del texto.

En vista de que para hallar el  $F_s$  en la fórmula 6-34 se tiene que proceder por tanteos, se llevaron a cabo 2 de ellos en la tabla. En el primero se supuso un  $F_{s1} = 1.2$ , y se obtuvo un  $F_{s2} = 0.2$ . En el segundo tanteo se utilizó un  $F_{s1} = 0.7$  y se halló un  $F_{s2} = 0.5$ . Es muy probable que en un tercer intento se obtuviera un  $F_s = 0.6$ ; es decir, el talud es inestable en las condiciones dadas.

TABLA VI-A.6.1

Profundidad (m)	Resistencia al corte (ton/m <sup>2</sup> )	LL (%)	LP (%)	IP
2	2.74	225	130	95
4	2.25	242	129	113
6	1.80	251	146	105
8	1.92	248	138	110
10	2.05	301	190	111
12	2.12	272	147	125
14	1.97	290	179	111
16	1.95	248	126	122
18	1.95	253	146	107
20	2.11	274	168	106

VI-A.6 TERRAPLEN SOBRE SUELO BLANDO

Se desea construir un terraplén con la sección que se muestra en la Fig. VI-A.6. El terraplén se apoyará sobre un suelo blando, cuyas características de resistencia se determinaron utilizando veleta; dichas características aparecen en la tabla VI-A.6.1; los límites de Atterberg también aparecen en la misma tabla. El terraplén tendrá una altura de 3 m, un ángulo del talud  $\beta = 18^\circ 24'$  (3:1) y estará constituido por un material arcilloso debidamente compactado, con  $\gamma_m = 1.67 \text{ ton/m}^3$  y  $c = 4 \text{ ton/m}^2$ .

El  $\gamma_{nat}$  del terreno natural es de  $1.2 \text{ ton/m}^3$ .

Considerando como valor promedio de la resistencia al esfuerzo cortante  $2 \text{ ton/m}^2$ , de acuerdo con los valores del  $I_p$  ( $I_p \text{ med} = 110$ ), la resistencia obtenida en prueba de veleta deberá modificarse por un factor de corrección de 0.61 (Fig. VI-42).

Para el cálculo de la estabilidad del terraplén, se considerará a éste agrietado, por lo que no existirá resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de la superficie de deslizamiento en el cuerpo del terraplén.

A continuación se presenta el procedimiento de cálculo empleado para calcular el  $F_s$  del círculo de falla

1 (Fig. VI-A.6). El momento motor estará dado por el peso del área que tiende a producir el deslizamiento multiplicado por su distancia a un eje normal que pase por el centro del círculo de falla considerado.

El momento de las fuerzas que se oponen al deslizamiento o momento resistente estará dado por la cohesión a lo largo de toda la superficie de deslizamiento supuesta, multiplicada por su distancia al centro del círculo supuesto.

Para facilitar el cálculo del momento motor se considerará el terraplén dividido en dovelas, como se indica en la Fig. VI-A.6. El terreno natural se encuentra en equilibrio. El momento debido al peso del terraplén en la dovela 1 se omite por estar agrietado el terraplén.

En la tabla VI-A.6.2 se resume el cálculo del momento motor.

Para calcular el momento resistente, la resistencia al esfuerzo cortante "s" será la determinada con la veleta, y modificada por el factor de corrección 0.61 (Fig. VI-42), de modo que

TABLA VI-A.6.2

Dovela	W (ton)	x (m)	W · x
2	13.5	7.25	97.9
3	7.25	2.5	19.3
4	4.16	-1.33	-5.6

$$M_m = \Sigma W \cdot x = 111.6 \left( \frac{t - m}{m} \right)$$

$$M_{R2} = s.L.r. = 0.61 \times 2.00 \times 22.66 \times 11.2 = 309.3$$

$$\left( \frac{t - m}{m} \right)$$

en donde  $L$  = longitud de la superficie de deslizamiento supuesta donde se desarrolla la resistencia al esfuerzo cortante ( $s$ ).

$r$  = distancia al centro del círculo supuesto = radio del círculo.

El  $F_s$  correspondiente estará dado por

$$F_s = \frac{M_R}{M_m}$$

para el caso del círculo 1 de falla supuesto el  $F_s$  es igual a 2.76.

Realizando el análisis en forma similar para los círculos 2 y 3 se obtuvieron los siguientes factores de seguridad:  $F_{s2} = 1.38$ ;  $F_{s3} = 1.46$ .

VI-A.7 METODO DE LA CUÑA

Determinar, por el método de la cuña, el factor de seguridad con que se encuentra un terraplén de 10 m de altura y talud de 1.5:1, desplantado sobre un manto de roca resistente (Fig. VI-A.7.1) y construido con una arena arcillosa, cuyos parámetros de resistencia determinados en prueba lenta son:  $\phi = 27^\circ$ ,  $c = 0.6 \text{ ton/m}^2$ ; el material se había colocado compactándolo hasta alcanzar un peso volumétrico  $\gamma_m = 1800 \text{ kg/m}^3$ .

DATOS

$$h = 10 \text{ m}$$

Talud 1.5:1

$$\gamma_m = 1800 \text{ kg/m}^3$$

$$\phi = 27^\circ$$

$$c = 0.6 \text{ ton/m}^2$$

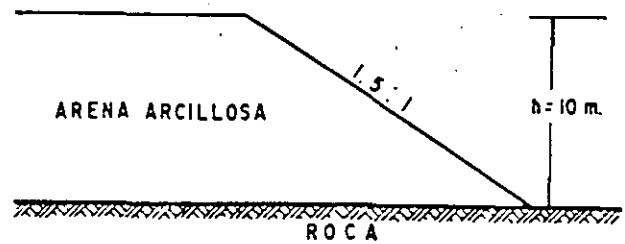


Figura VI-A.7.1. Planteamiento del problema.

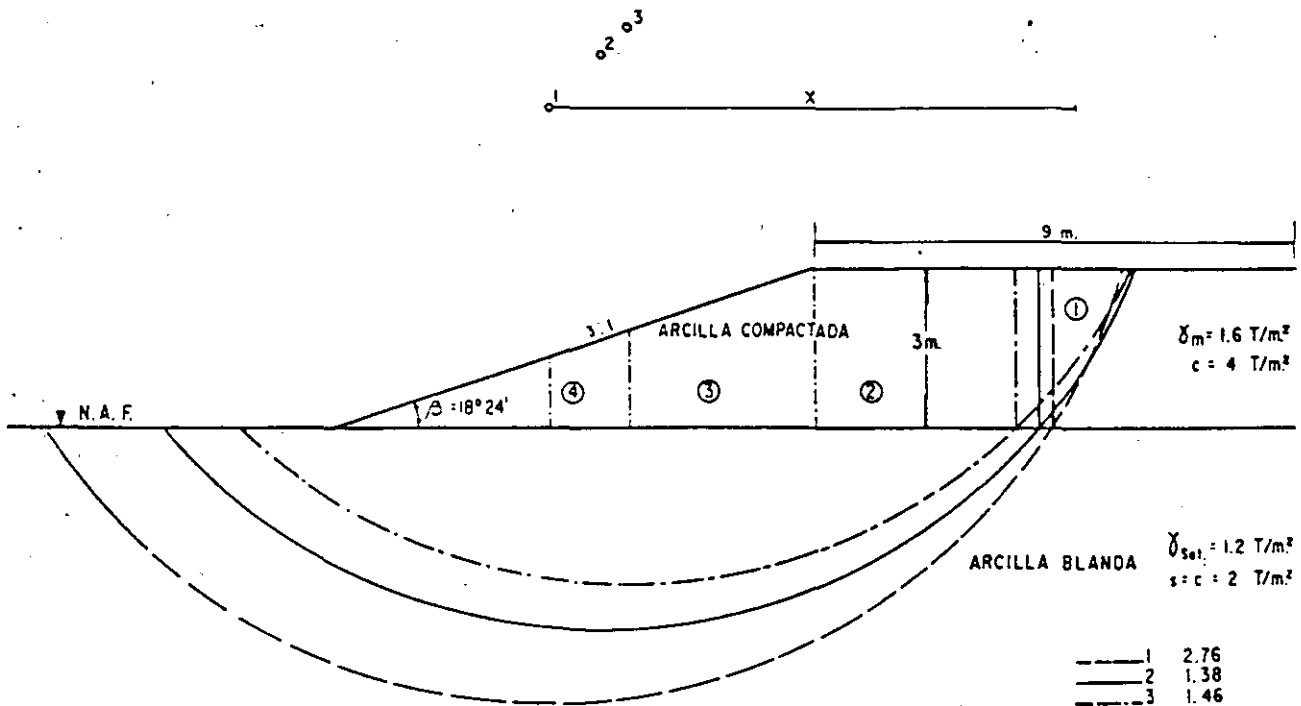


Figura VI-A.6. Geometría de la sección y análisis de estabilidad.

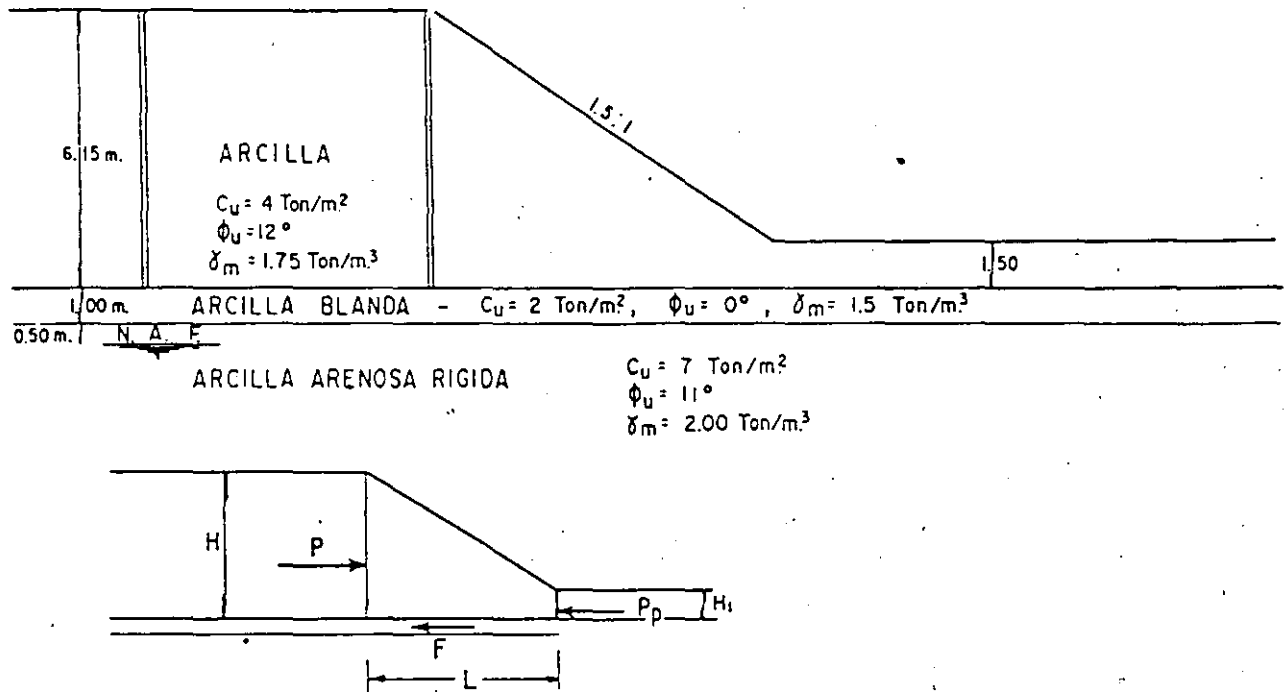


Figura VI-A-8. Planteamiento del problema y análisis de estabilidad.

