Universidad Técnica Particular de Loja
BIBLIOTECA GENERAL

Revisado el V-25-83

Valor S/ 200°°

Nó Clasificación 1983 C837 IC38

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
BIBLIOTECA

262 páginas

624.

Taludes.

624.151
624

624 X 491 SIC

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR
DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

TESIS DE GRADO

ESTABILIZACION DE TALUDES

VICENTE I. COSTA

LOJA - ECUADOR

1983

Esta versión digital, ha sido acreditada bajo la licencia Creative Commons 4.0, CC BY-NY-SA: Reconocimiento-No comercial-Compartir igual; la cual permite copiar, distribuir y comunicar públicamente la obra, mientras se reconozca la autoría original, no se utilice con fines comerciales y se permiten obras derivadas, siempre que mantenga la misma licencia al ser divulgada. http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/deed.es

2017

INGENIERO GALO COSTA MUÑOZ,

DIRECTOR DE TESIS,

C E R T I F I C A:

Que el presente trabajo ha sido prolijamente revisado, y, cumpliendo con la reglamentación de la Facultad, queda autorizada su presentación.

Loja, Marzo de 1983

Ing. Galo Costa M.

INGENIERO JORGE AGUIRRE AZANZA,

ASESOR DE TESIS,

C E R T I F I C A:

Que el presente trabajo ha sido realizado bajo mi asesoramiento y debidamente revisado, por lo que queda autorizada su presentación.

Loja, Marzo de 1983

Ing. Jorge Aguirre A.

INGENIERO CARLOS REGLADO,

ASESOR DE TESIS,

C E R T I F I C A:

Que el presente trabajo fue realizado bajo mi asesoramiento y debidamente revisado, por lo que queda autorizada su presentación.

Loja, Marzo de 1983

Ing. Carlos Regalado.

La responsabilidad del trabajo investigativo, resultados, conclusiones y recomendaciones que se exponen, son de exclusiva responsabilidad del autor.

Loja, Marzo de 1983

Vicente Iván Costa,
A U T O R.

DEDICATORIA

A mi madre:

Rosario Costa Jaramillo

A mi esposa:

Alicia Castro Hidalgo

A mi hijo:

Andrés V. Costa Castro

A mi hermano:

César Eduardo Costa

AGRADECIMIENTO

Con el deber de la más imperecedera gratitud, expreso ese sentimiento a:

Ingeniero Galo Costa Muñoz, que como Director de Tesis me ha brindado su sacrificada bondad a orientar el desarrollo de mi trabajo y a corregir los conceptos de técnica y redacción en la versatilidad de la obra.

Ingeniero Jorge Aguirre Azanza, que como Asesor me ha dado su colaboración para que mi Tesis se halle en aptitud de ser el producto de las experiencias de mi formación y aprovechamiento en base de la evolución técnica y profesional de la Ingeniería Civil.

Ingeniero Carlos Regalado Piedra, por su gentileza en brindarme sus consejos y capacidades al logro de mi trabajo.

PROLOGO

Dentro de la difícil situación de la ingeniería y en particular de la ingeniería vial, uno de los problemas principales cuya solución es casi siempre compleja, es el relacionado con la estabilidad de - los taludes, problema que además ha revestido y reviste gran importancia ya que tiene relación directa con la explotación vial ya sea en etapa de construcción o de usufructo.

Tomando en cuenta esta consideración, el presente trabajo tiene por objeto el hacer una rápida revisión de los más usados métodos para el cálculo de la estabilidad de taludes, Iniciando primeramente con un estudio de los diferentes tipos de fallas - que nos permitirán ubicar dentro de una de esas clases cada problema particular, para luego iniciar el cálculo y de esta forma comprobar su estabilidad. Dando finalmente algunas recomendaciones para aplicar medidas correctivas en las partes inestables.

La idea fundamental del autor del presente trabajo, es de que el mismo sirva como orientación para el cálculo, diseño y estabilidad de taludes. Esperando de esta forma haber contribuído aunque sea el mínima parte a tratar de tal importante asunto.

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
BIBLIOTECA

CONTENIDO

Pág.