Debido a que las grietas están abiertas, la presión activa será nula. Sin embargo, el agua que se infiltra en las grietas podrá producir un empuje igual a:

$$P = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 = \frac{1}{2} \times 1.00 \times 6.5^2 = 21.10 \text{ ton/m}$$

La fuerza \$F\$ valdrá:  $F = cL = 2 \times 7.5 = 15 \text{ ton/m}$

El empuje pasivo será:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_w H_1^2 K_p + 2 C H_1 \sqrt{K_p} \therefore K_p = 1.52$$

$$P_p = 3.00 + 14.80 = 17.80 \text{ ton/m}$$

El factor de seguridad es:  $F_s = \frac{P_p + F}{P}$

$$F_s = \frac{17.80 + 15}{21.10} = 1.55. \text{ El talud es estable.}$$

### REFERENCIAS

1. Da Costa Nunes, A. J. Factores Geomorfológicos e Climáticos na Estabilidade de Taludes de Estradas. *Revista Latinoamericana de Geotecnia*. Vol. I, No 3. Caracas. Octubre-Diciembre, 1971.
2. Terzaghi, K. *Mechanism of Landslides*. Parte III. From Theory to Practice in Soil Mechanics (selecciones de los escritos de K. Terzaghi, preparado por L. Bjerrum, A. Casagrande, R. B. Peck y A. W. Skempton). John Wiley and Sons, Inc., 1960.
3. Terzaghi, K., y Peck, R. B. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. (2ª Edición.) John Wiley and Sons, Inc., 1967.
4. Griggs, D. T. Deformations of Rocks under High Confining pressures. *Journal of Geology*. Vol. 44, 1936.
5. Bishop, A. W. The Strength of soils as Engineering Materials. *Geotechnique*. Vol. 16, No 2, 1966.
6. Goldstein, M., y Ter Stepanian, G. The Long Term Strength of Clays and Depth Creep of Slopes. *Memorias del IV Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*. Vol. II. Londres, 1957.
7. Rico A., Springall, G., y Springall, J. Deslizamientos en la Autopista Tijuana-Ensenada. Contribución de la Secretaría de Obras Públicas al VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. *Publicación de la SOP*, México, 1969.
8. Highway Research Board. Landslides and Engineering Practice. Committee on Landslide Investigation. Ed. por E. B. Eckel. *Reporte Especial No 29*. Washington, D. C. 1958.
9. Skempton, A. W., y Hutchinson, J. Stability of Natural Slopes and Embankment Foundations. Reporte sobre el Estado del Arte. Sesión 5. *VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*. México, 1969.
10. Sharpe, C. F. S. Landslides and related Phenomena: A Study of Mass-movements of Soil and Rock. *Columbia University Press*. Nueva York, 1938.
11. Koppejan, A. W., Van Wamelon, B. M., y Weinberg, L. J. H. Coastal flow slides in the dutch Province of Zeeland. *II Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*. Vol. 5. Rotterdam, 1948.
12. Hutchinson, J. N. The Stability of Cliffs Composed of Soft Rocks, With Particular Reference to the Coasts of South East England. Ph. D. Dissertation. *Cambridge University*, 1965. (Citado en la Ref. 9.)



15. Hutchinson, I. N. The Free Fragmentation of London Clay Cliffs. *Proc. Geotechnical Conference*. Vol. I. Oslo, 1967.
14. Hutchinson, J. N., y Huehes, M. I. The Application of Micropaleontology to the Location of a Deep Seated Slip Surface in the London Clay. *Geotechnique*, Vol. 18, 1968.
15. Eide, O., y Bierrum, L. The Slide at Bekkelaget. *Proc. European Conference on Stability of Earth Slopes*. Estocolmo, 1954.
16. Henkel D. J., y Skempton, A. W. A Landslide at Jackfield, Shropshire, in a Over-consolidated clay. *Proc. European Conference on Stability of Earth Slopes*. Vol. I. Estocolmo, 1954.
17. Bazett, D. J., Adams, J. L., y Matyas, E. L. An investigation of a Slide in a test trench excavated in Fissured Sensitive Clay. *Memorias del V Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*. Vol. I. París, 1961.
17. Skempton, A. W., y La Rochelle, P. The Bradwell Slip. A short Term Failure in London Clay. *Geotechnique*. Vol. 15, 1965.
18. Juárez Badillo, E., y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Tomo II. *Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos*. Capítulo XI. Publicaciones de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M., México, 1967.
19. Sherard, J. L., Woodward, R. J., Gizienski, S. F., y Clavenger, W. A. Earth and Earth-Rock Dams. John Wiley and Sons, Inc., 1963.
20. Rico, A., y Orozco, R. V. Formación de grietas longitudinales en Caminos. *XI Congreso Panamericano de Carreteras*. Quito, 1971.
21. Sherard, I. L. Influence of Soil Properties and Construction Methods on Performance of Homogeneous Earth Dams. U. S. Bureau of Reclamation Technical Memorandum No 645. Denver, EE.UU., 1953.
22. Narain, J. Flexibility of Compacted Clays. Tesis Doctoral. *Universidad de Purdue*. 1962.
23. Meyerhof, G. G. The Mechanism of Flow Slides in Cohesive Soil. *Geotechnique*. Vol. 5, 1957.
24. Holmsen, P. Landslips in Norwegian Quick Clays. *Geotechnique*. Vol. 3, 1953.
25. Deere, D. U., y Patton, F. D. Estabilidad de taludes en Suelos Residuales. (Trad.: Alberto S. Nieto-Pescetto.) Escritos sobre el Estado del Arte. *IV Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*. Vol. I. San Juan, Puerto Rico, 1971.
26. Vargas, M. Some Engineering Properties of Residual Clay Soils occurring in Southern Brazil. *Memoria del III Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*. Vol. I. Zurich, 1953.
27. Ruxton, B. P., y Berry, L. Weathering of Granite an Associated Erosional Features in Hong Kong. *Bol. de la American Geological Society*. Vol. 68, 1957.
28. Jennings, J. E. Building on Dolomites in the Transvaal. *Trans. South African Inst. of Civil Engineers*. Vol. 8, No 2, 1966.
29. Skempton, A. W., y DeLory, F. A. Stability of Natural Slopes in London Clay. *Memoria del IV Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*. Vol. II. Londres, 1957.
30. Skempton, A. W. Long Term Stability of Clay Slopes. *Geotechnique*. Vol. 14, No 2, 1964.
31. Henkel, D. J. Local Geology and the Stability of Slopes. *A.S.C.E. Jour. Soil Mechanics* Vol. 93, S.M.4. 1967.
32. Deere, D. U., y Patton, F. D. Effect of Pore Pressures on the Stability of Slopes. *GSA-ASCE Symposium*. Nueva Orleans, 1967.
33. De Fries, C. K., y Stolk, E. P. High Fills on Residual Soils. *IV Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*. Vol. II. San Juan, Puerto Rico, 1971.
34. Neto, N. A. F. Discusión sobre suelos metamórficos y residuales. *Memorias del III Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*. Vol. II. Caracas, 1967.
35. Sowers, G. F. Discusión. *Memorias del III Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*. Vol. III. Caracas, 1967.
36. Li, C. Y., y Mejía, O. Building Earth Dams in a Region of Residual Soil in Colombia. *Memorias del III Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*. Vol. II. Caracas, 1967.
37. Evdokimov, P. D., y Chirinev, R. A. Quelques lois de la resistance au cisaillement des ouvrages de retenue en beton sur fondations rocheuses. *Memoria del I Congreso Internacional de Mecánica de Rocas*. Vol. II. Lisboa, 1966.
38. St. John, B. J., Sowers, G. F., y Weaver, Ch. E. Slickensides in Residual Soils and their Engineering Significance. *Memorias del VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*. Vol. II. México, 1969.
39. Sowers, G. F. Engineering Properties of Residual Soils Derived from Igneous and Metamorphic Rocks. *Memorias del II Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*. Vol. I. Brasil, 1963.
40. Wilson, S. D., y Marano, D. Performance of Muddy River Embankment. *ASCE, Jour. Soil Mech.* Vol. 94, SM-4-1968.
41. Rocha, M. Mechanical Behavior of Rock Foundations in Concrete Dams. *Memoria del VIII Congreso de Grandes Presas*. Vol. I. Edimburgo, 1964.
42. Chandler, R. J. The Effect of Weathering on the Shear Strength Properties of Keuper Marl. *Geotechnique*. Vol. 19, No 3, 1969.
43. Kanji, M. A. Shear Strength of Soil-Rock Interfaces. Tesis de Maestría. *Departamento de Geología*. Universidad de Illinois. Urbana, 1970.
44. Kenney, T. C. The Influence of Mineral Composition on the Residual Strength of Natural Soils. *Memoria de la Conferencia Geotécnica de Oslo*. Instituto Geotécnico Noruego. Oslo, 1967.
45. Peck, R. B. *Stability of Natural Slopes*. A.S.C.E. Special Meeting on Stability and Performance of Slopes and Embankments. Berkeley, California, 1966.
46. Bjerrum, L. Mechanism of Progressive Failure in Slopes of Overconsolidated Plastic Clay and Clay-Shales. *III Conferencia Terzaghi, presentada antes de la Reunión ASCE en Miami*, 1966. (También: *ASCE Jour. Soil Mech.* Vol. 93, SM-5, 1967.)
47. Patton, F. D. Multiple Modes of Shear Failure in Rock and Related Materials. Ph. D. Thesis. *University of Illinois*. Urbana, Ill., 1966.
48. Lowe III, J. *Stability Analysis of Embankments*. Stability and Performance of Slopes and Embankments. ASCE Specialty Meeting. Berkeley, California, 1966.
49. Bishop, A. W., y Bjerrum, L. The Relevance of the Triaxial Test to the Solution of Stability Problems.

- Proc. Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*. Boulder, Colorado, 1960.
50. Juárez Badillo, E., y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Vol. III. Flujo de Agua en suelos. Capítulo III. Ediciones de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México, 1969.
  51. Fellenius, W. Calculation of the Stability of Earth Dams. *Memorias del II Congreso sobre Grandes Presas*. Vol. IV. Washington, 1936.
  52. Juárez Badillo, E., y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Tomo II. Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Capítulo V. *Publicaciones de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M.* 1967.
  53. Terzaghi, K. *Theoretical Soil Mechanics*. Artículo 62. John Wiley and Sons, Inc. 1956.
  54. Lambe, T. W., y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos*. (Trad.: J. A. Jiménez Salas y J. M. Rodríguez.) Cap. 31. Editorial Limusa-Wiley, S. A. 1972.
  55. Taylor, D. W. Stability of Earth Slopes. *Contributions to Soil Mechanics*, Boston Society of Civil Engineers. 1925-1940.
  56. Taylor, D. W. *Fundamentals of Soil Mechanics*. Capítulo 16. John Wiley and Sons, Inc. 1956.
  57. Janbú, N. Stability Analysis of Slopes With Dimensionless Parameters. *Harvard Soil Mechanics Series* No 46. Universidad de Harvard, 1954.
  58. Whitman, R. V., y Bailey, W. A. *Use of Computers for Slope Stability Analysis*. Proc. ASCE, Vol. 93, SM-4. 1967.
  59. Bishop, A. W. The use of the slip Circle in the Stability Analysis of Slopes. *Geotechnique*. No 5. 1955.
  60. Janbú, N. Application of Composite Slip Surfaces for Stability Analysis. *Proc. European Conference on Stability of Earth Slopes*. Suecia, 1954.
  61. Lambe, T. W., y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos* (trad.: J. A. Jiménez Salas y J. M. Rodríguez). Cap. 24. Editorial Limusa-Wiley, S. A., 1972.
  62. Arnold, M. *Slope Stability Analysis by a New Graphical Method*. Journal ASCE. SM-5. 1961.
  63. Martins, J. B., Maranha das Neves, E., y Guedes de Melo, F. A Flexible program for Automatic Analysis of Stability of Slopes. Memoria No 385. *Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil*. Lisboa, 1971.
  64. Carter, R. K., Lovell Jr., C. W., y Harr, M. E. *Computer Oriented Stability Analysis of Reservoir Slopes*. Tech. Rep. No 17. Universidad de Purdue, 1971.
  65. Lowe III, J., y Karafiath, L. Stability of Earth Dams upon Drawdown. *Memoria del I Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cementaciones*. Vol. II. México, 1960.
  66. Nonveiller, E. The Stability Analysis of Slopes with a Slip Surfaces of General Shape. *Memoria del VI Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cementaciones*. Montreal, 1965.
  67. Morgenstern, N. R., y Price, V. E. The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces. *Geotechnique*. Vol. 15. 1965.
  68. Escario, V. Estabilidad de presas de tierra y escollera. Monografía No 1. *Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo*. Madrid, 1966.
  69. Bjerrum, L. Embankments on Soft Ground. State of Art Paper. *Proc. of the ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures. II*. Purdue University. Lafayette, 1972.
  70. Casagrande, A. An Unsolved Problem of Embankment Stability on Soft Ground. *Memoria del I Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos y Cementaciones*. Vol. II. México, D. F., 1960.
  71. Dreyfus, G. Etude des remblais sur sols compressibles. *Recommandations des laboratoires des Ponts et Chaussées*. Ed Dunod. Paris, 1971.
  72. Pilot, G. Study of Five Embankment Failures on Soft Soils. *Proc. of ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures*. Purdue University, Lafayette, 1972.
  73. Dascal, O., Tournier, J. P., Tavenas, F., y la Rochelle, P. Failure of a Test Embankment on Sensitive Clay. *Proc. of ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures*. Purdue University, Lafayette, 1972.
  74. Wilkes, P. F. An Induced Failure at a Trial Embankment at King's Lynn, Norfolk, England. *Proc. of ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures*. Purdue University, Lafayette, 1972.
  75. Ladd, Ch. C. Test Embankment on Sensitive Clay. *Proc. of ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures*. Purdue University, Lafayette, 1972.
  76. Eide, O. y Holmerg, S. Test Fills to Failure on The Soft Bangkok Clay. *Proc. of ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures*, Purdue University, Lafayette, 1972.
  77. Rico, A., Moreno G. y Garcia, G. Test Embankments on Texcoco Lake. *Memorias del VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cementaciones*. Vol. II. México, 1969.
  78. Holtz, R. D., y Lindskog, G. Soil Movements below a Test Embankment. *Proc. of ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures*, Purdue University, Lafayette, 1972.
  79. Slope Stability and Foundation Investigation. Preparado por personal del Departamento de Investigaciones y Materiales de la División de Carreteras de California. *Instituto del Transporte e Ingeniería de Tránsito*. Universidad de California en Berkeley, 1967.
  80. Juárez Badillo, E., y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Vol. II. Teoría y aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Capítulo I. Ediciones de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México, 1967.
  81. Saito, M., y Uezawa, H. Failure of Soil due to Creep. *Memorias del V Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cementaciones*. Vol. I. Paris, 1961.
  82. Saito, M. Forecasting the time of Occurrence of a Slope Failure. *Memorias del VI Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cementaciones*. Vol. II. Montreal, 1965.
  83. Resendiz, D., y Romo, M. Analysis of Embankment Deformations. *Proc. of ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures*. Purdue University, Lafayette, 1972.
  84. Záruba, Q., y Mencl, V. *Landslides and their Control*. Academia Checoslovaca de Ciencias. Elsevier Ed. Praga y Amsterdam, 1969.
  85. Beles, A. A. Le Traitement thermique des Sols. *Memoria del IV Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cementaciones*. Vol. III. Londres, 1957.
  86. Ayr's, D. J. The Treatment of unstable Slopes and Railway track formation. *Journal Soc. of Engineering*. No 52. 1961.

87. Juárez Badillo, E., y Rico, A. Estabilización de un deslizamiento de tierras en el Camino Toluca-Ixtapan de la Sal. *Revista Construcción*. Agosto-Septiembre, 1962.
88. Habib, P. Anchorages, Specially in soft ground. Sesión Especial N° 15. *VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*. México, 1969. También existe una publicación sobre la Sesión hecha por el Laboratorio de Mecánica de Sólidos de la Escuela Politécnica de París, Francia.
89. Aguirre, L. M., Sánchez, D., y Zárate, M. Performar Studies of the Mexico City International Airport. *II International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements*. Universidad de Michigan. Ann Arbor, Mich., 1967.
90. Marsal, R. J., y Mazari, M. El Subsuelo de la Ciudad de México. *Publicación del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M.*, México, 1959.

# APENDICE

## PLANTEAMIENTO TEORICO DEL PROBLEMA DEL FLUJO DE AGUA EN SUELOS. REDES DE FLUJO

### A-1 INTRODUCCION

En este Apéndice se pretende proporcionar las ideas básicas para comprender el planteamiento teórico que en el momento presente puede darse a los problemas de filtración de agua en el subsuelo y de valuación de sus consecuencias. También se presentará en forma breve el método que más se utiliza en la práctica para manejar las conclusiones a que permite llegar la teoría. La fuente bibliográfica que se ha seguido fielmente es la Ref. 1.

Naturalmente, los problemas relacionados con el flujo de agua que se infiltra a través de los suelos tienen extraordinaria importancia dentro de la tecnología de las Vías Terrestres, según puede constatar el lector de cualquiera de los capítulos de esta obra. La importancia se conecta sobre todo con la influencia de la infiltración del agua sobre la estabilidad general de las masas de suelo y, en menor grado, con las posibilidades que tiene el agua de infiltración de producir tubificación, erosiones internas, etc.

Cuando el agua fluye por el interior de una masa de suelo, por definición lo hace con una presión hidrodinámica, superior a la hidrostática correspondiente a la condición de equilibrio. Este hecho produce varios efectos importantes. En primer lugar, según la dirección del flujo, la presión hidrodinámica puede alterar el peso volumétrico sumergido del suelo; por ejemplo, si el flujo ocurre verticalmente hacia arriba, se ejerce un efecto boyante sobre las partículas del suelo, que equivale a una disminución del peso volumétrico. En segundo lugar, de acuerdo con la ecuación de Coulomb

$$s = (\sigma - u) \tan \phi$$

el aumento en la presión del agua produce una disminución correspondiente en la presión efectiva y,

por lo tanto, en la resistencia al esfuerzo cortante de la masa a través de la cual ocurre la filtración, de modo que, por ejemplo, un talud estable en condición exenta de flujo, podrá no serlo si se presenta dicha condición.

El agua que se infiltra a través del suelo también puede producir arrastre de partículas sólidas que, de no recibir debida atención, pueden llegar a poner en peligro la estabilidad de cualquier estructura de tierra, al dejarla materialmente surcada por túneles y galerías formadas por erosión.

El problema de flujo interno a través de suelos puede establecerse razonablemente bien sobre bases teóricas, con tal de que la geometría de la región de flujo sea relativamente uniforme y de que los suelos presenten características de homogeneidad relativamente rígidas. Estas condiciones se presentan rara vez en los problemas conectados con las Vías Terrestres, por lo que las conclusiones obtenidas de las páginas de un libro de *Flujo de Agua en Suelos* son pocas veces aplicables en forma directa y completa. Mucho de lo que en la práctica ha de hacerse para la resolución de estos problemas es improvisación fundada en el manejo razonado de incertidumbres, lo que, por otra parte, no es ajeno a otros campos de la ingeniería y a otras clases de problemas. Sin embargo, el planteamiento teórico de los problemas de flujo interno y su resolución, aunque sea para condiciones hipotéticas que se aparten un tanto de las reales que se trate de representar en cada caso, es de fundamental importancia para fijar un marco de referencia a las decisiones prácticas que hayan de tomarse. Aunque sólo sea así, como trasfondo intelectual para orientar el pensamiento y la acción, las soluciones a los problemas de filtración son útiles al ingeniero práctico; por otra parte, hay ocasiones en que es verdaderamente notable el grado de representatividad con que pueden obtenerse soluciones en estudios bien planteados y ejecutados con cuidado.

El agua del suelo puede clasificarse en tres categorías, dependiendo de su movilidad dentro de él. En primer lugar está el agua adsorbida, ligada a las

partículas del suelo por fuerzas de origen eléctrico, que no se mueve en el interior de la masa porosa y que, por lo tanto, no participa en el flujo, quedando al margen de este tipo de problemas. En segundo lugar, aparece el agua capilar, cuyo flujo presenta gran importancia en algunas cuestiones de mecánica de suelos, tales como el humedecimiento de un pavimento por flujo ascendente y otras análogas. Sin embargo, en la mayoría de los problemas de filtración de agua el efecto del flujo en la zona capilar es pequeño y suele despreciarse en atención a las complicaciones que plantearía al ser tomada en cuenta teóricamente su influencia. En tercero y último lugar, existe en el suelo la llamada agua libre o gravitacional que, bajo el efecto de la gravedad terrestre, puede moverse en el interior de la masa sin otro obstáculo que el que le imponen su viscosidad y la trama estructural del suelo. En la teoría del flujo de agua que se expone se trata exclusivamente con esta agua y cuando en lo sucesivo se mencione este fluido deberá entenderse que se trata precisamente del agua libre o gravitacional.

En una masa de suelo, el agua gravitacional está separada del agua capilar por una superficie a la que se denomina nivel freático. No siempre es fácil de definir ni de localizar el nivel freático; en un suelo suficientemente fino, al hacer una excavación el espejo de agua que se establece con el tiempo define al nivel freático, pero tal superficie distintiva no existe en el suelo adyacente, ya que arriba de este nivel el suelo puede estar totalmente saturado por capilaridad y, por lo tanto, en ese suelo el nivel freático no tiene existencia física o real.

Tampoco hay un acuerdo total entre los autores respecto a una definición del concepto nivel freático que, como se dijo, muchas veces se refiere a una superficie sin clara existencia concreta. Para los fines de este libro, se considera nivel freático a la superficie que constituye el lugar geométrico de los puntos en que el agua posee una presión igual a la atmosférica, que se considera igual a cero en cuestiones de flujo en que se trabaja normalmente con presiones manométricas. Así, en el espejo de agua de la excavación de que se habló, todos los puntos tienen esa presión y en el suelo adyacente al pozo podrá hablarse de una superficie que une puntos a esa presión.

En condiciones estáticas del agua de un cierto suelo, el nivel freático sería una superficie horizontal; sin embargo, si se admite la posibilidad de que el agua fluya dentro del suelo, ya no hay razón para que el nivel freático siga siendo horizontal y de hecho, naturalmente, no lo es.