CAPITULO 1

1. Introducción 1

CAPITULO 2

2. Fallas en los Taludes 5
   2.1. Fallas en las Laderas Naturales 5
      2.1.1. Falla por Deslizamiento Superficial..... 5
      2.1.2. Falla por Deformación Acumulativa 7
      2.1.3. Flujos 8
         2.1.3.1. Flujo en Material Seco 9
         2.1.3.2. Flujo en Material Húmedo 10
   2.2. Fallas de Taludes Artificiales 11
      2.2.1. Falla Traslacional 11
      2.2.2. Falla Rotacional 12
      2.2.3. Fallas con Superficie Compuesta 14
      2.2.4. Fallas Múltiples 15
   2.3. Derrumbes 16
   2.4. Fallas por Deformación de los Terraplenes 16a

CAPITULO 3

3. Cálculo de Estabilidad de Taludes (Métodos) 17
   3.1. Talud Formado por Arena 18
   3.2. Falla Circular 21
   3.3. Falla Traslacional 45
   3.4. Análisis de la Estabilidad de Taludes - Método Americano (Usando el Método del Arco Circular) 52

Pág.

3.4.1. Generalidades 52
3.4.2. Método del Arco Circular .. 53
3.4.3. Sumatoria de Fuerzas 57
3.4.4. Suelos Compuestos o Estratificados 65
3.4.5. Factores de Estabilización 71
3.4.6. Filtración de Agua a través de Embanques 72
3.4.7. Factores que Influencian la Posición de las Líneas de - Filtración 73
3.4.8. Valor del Diagrama de Flujo en Análisis de Estabilidad 78
3.4.9. Condiciones para Suelos Sumergidos 79
3.4.10. Abatimiento Repentino 80
3.4.11. Fuerzas de Filtración 81

CAPITULO 4

4. Terraplenes Construídos sobre Suelos Blandos 83

CAPITULO 5

5. Fallas de Estabilidad de Laderas y Taludes (Factores que Producen estas Fallas) 89
5.1. Procesos Constructivos que Causan Problemas de Estabilidad de Taludes 89
5.2. Factores más Comunes que Contribuyen a Aumentar los Esfuerzos Cortantes Actuantes en un Talud 94
5.3. Factores que más Comunmente Contribuyen a Disminuír la Resistencia al Esfuerzo Cortante en Laderas y Taludes 96

Pág.

CAPITULO 6

6. Estabilidad de Taludes en el Campo (Identificación de Problemas) 98

CAPITULO 7

7. Métodos Mecánicos para Corregir Fallas en Laderas y Taludes 107
   7.1. Método de Excavación 108
   7.2. Empleo de Materiales de Bajo Peso Volumétrico 110
   7.3. Empleo de Bermas y Escalonamientos 111
   7.4. Empleo de Materiales Estabilizantes 116
   7.5. Empleo de Estructuras de Retención 119
   7.6. Empleo de Contrapesos al Pie de la Falla 122
   7.7. Empleo de Vegetación 123

CAPITULO 8

8. Instrumentos de Prueba en el Campo de las Vías Terrestres 127
   8.1. Tipos de Instrumentos 130
      8.1.1. Piezómetros 130
      8.1.2. Inclinómetros 136
      8.1.3. Deformímetros 144
   8.2. Problemas de Instalación 145

CAPITULO 9

9. Estabilización de las Terrazas de la U.T. P.L. 152
   9.1. Recolección de Muestras de Suelo en el Terreno 152
   9.2. Determinación del Contenido de Humedad 153

Pág.

9.3. Límites Líquido y Plástico de un Suelo 160
9.4. Análisis Granulométrico - Método Mecánico 190
9.5. Ensayo de Corte Directo 200
9.6. Cálculo de la Estabilidad del Talud para las Terrazas de la U.T.P.L. 224
9.7. Conclusión 233

CAPITULO 10

10. Conclusiones y Recomendaciones 234

REFERENCIAS 261

CAPITULO 1

ESTABILIZACION DE TALUDES

1. INTRODUCCION

Cualquier superficie inclinada que adopten las masas de suelo respecto a la horizontal se conoce con el nombre de talud. Se denomina ladera natural, o simplemente ladera, cuando se produce el talud sin intervención del hombre. Se denomina corte o talud artificial cuando son hechos por el hombre.