## A-2 ECUACIONES HIDRODINAMICAS QUE RIGEN EL FLUJO DE AGUA A TRAVES DE LOS SUELOS

En lo que sigue se presenta un tratamiento matemático somero que permite llegar en forma sencilla

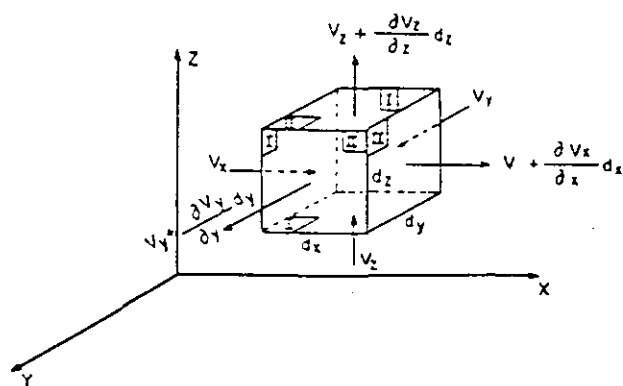


Figura A-1. Elemento de una región sujeta a flujo tridimensional.

a las ecuaciones básicas que se utilizan hoy para plantear teóricamente el problema del flujo de agua a través de suelos.

Considérese una región de flujo (o sea una región de suelo a través de la cual fluye el agua), de la que forma parte un elemento paralelepédico de dimensiones  $dx$ ,  $dy$  y  $dz$ , tal como el que se muestra en la Fig. A-1.

Supóngase que la velocidad  $v$  con que el agua pasa por el elemento posee tres componentes  $v_x$ ,  $v_y$  y  $v_z$  y que éstas son sólo función de  $x$ ,  $y$  y  $z$  respectivamente, pero no del tiempo (puesto que, por hipótesis, se trata de un régimen establecido), ni de ninguna otra variable. Se supone también que estas componentes son funciones continuas que admiten cualquier orden de derivación necesario al razonamiento expuesto.

En estas condiciones, si en las caras I (ver Fig. A-1) las componentes de la velocidad del agua son  $v_x$ ,  $v_y$  y  $v_z$ , como queda dicho, en las caras II estas mismas componentes serán, respectivamente,

$$v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx$$

$$v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} dy$$

$$v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz$$

Se admitirá ahora que el suelo a través del cual ocurre el flujo tiene sus vacíos saturados por agua y que, además, tanto dicho elemento como las partículas sólidas que forman la estructura del suelo son incompresibles en sí mismos. Así, durante el flujo, la cantidad de agua que entra al elemento tiene que ser igual a la que sale, en un régimen establecido. Por lo tanto, teniendo en cuenta que el gasto que pasa por una sección puede expresarse como el producto del área de la sección por la velocidad del flujo, podrá escribirse:

$$\begin{aligned}
 &v_x dy dz + v_y dx dz + v_z dx dy = \\
 &= \left( v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx \right) dy dz + \left( v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} dy \right) dx dz + \\
 &+ \left( v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz \right) dx dy
 \end{aligned}$$

En la expresión anterior, el primer miembro representa el gasto que entra al elemento y el segundo, el que sale.

Reduciendo términos semejantes,

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} dx dy dz + \frac{\partial v_y}{\partial y} dx dy dz + \frac{\partial v_z}{\partial z} dx dy dz = 0$$

de donde

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad (\text{A-1})$$

La ecuación anterior juega un papel importante en la teoría de flujo de agua y se conoce con el nombre de Ecuación de Continuidad.

Es conveniente establecer aquí un breve resumen de las hipótesis que implica la aceptación de la ecuación de continuidad, tal como ha sido deducida. Estas son:

- 1º El régimen es establecido.
- 2º El suelo está saturado.
- 3º El agua y las partículas sólidas son incompresibles en sí mismas.
- 4º El flujo no modifica la estructura del suelo en ninguna forma.

Si ahora se supone válida la ley de Darcy, podrá escribirse para la velocidad de descarga del agua a través del elemento.

$$v = -k \frac{\partial h}{\partial l}$$

Lo cual, expresando al gradiente hidráulico a través de sus tres componentes, da lugar a:

$$\begin{aligned}
 v_x &= -k_x \frac{\partial h}{\partial x} \\
 v_y &= -k_y \frac{\partial h}{\partial y} \\
 v_z &= -k_z \frac{\partial h}{\partial z}
 \end{aligned} \quad (\text{A-2})$$

En las ecuaciones A-2 se ha supuesto el caso más general en que el suelo se considera anisótropo en lo referente a su permeabilidad, con una permeabilidad  $k_x$  en la dirección del eje X-X', otra de valor  $k_y$ , en la dirección del eje Y-Y' y, finalmente, otra  $k_z$  en la dirección del eje Z-Z'.

Introduciendo las ecuaciones A-3 en la ecuación de continuidad (A-1), se tiene:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (\text{A-3})$$

La ecuación A-3 describe matemáticamente al flujo en la región considerada e implica todas las hipótesis enlistadas arriba, más la de aplicabilidad de la ley de Darcy.

En los problemas prácticos de la mecánica de suelos, es muy frecuente que el flujo en una sección de la región considerada, transversal a su eje longitudinal, sea idéntico al que se tiene en cualquier otra sección: éste es el caso, por ejemplo, en terraplenes de tierra de eje largo en comparación a su altura. Así, pueden ignorarse los efectos en los bordes de la región de flujo y, de esa manera, el problema de flujo puede estudiarse bidimensionalmente como contenido todo él en el plano X-Y. En estas condiciones, la ecuación A-3 puede escribirse en una forma más simplificada como:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (\text{A-4})$$

que es la ecuación fundamental para el análisis de un flujo bidimensional en una región de flujo dada.

Si el suelo a través del cual ocurre el flujo en estudio es además isótropo en lo referente a la permeabilidad, entonces:

$$k_x = k_y = k$$

y la ecuación A-4 aún puede simplificarse, obteniéndose la ecuación A-5 para representar matemáticamente el problema

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = \nabla^2 h = 0 \quad (\text{A-5})$$

La A-5 es una ecuación diferencial muy conocida y estudiada, por describir matemáticamente muchos fenómenos físicos de gran importancia práctica, aparte del flujo de agua a través de los suelos. Se la conoce con el nombre de ecuación de Laplace. Una función que satisfice la ecuación de Laplace, como  $h$  en la A-5, se dice que es armónica.

Dado lo estudiada que está la ecuación de Laplace y sus soluciones generales y particulares, resulta muy afortunado que ella sea precisamente la que describa los problemas ingenieriles de flujo de agua; sin embargo, en rigor la ecuación A-5 representa una situación particular, en la que el suelo es isótropo en lo relativo a su permeabilidad (implica también la particularidad de que el flujo sea bidimensional, pero en realidad esta suposición se ajusta a la mayoría de los casos prácticos, por lo que su carácter limitativo es usualmente despreciable). Desde luego, la anisotropía en el suelo es una condición

frecuente; baste considerar que muchas de las estructuras de tierra a través de las cuales interesa estudiar el flujo se construyen compactando por capas, procedimiento que, lógicamente, conduce a permeabilidades horizontales bastante mayores que las que se obtienen para el flujo en la dirección vertical. Así, se plantea una situación de incomodidad y tal parece que sea la ecuación A-4 y no la A-5, más sencilla, la que haya de usarse en las aplicaciones. Afortunadamente existe un artificio matemático de trabajo que va a permitir estudiar todos los problemas de flujo como si ocurrieran a través de suelos isotropos. Este artificio, que se conoce con el nombre de teoría de la Sección Transformada, se estudia más adelante en este mismo Apéndice y permite estudiar cualquier suelo anisótropo en relación a su permeabilidad, como si fuera isotropo. Con esta teoría, la ecuación A-5 cobra toda su importancia práctica en el sentido más general como la ecuación básica que satisface el flujo de agua a través del suelo.

La solución general de la ecuación de Laplace está constituida por dos grupos de funciones que son, a su vez, susceptibles de una interpretación geométrica muy útil, según la cual ambos grupos de funciones pueden representarse dentro de la zona de flujo en estudio como dos familias de curvas ortogonales entre sí. La solución general que satisfaga las condiciones de frontera de una región de flujo específica constituirá la solución particular de la ecuación de Laplace para esa región específica.

Conviene ahora obtener con base en la misma figura A-1 una expresión que proporcione el gasto que pasa a través del elemento en el tiempo  $dt$ . Teniendo en cuenta que el gasto puede expresarse como el producto del área de la sección por la velocidad del flujo, se tiene:

$$dq = k_x \frac{\partial h}{\partial x} dy dz + k_y \frac{\partial h}{\partial y} dx dz + k_z \frac{\partial h}{\partial z} dx dy \quad (A-6)$$

Si el suelo es isotropo en lo referente a la permeabilidad, la ecuación A-6 queda:

$$dq = k \left( \frac{\partial h}{\partial x} dy dz + \frac{\partial h}{\partial y} dx dz + \frac{\partial h}{\partial z} dx dy \right) \quad (A-7)$$

En el flujo bidimensional,

$$dq = k \left( \frac{\partial h}{\partial x} dy + \frac{\partial h}{\partial y} dx \right) \quad (A-8)$$

En la ecuación A-8 el elemento de la figura A-1 se considera plano y contenido todo él en el plano X-Y; se le supone un espesor unitario normal al plano del papel, de manera que las áreas normales a las direcciones del flujo son  $dx \cdot 1$  y  $dy \cdot 1$ .

La ecuación A-8 expresa el gasto en forma diferencial en el flujo bidimensional en un suelo isotropo, que es el caso práctico más frecuente, según indicó más arriba.

### A-3 SOLUCION DE LA ECUACION DE LAPLACE

Ateniéndose al caso del flujo bidimensional, si se observa la ecuación de Laplace (A-5) y se define una función:

$$\phi = -kh + c$$

(esta función es la conocida como función potencial de velocidades), puede concluirse de inmediato que dicha función cumple:

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} = 0 \quad (A-9)$$

Así la función  $\phi(x, y) = cte$  es una solución de la ecuación de Laplace. Esta solución representa una infinidad de funciones, según sea el valor de la constante  $c$  que intervenga. De inmediato puede darse una interpretación geométrica a esta solución, pues la expresión  $\phi(x, y) = cte$  puede representar a una familia de curvas que se desarrollan en la región plana en la que ocurre el flujo, obteniéndose una curva específica de la familia para cada valor de constante que se tome.

Considérese ahora una función  $\psi(x, y) = cte$  llamada función de flujo y definida de modo que

$$v_x = \frac{\partial \psi}{\partial y} \quad v_y = -\frac{\partial \psi}{\partial x} \quad (A-10)$$

Puede demostrarse que una función  $\psi$  así definida satisface también la ecuación de Laplace, de modo que se cumple

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} = 0 \quad (A-11)$$

En efecto, sea la función de flujo  $\psi(x, y) = cte$ , definida en cada punto de la región por las expresiones

$$v_x = \frac{\partial \psi}{\partial y}; \quad v_y = -\frac{\partial \psi}{\partial x} \quad (A-10)$$

Teniendo en cuenta que

$$\phi = -kh + c$$

y que

$$v_x = -k \frac{\partial h}{\partial x}$$

$$v_y = -k \frac{\partial h}{\partial y}$$

se sigue que

$$v_x = \frac{\partial \phi}{\partial x}$$

$$v_y = \frac{\partial \phi}{\partial y}$$

(A-12)

Comparando las expresiones A-10 y A-11, se obtienen las conocidas condiciones de Cauchy-Riemann, familiares en la teoría de funciones de variable compleja. Derivando con respecto a  $y$  la primera de las ecuaciones A-11 y respecto a  $x$  la segunda, se tiene:

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x \partial y} = \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2}$$

$$-\frac{\partial^2 \phi}{\partial x \partial y} = \frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2}$$

Sumando miembro a miembro, se llega a:

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} = \nabla^2 \psi = 0$$

(A-11)

O sea que la función  $\psi$  cumple la ecuación de Laplace y, por lo tanto, es solución de la misma.

Además, se demuestra también que si al conjunto de funciones  $\psi(x, y) = cte$  se le da una interpretación geométrica, de modo que también se representen esas funciones por una familia de curvas ( $\psi = cte$ ) en la región de flujo, la familia  $\psi = cte$  es ortogonal a la familia  $\phi = cte$ , de manera que la intersección entre cada dos curvas de distinta familia ocurre a noventa grados.

En efecto, las derivadas totales a lo largo de cada una de dichas curvas serán

$$d\phi = \frac{\partial \phi}{\partial x} dx + \frac{\partial \phi}{\partial y} dy$$

$$d\psi = \frac{\partial \psi}{\partial x} dx + \frac{\partial \psi}{\partial y} dy$$

(A-13)

Con base en las ecuaciones anteriores pueden obtenerse las pendientes  $\left(\frac{dy}{dx}\right)$  de cada familia:

$$\left(\frac{dy}{dx_\phi}\right) = -\frac{\frac{\partial \phi}{\partial x}}{\frac{\partial \phi}{\partial y}}$$

$$\left(\frac{dy}{dx_\psi}\right) = -\frac{\frac{\partial \psi}{\partial x}}{\frac{\partial \psi}{\partial y}}$$

Aplicando ahora las condiciones de Cauchy-Riemann, que cumplen las funciones  $\phi$  y  $\psi$ , según se vio, a la segunda de las expresiones anteriores, dejando la primera sin cambio, se obtiene:

$$\left(\frac{dy}{dx_\phi}\right) = -\frac{\frac{\partial \phi}{\partial x}}{\frac{\partial \phi}{\partial y}}$$

(A-14)

$$\left(\frac{dy}{dx_\psi}\right) = \frac{\frac{\partial \phi}{\partial y}}{\frac{\partial \phi}{\partial x}}$$

De manera que las pendientes de las dos familias resultan ser recíprocas y de signo contrario, lo cual constituye la condición de ortogonalidad de las curvas  $\phi = cte$  y  $\psi = cte$ .

En las obras especializadas se demuestra que en un problema específico, en el que haya unas condiciones de frontera fijas, la solución de la ecuación de Laplace constituida por las dos familias de curvas  $\phi = cte$  y  $\psi = cte$ , más la exigencia de que estas familias satisfagan las condiciones de frontera existentes, produce en definitiva una solución única del problema considerado. Este es un hecho esencial que se debe tener muy en cuenta en lo que sigue.

Hasta este momento, se ha encontrado la solución general de la ecuación de Laplace y se ha dado una interpretación geométrica que más adelante se revelará muy útil a dicha solución. Sin embargo, siendo a fin de cuentas el problema de flujo de naturaleza física, es importante encontrar una interpretación también física para las dos familias de curvas que se están manejando. Esta interpretación existe y es de importancia fundamental para la comprensión de las soluciones ingenieriles a los problemas de flujo de agua a través de los suelos. En los párrafos siguientes se describe esa interpretación física tan importante.

Siendo la función  $\phi$  definida por la expresión

$$\phi = -kh + c$$

se infiere que si una curva une puntos en que  $\phi$  es constante, en esos puntos también  $h$  será constante. En otras palabras, en la curva  $\phi = cte$ , todos los puntos tendrán la misma carga hidráulica,  $h$ . Así, es claro el sentido físico de las curvas de la familia  $\phi = cte$ . A través de la región plana de flujo estas curvas unen puntos de la misma carga hidráulica. Por esta razón, estas curvas reciben el nombre de líneas equipotenciales.

Se analizará ahora el sentido físico de las curvas  $\psi = cte$ . Obsérvese la Fig. A-2.

Considérese la trayectoria del agua que pasa por  $P(x, y)$ ; en dicho punto el agua posee una veloci-



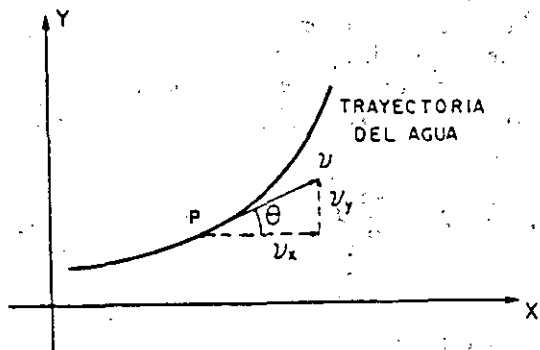


Figura A-2. Interpretación física de la curva  $\psi = cte$ .

dad,  $v$ , que será, naturalmente, tangente a su trayectoria. Se trata ahora de encontrar la ecuación matemática de esa trayectoria. A lo largo de la curva se tiene:

$$\tan \theta = \frac{v_y}{v_x} = \frac{dy}{dx}$$

de aquí,

$$v_y dx - v_x dy = 0$$

pero, según las ecuaciones A-10, esto puede escribirse como

$$\frac{\partial \psi}{\partial x} dx + \frac{\partial \psi}{\partial y} dy = 0$$

La anterior expresión es precisamente la diferencial total de la función,  $\psi$ , de manera que se cumple a lo largo de la trayectoria del agua que

$$d\psi = 0$$

y, por lo tanto,

$$\psi = cte.$$

Así, la trayectoria del agua tiene como ecuación precisamente  $\psi = cte$ ; o lo que es lo mismo, la familia de curvas  $\psi = cte$  está constituida precisamente por las trayectorias físicas y reales del agua a través de la región de flujo. Por esta razón las curvas  $\psi = cte$  se denominan líneas de flujo o de corriente.

Una primera propiedad muy importante de las líneas de flujo es que el gasto que pasa entre dos de ellas es constante en cualquier sección que se tome entre las líneas. Este espacio entre dos líneas de flujo se llama usualmente un canal de flujo. En efecto,

$$q = \int_{\psi_2}^{\psi_1} v_x dy = \int_{\psi_2}^{\psi_1} d\psi = \psi_1 - \psi_2 = cte$$

donde  $q$  representa el gasto en el canal por unidad de longitud medida en la dirección normal al papel (Fig. A-3).

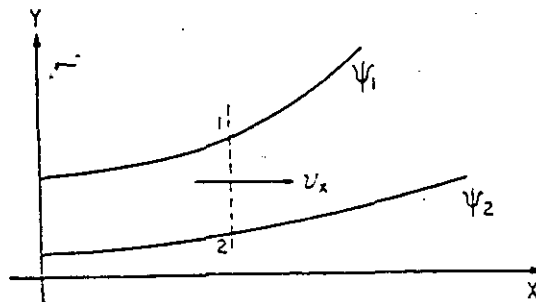


Figura A-3. Una importante propiedad de las líneas de flujo.

Una segunda propiedad importante de las líneas de flujo es que éstas no pueden cortarse dentro de la región de flujo. En efecto, si las dos líneas de flujo convergen en el punto de contacto, no hay área para el paso del agua y ahí no se respeta la continuidad del gasto, lo cual es imposible según las hipótesis de la teoría en estudio.

Una tercera propiedad importante de estas líneas es la relativa a las equipotenciales. En efecto, éstas tampoco pueden cortarse jamás, pues en ese punto el agua tendría a la vez dos cargas hidráulicas diferentes.

#### A-4 LA TEORÍA DE LA SECCION TRANSFORMADA

La Teoría de la Sección Transformada, a la que ya se ha hecho mención, permite reducir al caso de un suelo homogéneo e isotrópico un suelo en el que sean diferentes la permeabilidad para el flujo en la dirección horizontal ( $k_x$ ) y la que se tenga para el flujo en la dirección vertical ( $k_y$ ). Con esa reducción se logra que la ecuación de Laplace y sus soluciones sean aplicables para describir el flujo a través del medio anisótropo. En esencia la Teoría de la Sección Transformada es un simple artificio de cálculo que se logra por una sencilla transformación de coordenadas y que modifica sobre el papel las dimensiones de la zona de flujo en estudio, de manera que la nueva sección obtenida, supuesta isotrópica con  $k_x = k_y$ , tiene todas las condiciones de flujo que interesan iguales a las prevalecientes en la sección propuesta, en la que  $k_x \neq k_y$ .

Sea la región de flujo de la Fig. A-4.

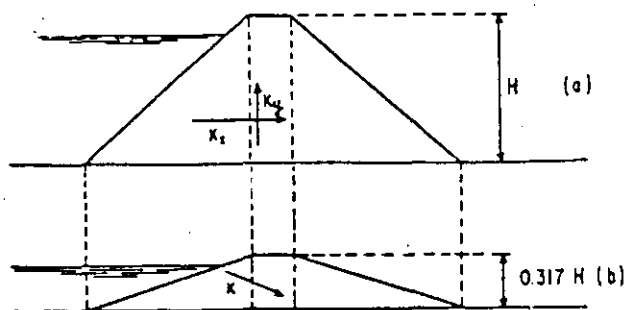


Figura A-4. La teoría de la Sección Transformada.

En ella se tienen permeabilidades  $k_x \neq k_y$ . Se someterá la región de flujo a una transformación de coordenadas en la que la coordenada  $y$  se transforme en otra  $y'$ , tal que

$$y' = \sqrt{\frac{k_x}{k_y}} y \quad (A-15)$$

La ecuación A-4 describe el flujo bidimensional en un medio anisótropo general; dicha ecuación puede escribirse como

$$\frac{k_x}{k_y} \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (A-4)$$

Teniendo en cuenta la transformación A-15, puede, por otra parte, escribirse:

$$\frac{\partial h}{\partial y} = \frac{\partial h}{\partial y'} \frac{dy'}{dy} = \sqrt{\frac{k_x}{k_y}} \frac{\partial h}{\partial y'}, \text{ ya que } \frac{dy'}{dy} = \sqrt{\frac{k_x}{k_y}} \quad (A-16)$$

y también

$$\frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = \frac{k_x}{k_y} \frac{\partial^2 h}{\partial y'^2} \quad (A-17)$$

Si estas relaciones se llevan a la ecuación A-4 escrita arriba, se tiene:

$$\frac{k_x}{k_y} \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{k_x}{k_y} \frac{\partial^2 h}{\partial y'^2} = 0$$

lo que se reduce a

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y'^2} = 0 = \nabla'^2 h \quad (A-18)$$

Así pues, tal como se anunció, la transformación de coordenadas A-15 ha permitido reducir la ecuación A-4 a la forma que se presenta en la A-18, que es la ecuación de Laplace correspondiente al caso isotropo. Naturalmente que la transformación de coordenadas no ha de hacerse sólo en las ecuaciones, sino también física y realmente en la sección bajo estudio. Así, la zona de flujo original de la Fig. A-4.a se transforma para todos los cálculos subsecuentes en la región transformada de la Fig. A-4.b (en la Fig. A-4 se ha supuesto que  $k_x/k_y = 10^{-1}$ ); las dimensiones verticales se modifican todas según la ley A-15, en tanto que las dimensiones en la dirección horizontal no se modifican.