La estabilidad de los taludes constituye la estructura más compleja de las vías terrestres, acompañada con los problemas de las variedades de suelos y rocas comunes en la construcción de estas obras; sin descuidar el criterio básico que la Geología desempeña. El analizar criterios de estabilidad de taludes, significa investigar el que satisfactoriamente funcione el talud, desde cualquier punto de vista; tomando en cuenta la economía como dependencia, ya que constituye una parte muy importante, dentro de la inversión total de una vía terrestre. En el caso de nuestra provincia podemos decir que sus carreteras se construyen en terreno montañoso y ondulado, razón por la cual el movimiento de tierras corresponde a un porcentaje elevado del costo de una carretera. Este movimiento de tierras comprenderá la formación de cortes y terraplenes, repercutiendo notablemente en el costo con cualquier cam

bio de pendiente. Entonces, se puede defender los costos de construcción con un correcto criterio de estabilidad de taludes.

La estabilidad de laderas naturales se presenta - con diferentes problemas respecto de los taludes que se construye artificialmente y difiere en la geología, constitucción de los materiales, formación del talud y condiciones climáticas a lo largo del tiempo. La formación de laderas y taludes al paso del tiempo define la configuración de los suelos y las rocas; influyendo, decisivamente, en la estabilidad de estos suelos, el - flujo de aguas subterráneas.

Es necesario distinguir ambos tipos, las laderas - naturales de los taludes artificiales, los mismos que se constituyen por diferentes materiales en disposición y naturaleza, por influencia de un conjunto de circunstancias que dependen de cómo se formó el talud, de las condiciones climáticas y de su historia geológica.

Entre los cortes y terraplenes construídos con intervención humana existen diferencias en las vías terrestres; en los cortes su estructura no se construye con material controlado, mientras que en los terraplenes ocurre lo contrario.

Con las palabras derrumbes o colapsos se definen a la gran mayoría de las fallas de taludes, sean éstos - de cualquier tipo, que significan la ocurrencia de - excesivos movimientos poniendo en peligro la estructu-

ra para la cual fue construída como función en la estabilidad.

Para plantear y definir el caso de la estabilidad de un talud es fundamental y básico que el ingeniero tenga conocimiento de la composición y naturaleza de los materiales, y así poder dar solución al problema, en muchos casos práctico, de estabilidad de taludes. Por supuesto habrá casos de importancia donde se realizará exploraciones, muestreo y pruebas de laboratorio para aplicar un método de análisis apropiado; indicando la imposibilidad del conocimiento en cada punto de la vía de las propiedades mecánicas de los suelos en detalle.

En nuestro país es costumbre minimizar el costo de la construcción tomando en cuenta el nivel de tránsito que tendrá la vía. Considerando que tanto durante la construcción como en el futuro este criterio ocasionará interrupciones posteriores por fallas o derrumbes; resultando ventajoso el hacer comparación con países desarrollados que justifican una inversión mayor en el costo de construcción con el fin de que la obra vial no sufra estas interrupciones.

Debe tomarse en consideración que uno de los problemas mayores que tiene que afrontar la Ingeniería Civil, debido a la conformación de la orografía propiamente dicha y a la constitución y conformación de los suelos en nuestro territorio y particularmente en la

Provincia de Loja, es la estabilización de los taludes. Bien conocido es para todos los problemas derivados de la falta de estabilidad de los mismos y las repercusiones mediatas e inmediatas que traen consigo.

En base a estas consideraciones y con el exclusivo fin de colaborar con la solución de estos problemas siempre que se cuente con la disponibilidad de elementos para el objeto, quiero comprometer mi esfuerzo completo y desarrollar la presente tesis en espera de que la misma servirá como un pequeño aporte más en bastísimo campo de la Ingeniería Civil.

CAPITULO 2

2. FALLAS EN LOS TALUDES

Dentro de las fallas comunes de los taludes en las vías terrestres, se distinguen las que afectan a las laderas naturales y las que ocurren en los taludes artificiales.