Es evidente y se deja como un sencillo ejercicio al lector, que con la transformación

$$x' = \sqrt{\frac{k_y}{k_x}} x$$

hubiera podido llegarse a otra sección isotropica en la que se modificarían las dimensiones horizontales, pero no las verticales.

Considérese ahora el gasto dado por la ecuación A-6.

$$dq = k_x \frac{\partial h}{\partial x} dy dz + k_y \frac{\partial h}{\partial y} dx dz + k_z \frac{\partial h}{\partial z} dx dy \quad (A-6)$$

Al considerar el caso bidimensional la ecuación anterior se reduce, según puede visualizarse fácilmente, a:

$$dq = k_x \frac{\partial h}{\partial x} dy + k_y \frac{\partial h}{\partial y} dx \quad (A-19)$$

Si se aplica aquí la transformación A-15 se obtiene, teniendo en cuenta la relación A-16:

$$dq = k_x \frac{\partial h}{\partial x} \sqrt{\frac{dy'}{k_x}} + k_y \frac{\partial h}{\partial y'} \sqrt{\frac{k_x}{k_y}} dx$$

pues

$$dy' = \sqrt{\frac{k_x}{k_y}} dy$$

Por consiguiente, arreglando términos, se llega a:

$$dq = \sqrt{k_x k_y} \left( \frac{\partial h}{\partial x} dy' + \frac{\partial h}{\partial y'} dx \right) \quad (A-20)$$

Esta ecuación debe compararse ahora con la (A-8) que proporcionaba el gasto en el medio isotropico.

Las ecuaciones A-20 y A-8 se refieren evidentemente al mismo gasto, al que realmente está pasando por la sección en que ocurre el flujo. Al comparar ambas ecuaciones se ve que la permeabilidad en la sección transformada es equivalente a la combinación de permeabilidades de la sección real es:

$$k = \sqrt{k_x k_y} \quad (A-21)$$

O sea que en la sección transformada, al considerarla isotropica, deberá usarse un valor de la permeabilidad igual a la media geométrica de las permeabilidades reales; así, en la sección transformada podrá hacerse cualquier cálculo referente a gasto, obteniendo el mismo resultado que si se manejase la sección anisótropa y en forma mucho más sencilla.

La Teoría de la Sección Transformada permite no volver a preocuparse por los suelos anisotropicos, cuya teoría de flujo como ya se dijo, es, molesta y complicada en sus desarrollos. Cuando un suelo anisotropico se presente en un caso práctico, se transformará previamente y se le aplicará la teoría de suelos isotropicos.

### A-5 LA RED DE FLUJO

En el párrafo A-3 se demostró que la ecuación de Laplace queda resuelta por dos familias de curvas ortogonales entre sí, que son las líneas de flujo y las líneas equipotenciales que allí se estudiaron; se mencionó también que dos familias de líneas que cumplan la condición de ortogonalidad y las condiciones de frontera de la región de flujo constituyen una solución única de la ecuación de Laplace y, por ende, del problema de flujo descrito por aquella ecuación.

El método de las redes de flujo utiliza esas afirmaciones para resolver el problema de un modo sencillo y puramente gráfico. Se trata de definir en cada caso particular las condiciones de frontera específicas del problema y de trazar, cumpliendo aquéllas, las dos familias de curvas ortogonales, obteniendo así una verdadera imagen gráfica del problema.

Al acomodar en un dibujo hecho a mano las dos familias, respetando las condiciones de frontera y la de ortogonalidad, se tendrá una aproximación a la solución única del problema; si el dibujo se ha realizado con cuidado, esta aproximación es lo suficientemente buena para los fines ingenieriles y da soluciones del problema ventajosas respecto a las que se obtienen por los métodos matemáticos rigurosos, algo más precisos quizá, pero mucho más complicados.

En la práctica, el trazo de una red de flujo comprende los siguientes pasos:

1. Delimitación de la zona de flujo que se desea estudiar, analizando sus condiciones específicas de frontera.
2. Trazo de dos familias de curvas ortogonales entre sí que satisfagan las condiciones de frontera y que constituyen la solución única de la ecuación de Laplace.

No se pueden dar muchas reglas generales para definir qué fronteras pueda tener en un caso dado una zona de flujo en estudio, pero a continuación se mencionan algunos casos muy frecuentes respecto a los que sí es posible decir algo como guía de criterio o de aprendizaje.

Considérese en primer lugar el caso ilustrado por la línea 1-2 de la Fig. A-5; que es evidentemente una frontera de la zona por la que se infiltra el agua a través de la presa.

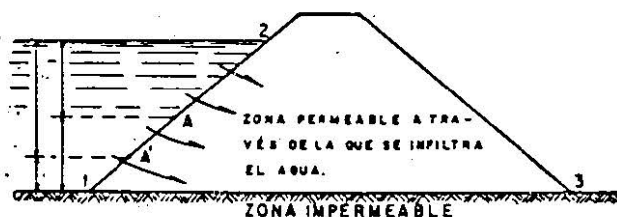


Figura A-5. Análisis de algunas condiciones de frontera en redes de flujo.

Al analizar lo que sucede en los puntos A y puede notarse que a lo largo de esa línea son diferentes las cargas de presión (representadas por las alturas de agua medidas del punto a la superficie); las cargas de posición también lo son, si se toma el plano 1-3 como plano de comparación por ejemplo, pero la suma de ambas, o sea la carga hidráulica total,\* es la misma en todos los puntos y está representada por la distancia comprendida entre la horizontal 1-3 y el nivel de agua. Así, la línea 1-2 es una línea equipotencial. En general la situación ilustrada por el ejemplo anterior prevalece y el contacto entre el agua libre y un medio permeable a través del cual se infiltra el agua es siempre una línea equipotencial.

Considérese ahora el caso de la frontera 1-3. El agua que llegue a hacer contacto con esa línea deberá seguirla en su recorrido, pues la roca impermeable no le permite atravesarla. Así, la línea 1-3 es una línea de flujo. También puede establecerse como regla general que es una línea de flujo el contacto entre un medio impermeable y otro permeable a través del cual se infiltra el agua.

Siguiendo lineamientos similares a los expresados arriba, puede entonces definirse a qué tipo de línea corresponde cada una de las fronteras de la región de flujo; por el momento se supone que todas esas fronteras son conocidas *a priori*, es decir, que la región de flujo está claramente delimitada. Existen algunos casos importantes en los que las fronteras de la región de flujo no son conocidas de antemano y, por lo tanto, han de ser estudiadas como primer paso para el trazo de la red de flujo.

Una vez conocidas las fronteras, el trazo de la red de flujo consiste, como ya se dijo, en dibujar las dos familias de curvas ortogonales entre sí y que cumplan dichas condiciones de frontera. El cumplimiento de las condiciones de frontera consiste simplemente en satisfacer en éstas los requerimientos teóricos de la red; así, por ejemplo, si la frontera es una línea de flujo, la familia de líneas equipotenciales la deberá cortar ortogonalmente, etc.

### A-6 TRAZO DE LA RED DE FLUJO. CALCULO DEL GASTO

Al intentar el trazo de las familias de líneas equipotenciales y de flujo surge el problema de que por cada punto de la región de flujo deberá pasar en principio precisamente una línea de flujo y una equipotencial, pues en cada punto de la región de flujo el agua tiene una velocidad y una carga hidráulica. Si se trazaran todas las líneas posibles, esto llevaría

\* En realidad la carga hidráulica total es la suma de cargas de posición, de presión y de velocidad, que no se consideró en el razonamiento anterior. La razón es que, dadas las bajas velocidades con que el agua circula a través del suelo, esta carga de velocidad es despreciable y no se toma en cuenta en los problemas de flujo de agua en suelos.

a una solución que formaría una mancha uniforme en todas las regiones de flujo; a este modo de proceder le faltaría todo valor práctico, pues las soluciones obtenidas en los diferentes problemas serán uniformemente inútiles. Para aspirar a una solución discriminativa, que sepa diferenciar un problema de flujo de otro, será preciso no trazar todas las líneas de flujo y equipotenciales posibles; en cambio, se trazarán sólo unas cuantas, seleccionadas con un cierto ritmo útil y conveniente. El problema no es nuevo y lo reconocerán de inmediato los lectores familiarizados con la representación gráfica de otros campos vectoriales de variable escalar, como el campo eléctrico por ejemplo, o la representación de una topografía con curvas de nivel. La solución que conviene dar en el caso de problemas de flujo es análoga a la dada en esos otros casos: fijar, como se ha dicho, un ritmo para dibujar solamente algunas de las infinitas líneas posibles. La convención más conveniente es la siguiente:

- a) Dibujar las líneas de flujo de manera que el gasto que pase por el canal formado entre cada dos de ellas sea el mismo ( $\Delta q$ ).
- b) Dibujar las líneas equipotenciales de manera que la caída de carga hidráulica entre cada dos de ellas sea la misma ( $\Delta h$ ).

Supóngase que se ha trazado la red de flujo cumpliendo los dos requisitos anteriores, de manera que un fragmento de ella, el limitado por las líneas de flujo  $\psi_i$  y  $\psi_j$  y por las equipotenciales  $\phi_i$  y  $\phi_j$  es tal como el que se muestra en la Fig. A-6.

Según la ley de Darcy, el gasto  $\Delta q$  que pasa por el canal vale

$$\Delta q = ka \frac{\Delta h}{b} \tag{A-22}$$

pues el área media del rectángulo curvilíneo normal al flujo es  $a$  (se considera un espesor unitario normal al plano del papel),  $\Delta h$  es la caída constante del potencial hidráulico entre  $\phi_i$  y  $\phi_j$  y  $b$  es la distancia media recorrida por el agua.

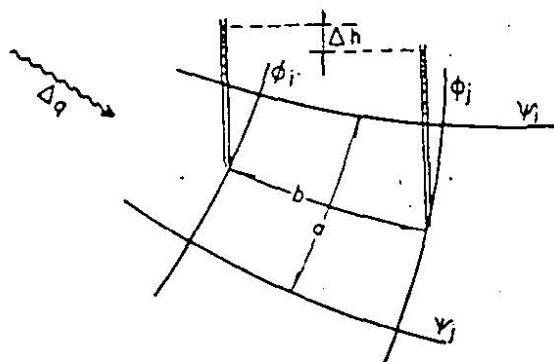


Figura A-6. Una porción de una red de flujo. Obtención de la fórmula para el cálculo del gasto.

Si  $n_f$  es el número total de canales de flujo que tiene la red y  $n_e$  el número de caídas de potencial que hay en toda la zona de flujo, teniendo en cuenta las dos convenciones que se han seguido para construir la red de flujo, podrá escribirse:

$$\begin{aligned} \Delta q &= \frac{q}{n_f} \\ \Delta h &= \frac{h}{n_e} \end{aligned} \tag{A-23}$$

donde  $q$  y  $h$  son el gasto total y la carga perdida en total, en toda la zona de flujo.

Así, la ecuación A-22 podrá escribirse:

$$q = kh \frac{n_f a}{n_e b} \tag{A-24}$$

En la expresión A-24 puede notarse que, puesto que  $q$ ,  $k$ ,  $h$ ,  $n_f$  y  $n_e$  son constantes para una red de flujo dada, la relación  $a/b$  debe serlo también. Así, si han de satisfacerse las dos condiciones que se ha decidido cumplir, la relación entre el ancho y el largo de todos los rectángulos curvilíneos de una red de flujo debe ser la misma; es decir, todos los rectángulos curvilíneos deben ser semejantes y, recíprocamente, el hecho de que se cumpla esta condición de semejanza implica que se están satisfaciendo automáticamente las dos condiciones impuestas a la red al comienzo de esta sección. Nótese también que el único requisito que ha de cumplirse respecto a la relación  $a/b$ , para satisfacer las dos condiciones que fijan el ritmo de las líneas de flujo y equipotenciales, es que sea constante; por lo demás, la relación  $a/b$ , podrá ser cualquier constante. Se antoja así, en aras de la sencillez y la elegancia, fijar el valor de  $a/b$  precisamente como la unidad, que es incuestionablemente la constante más sencilla. Si esto se hace, los rectángulos curvilíneos se transforman en cuadrados curvilíneos, de manera que la red dibujada cumplirá la condición de que por cada canal pase el mismo gasto y de que entre cada dos líneas equipotenciales haya la misma caída de potencial, simplemente si las figuras definidas por esas líneas son cuadrados. Evidentemente el cuadrado es la figura más sencilla y conveniente, con la ventaja adicional de que permite verificar lo bien dibujada que una red esté al golpe de vista, lo que no sucedería con los rectángulos, pues al variar el tamaño de ellos no se puede decir, sin tomar medidas, si se conservan sus proporciones o se han dibujado diferentes, con el correspondiente error.

Si se acepta para siempre en adelante que todas las redes de flujo serán de cuadrados, como no se especifique otra cosa, la ecuación A-24 podrá escribirse:

$$q = kh \frac{n_f}{n_c} \quad (\text{A-25})$$

El término  $n_f/n_c$  depende solamente de la forma de la región de flujo. Se le llama Factor de Forma y se representa:

$$F_f = \frac{n_f}{n_c} \quad (\text{A-26})$$

Así, en definitiva, la expresión A-24 puede ponerse como:

$$q = kh F_f \quad (\text{A-27})$$

que es la fórmula sencilla que permite calcular el gasto por unidad de longitud normal a la sección estudiada, que ocurre a través de una región de flujo en la que se ha dibujado la red correspondiente.

Antes de detallar otros conceptos importantes que pueden calcularse por medio de la red de flujo, conviene insistir un poco más en las normas para el trazo de éstas. En la Ref. 2 de la Bibliografía de este Apéndice, Casagrande proporciona los siguientes consejos a los ingenieros no expertos en este campo y a los jóvenes estudiantes:

1. Usense todas las oportunidades posibles para estudiar la apariencia de flujo bien hechas, tratando después de repetir las sin tener a la vista el modelo, hasta obtener dibujos satisfactorios.
2. Usualmente es suficiente trazar la red con un número de canales de flujo comprendidos entre cuatro y cinco. El uso de muchos canales dificulta grandemente el trazo y desvía la atención de los aspectos esenciales.
3. Siempre debe observarse la apariencia de la red en conjunto, sin tratar de corregir detalles hasta que toda ella está aproximadamente bien trazada.
4. Con frecuencia las partes de la red en que las líneas de flujo deben ser aproximadamente rectas y paralelas; en ese caso los canales son más o menos del mismo ancho y los cuadrados deben resultar muy parecidos. Puede facilitarse el trazo de la red si se comienza por esa zona.
5. Las redes de flujo en áreas confinadas, limitadas por fronteras paralelas (especialmente la superior y la inferior), son frecuentemente simétricas, y las líneas de flujo y las equipotenciales son entonces de forma parecida a la elíptica.
6. Un error común en los principiantes es el de dibujar transiciones muy bruscas entre las partes rectas y las curvas de las diferentes líneas. Debe tenerse presente que las transiciones deben ser siempre muy suaves y de forma parabólica o elíptica; el tamaño de los diferentes cuadrados debe ir cambiando también gradualmente.

7. En general el primer intento no conduce a una red de cuadrados en toda la extensión de la región de flujo. La caída de potencial entre dos equipotenciales sucesivas correspondiente a un cierto número de canales con el que se intentó la solución, no suele ser una parte entera exacta de la pérdida total de potencial, de manera que al terminar la red suele quedar una última hilera de rectángulos entre dos líneas equipotenciales en la que la caída de carga es una fracción de la  $\Delta h$  que haya prevalecido en el resto de la red. Generalmente esto no es perjudicial y esta última hilera puede tomarse en cuenta para el cálculo de  $n_c$ , estimando qué fracción de caída ha resultado. Si, por razones de presentación, se desea que todas las hileras de cuadrados queden con el mismo  $\Delta h$ , podrá corregirse la red, cambiando el número de canales de flujo, bien sea por interpolación o empezando de nuevo. No debe intentarse convertir la hilera incompleta en una de cuadrados por correcciones locales puramente gráficas, a no ser que sea muy pequeño el faltante o sobrante de espacio en la hilera incompleta.
8. Las condiciones de frontera pueden introducir singularidades en la red, que se discutirán con más detalle en los párrafos siguientes.
9. Una superficie de salida en la red, en contacto con aire, si no es horizontal, nunca es una línea de flujo ni equipotencial, de manera que los cuadrados limitados por esa superficie no pueden ser completos. Sin embargo, como más adelante se demostrará, estas superficies deben cumplir la condición de que se tengan iguales caídas de posición entre los puntos de ellas cortados por las líneas equipotenciales.

Además de las normas anteriores, es conveniente que las líneas de flujo y equipotenciales se dibujen siempre completas. Los principiantes cometen numerosos errores de concepto en la red por dejar trazos incompletos que, de ser terminados, les hubieran revelado dichos errores en forma muy clara.

En las Figs. A-7 aparecen algunas redes de flujo dibujadas a modo de ilustración.

#### A-7 SUPERFICIES LIBRES A LA PRESION ATMOSFERICA

Una frontera muy común en las redes de flujo la constituye una superficie abierta al aire o, en general, una superficie en la cual todos los puntos estén a la presión atmosférica. Respecto a tales superficies existe una condición teórica que ha de cumplirse que se traduce en una condición gráfica que debe satisfacerse y que es sencilla de verificar.

Sea la superficie AB una superficie abierta al aire, en la cual todos los puntos tienen la misma carga

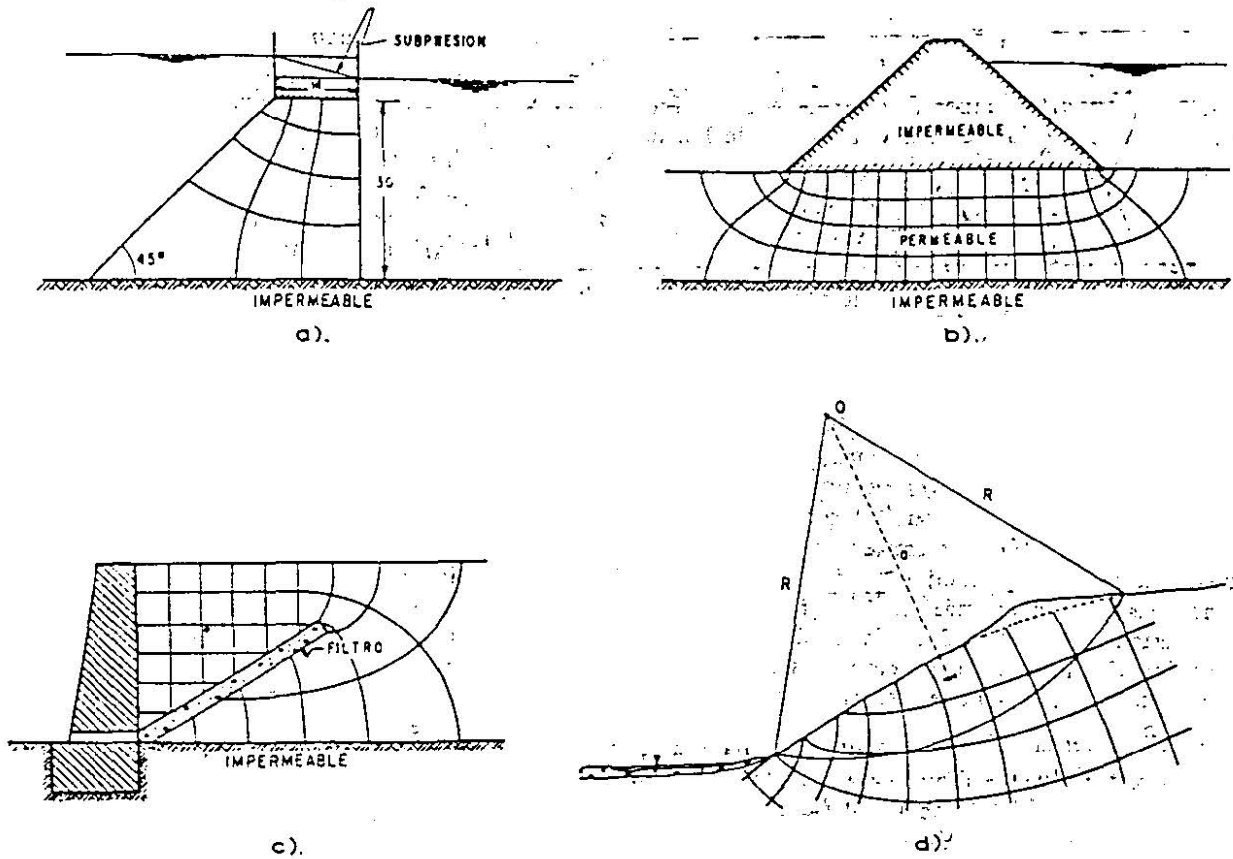


Figura A-7. Ejemplos de redes de flujo.

de presión, que corresponde a la presión atmosférica (Fig. A-8). Entonces dos puntos de esa superficie cortados por dos equipotenciales sucesivas estarán separados verticalmente por una distancia  $\Delta h$  que tiene que ser igual a la caída hidráulica entre esas dos equipotenciales, puesto que por ser igual la carga de presión, la diferencia de carga tiene que traducirse sólo en pérdida de posición. Comoquiera que entre todas las equipotenciales que cortan a la superficie libre hay la misma pérdida de carga, se sigue que entre todos los puntos en que dichas equipotenciales cortan la superficie libre debe haber la misma diferencia de posiciones o caída de alturas, precisamente igual a  $\Delta h$ . Este hecho está gráficamente expresado en la Fig. A-8.

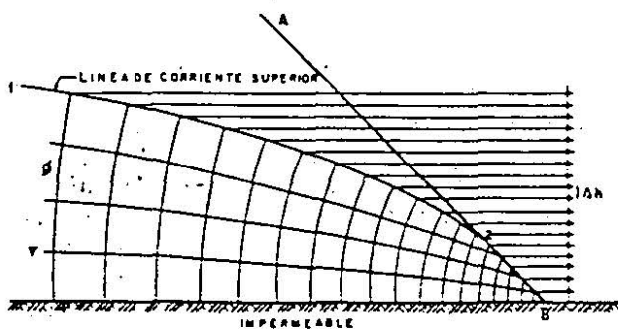


Figura A-8. Superficie abierta al aire.

### CUADRADOS SINGULARES

Hay ocasiones en que, dentro de las redes de flujo las circunstancias geométricas de la región de flujo fuerzan las cosas de manera que se produce una singularidad, dando así lugar a cuadrados en la red que quedan aparentemente fuera de la regla común.

La parte a) de la Fig. A-9 presenta un caso muy común que, por otra parte, ya se presentó en las redes de la Fig. A-7.

La frontera superior del fragmento que se reproduce de la región de flujo es una línea equipotencial, en tanto que la inferior lo es de flujo. Ambas líneas son paralelas, por lo que el cuadrado extremo de  $a_1 \cdot b_1$  a la izquierda, es un cuadrado abierto de forma singular. Es de notar que de la línea de flujo que parte de  $a_1$  a la izquierda, pasa el gasto  $\Delta q$ , mismo que pasa por los restantes canales de flujo de la red; si se subdivide en mitades el cuadrado singular (líneas por los puntos  $a_2$  y  $b_2$  de la figura), por cada subdivisión pasará el gasto  $\Delta q/2$ . Si se siguen las subdivisiones hacia la izquierda podrán obtenerse los canales por los que pasa la cuarta parte, la octava parte, etc.; del gasto; puede verse que esos canales tienden a ser similares hacia la izquierda, en tanto que el gasto que pasa por ellos disminuye rápidamente. De lo anterior se deduce que la velocidad de filtración del agua en la zona permeable disminuye

respecto, Terzaghi (Ref. 2) ha presentado un análisis de interés que se describe a continuación.

Considérese la red de flujo correspondiente a la tablestaca que aparece en la Fig. A-13. En esa red se estudiará el equilibrio de la zona de salida aguas abajo de la tablestaca.

Por pruebas en modelos y por experiencias acumuladas en obras construidas se sabe que la arena de la zona en estudio permanece en equilibrio en tanto que la carga  $h$  permanezca menor que un cierto valor límite  $h_p$ . Tan pronto como ese valor crítico se sobrepasa, aumenta fuertemente la descarga a la salida, como si la permeabilidad de la arena hubiese aumentado con brusquedad, y además el agua comienza a arrastrar la arena, produciéndose tras la ebullición de este material un proceso de tubificación. La experiencia ha demostrado que la máxima concentración de flujo de agua ocurre dentro de una distancia  $D/2$  de la tablestaca, tal como se muestra en la Fig. A-13.

La tubificación se inicia cuando la presión hidrodinámica del agua ascendente vence el peso sumergido de la arena colocada en la zona en que comienza a producirse el fenómeno. Con suficiente precisión puede afirmarse que la arena movida por el agua tiene la forma de un prisma de ancho  $D/2$  y de altura  $D_3$ , la tendencia al arrastre en este prisma está contrarrestada por su propio peso (en el instante mismo en que el arrastre se inicia, la presión efectiva en los lados del prisma de arena y por lo tanto la resistencia friccionante, es prácticamente nula). Así, el prisma se mueve hacia arriba cuando la presión hidrodinámica ascendente provocada por el agua vence a la presión descendente producida por el peso sumergido del material. La carga de agua,  $h_p$ , que produce esta situación inestable es la carga crítica. El nivel de la base del prisma por analizar quedará determinado por la condición de que  $h_p$  sea mínimo, a causa de que el arrastre ocurrirá naturalmente con la mínima carga de agua capaz de producirlo. Se supone en la figura que ese nivel está representado por la dimensión  $D_3$ .

Para conocer la presión hidrodinámica a ese nivel deberá conocerse la presión del agua en esa pro-

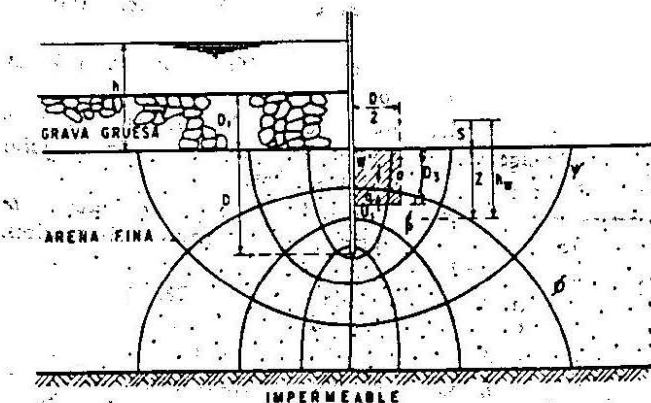


Figura A-13. Gradiente físico de ebullición.

fundidad; para ello se estudia en primer lugar cuál será ésta en un punto de la red cualquiera, tal como el P de la Fig. A-13. La presión en P está dada por el valor  $h_w$ , altura a que sube el agua dentro de un piezómetro instalado en P, multiplicada por el peso específico  $\gamma_w$ . La altura  $h_w$  está compuesta de dos sumandos,  $z$  y  $s$ , de manera que el esfuerzo neutral en P es

$$\bar{u}_p = z \gamma_w + s \gamma_w \quad (A-30)$$

El primer sumando de la ecuación A-30 representa la presión hidrostática a la profundidad de P; su efecto es el de reducir el peso específico de la arena del valor  $\gamma_m$  al  $\gamma'_m$ , correspondiente a la condición sumergida. El segundo sumando,  $s \gamma_w$ , es la presión que hay en el agua en P arriba de la hidrostática (presión hidrodinámica). Así, para el prisma bajo estudio, la condición de arrastre es que la presión arriba de la hidrostática en su base no supere a su peso sumergido, que vale  $(1/2) D D_3 \gamma'_m$ .

El exceso de presión sobre la hidrostática en P puede calcularse de la red de flujo y vale, según se vio,

$$s \gamma_w = n_d \Delta h \gamma_w \quad (A-31)$$

donde  $n_d$  es el número de caídas de potencial o su fracción que hay desde P hasta la salida de la red. Con base en lo anterior puede dibujarse la distribución de presiones hidrodinámicas en la base del prisma. La presión promedio en dicha base se denominará  $h_a \gamma_w$  y así el empuje hidrodinámico ascendente en la misma zona será:

$$U = \frac{1}{2} D h_a \gamma_w \quad (A-32)$$

El valor de  $s$  puede expresarse como:

$$s = \frac{h}{n_d} = h X \text{ (constante)} \quad (A-33)$$

donde  $n_d$  = número total de caídas de potencial en la red

donde la constante indicada tiene un valor que depende sólo de la posición de P dentro de la red.

Las cargas hidrodinámicas en la base del prisma en estudio pueden en definitiva, pues, expresarse como:

$$h_a = m h \quad (A-34)$$

donde  $m$  es una constante.

Los valores de  $h_a$  y  $h$  se conocen del planteamiento del problema o de la red de flujo, de donde el valor de  $m$  en la ecuación A-34 puede ser calculado (en realidad para ello será preciso conocer  $D_3$ ).

El prisma de arena en estudio será levantado por el agua cuando la presión hidrodinámica exceda el valor que satisfaga la igualdad,

$$\frac{1}{2} D h_a \gamma_w = \frac{1}{2} D D_3 \gamma'_m$$

de donde

$$h_a = D_3 \frac{\gamma'_m}{\gamma_w} \quad (\text{A-35})$$

es el valor de la carga hidrodinámica en la base del prisma en el instante en que éste entra en suspensión. En ese mismo instante, por definición, la carga  $h$  tiene el valor crítico  $h_p$  y, de acuerdo con la ecuación A-34:

$$h_a = m h_p \quad (\text{A-36})$$

Substituyendo este valor en la ecuación A-35, se tiene:

$$m h_p = D_3 \frac{\gamma'_m}{\gamma_w} \quad (\text{A-37})$$

$$h_p = \frac{D_3}{m} \frac{\gamma'_m}{\gamma_w} \quad (\text{A-38})$$

La fórmula A-38 puede aplicarse para diferentes valores de la profundidad  $D_3$ , siempre que se haya dibujado la red de flujo, que permite calcular  $m$  (ecuación A-34). Así se tienen distintos valores de  $h_p$  correspondientes a diferentes  $D_3$ . El mínimo  $h_p$  es obviamente el valor más crítico de la carga y es el que gobierna el problema, y el nivel  $D_3$  correspondiente es la sección crítica, en donde puede comenzar el fenómeno de la tubificación; ésta podrá presentarse en esa sección si la carga que se tenga supera el valor de  $h_p$  encontrado.

En el caso de una tablestaca sencilla, como la que se ve en la Fig. A-13, los cálculos anteriores conducen a que prácticamente en la sección crítica

$$D_3 = D$$

Para el caso de la tablestaca mostrada, este resultado hubiera podido deducirse directamente de la observación de la red de flujo, pues debe notarse que según  $D_3$  aumenta, el valor de las presiones hidrodinámicas crece más aprisa que el peso sumergido de la arena.

Nótese que, de acuerdo con la ecuación A-38, el valor de la altura crítica no depende del ángulo de fricción interna de la arena y es proporcional al peso sumergido de la misma. Conviene también señalar que la concordancia entre la predicción teórica basada en los cálculos anteriores y los resultados de experimentos ha sido reportada como muy satisfactoria. (Ref. 6 en la lista bibliográfica, al fin de este Apéndice.)

Para una carga de agua real actuante,  $h$ , el factor de seguridad contra tubificación puede calcularse sencillamente con la expresión

$$F_s = \frac{h_p}{h} \quad (\text{A-39})$$

Suelen considerarse convenientes valores de  $F_s$ , del orden de 3 ó 4.

Si se observa la ecuación A-35 podrá obtenerse el valor promedio del gradiente hidráulico crítico, o sea el valor de gradiente hidráulico medio que actúa en el nivel crítico en el instante en que la tubificación comienza. Dicho valor es:

$$i_c = \frac{h_a}{D_3} = \frac{\gamma'_m}{\gamma_w} \quad (\text{A-40})$$

Teniendo en cuenta el valor de  $\gamma'_m$  en la práctica, se deduce que para que haya tubificación al nivel  $D_3$ , supuesto el crítico, es preciso que

$$i_c = 1 \quad (\text{A-41})$$

Como el gradiente a ese nivel puede calcularse fácilmente de la red de flujo, su comparación con el valor crítico igual a 1 proporciona otro enfoque, equivalente al anterior obviamente, para conocer del riesgo de tubificación en un problema dado.

#### REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS DEL APENDICE

1. Juárez Badiño, E., y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Tomo III. *Flujo de Agua en Suelos*. Capítulos I y II. Ediciones de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México, 1969.
2. Terzaghi, K. *Theoretical Soil Mechanics*. Art. 94. John Wiley and Sons, Inc. 1956.

#### BIBLIOGRAFIA

Además de las ya mencionadas Referencias de este Apéndice, el lector encontrará información especializada en las siguientes obras:

1. Cedergren, H. R. *Seepage, Drainage and Flow Nets*. John Wiley and Sons, Inc. 1967.
2. Casagrande, A. *Seepage through Dams—Contributions to Soil Mechanics*. Boston Society of Civil Engineers. 1940.
3. Muskat, M. *The Flow of Homogeneous Fluids through Porous Media*. McGraw Hill Book Co. 1937.
4. Harr, M. E. *Groundwater and Seepage*. McGraw Hill Book Co. 1962.
5. Scott, R. F. *Principles of Soil Mechanics*. Addison-Wesley Pub. Co. 1963.
6. Terzaghi, K. *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley and Sons, Inc. 1956.
7. Sherard, J. L., Woodward, R. J., Gizienski, S. F., y Clevenger, S. A. *Earth and Earthrock Dams*. John Wiley and Sons, Inc. Co. 1963.
8. Tamez, E. *Principios del diseño y construcción de presas de tierra*. Secretaría de Recursos Hidráulicos. México, 1963.
9. Mansur, C. I., y Kaufman, R. I. *Dewatering*. Capítulo 3 del libro *Foundation Engineering*. Editado por G. A. Leonards. McGraw Hill Book Co. 1962.
10. Todd, D. K. *Groundwater Hydrology*. John Wiley and Sons, Inc. 1960.