2.1. FALLAS EN LAS LADERAS NATURALES

Dentro de estas fallas se asocian las siguientes:

2.1.1. Falla por Deslizamiento Superficial (Ref. 1, 2, 7, 10, 13, 14)

Esta falla se refiere al proceso lento y contínuo de deslizamiento ladera abajo que se presenta en las laderas naturales en su parte superficial.

Este tipo de falla afecta a grandes superficies de terreno en declive, al producirse el movimiento superficial lo hace sin transición brusca entre las masas inmóviles profundas y la parte superficial móvil. Este deslizamiento se debe a la combinación de acciones entre la fuerza de gravedad y otros agentes como ser: cambios climáticos, humedecimiento y secado. Su velocidad de movimiento es baja y rara vez excede algunos centímetros por año.

Terzaghi señala dos clases de deslizamiento - ladera abajo: el masivo y el estacional. El masivo que afecta a capas de tierra profundas y que se atribuye al efecto gravitacional, manifestándose con movimientos - constantes. El deslizamiento estacional afecta sólo a la corteza superficial de la ladera al sufrir efectos - por cambios de clima por secado y humedecimiento sucesivo o por formas de contracción y expansión, produciendo movimientos de mayor o menor grado de acuerdo a las épocas delaño; siendo sumamente bajo el espesor de la capa superficial afectada alcanzando hasta un metro como máximo.

Al realizar estudios de campo de una vía terrestre, el ingeniero en la etapa del anteproyecto debe dar importancia a la localización oportuna de las fallas o deslizamiento ladera abajo con el fin de cambiar en caso de ser posible el trazo de la vía, evitando sus problemas, ya que generalmente no existe remedio confiable para este tipo de falla, siendo fundamental considerar los signos exteriores del fenómeno que puede advertir el ingeniero. Este hecho, de evidencia, se refleja por la inclinación de árboles, postes y otros elementos similares los que adoptan una posición perpendicular a la ladera, en vez de la natural. Además se notan otros signos exteriores que ayudan a localizar estas fallas que serán causa de escalonamientos, agrietamientos, rotura - de muros y colapso de cualquier estructura que pueda haber.

La figura 1 muestra cuáles son los signos exteriores del fenómeno.

Fig. 1. Signos del Deslizamiento Superficial.

2.1.2. Falla por Deformación Acumulativa

(Ref. 1, 2)

Este tipo de fallas se producen en las laderas naturales como consecuencia de procesos de deformación, por la tendencia a mover laderas abajo grandes masas, formadas por materiales no consolidados y bajo la acción de las fuerzas gravitacionales, siendo típicas en depósitos de talud. En algunos casos estas laderas se han formado con una inclinación que excede la de equilibrio crítico, lo que hace pensar que existan fuertes deslizamientos en el interior de la masa que serán las deformaciones de suelos afectados. La resistencia al esfuerzo cortante puede degradarse por procesos -

de deformación acumulativa a causa de la acción por largo tiempo de los esfuerzos gravitacionales en los materiales del interior de la ladera, desarrollándose una deformación contínua muy lenta en estas zonas.

L. 25 MAYO /99.

La ladera, en estas condiciones, por largo tiempo, puede deformarse hasta que se produzca la ruptura del suelo a causa de la acumulación de deformación. Esta ruptura se producirá primero en las zonas de mayor concentración de esfuerzos actuantes para luego ocasionar la propagación de la superficie de falla.

De esta forma podrá ocurrir un deslizamiento rápido de las masas afectadas una vez producida la superficie de falla o podrá permanecer en su posición la tierra sobre la superficie de falla, pero en un estado de equilibrio crítico. Dependiendo de la inclinación de la superficie de falla formada.

La superficie de falla de deformación acumulativa es de forma plana contribuyendo varios factores como ser: la geología de la zona ya que, por lo general, las estratificaciones siguen la forma de la frontera exterior de la ladera; procesos de deformación anteriores a la falla, lo que contribuye a la generación de los planos de deslizamiento.

2.1.3. Flujos (Ref. 2, 4, 7)

Este tipo de falla se refiere a movimientos rápidos de una parte de la ladera donde su super

ficie de deslizamiento se desarrolla en un lapso breve; siendo una zona de flujo plástico el contacto entre la parte móvil y las masas fijas de la ladera.

Cualquier formación no consolidada es susceptible de fluír y el fenómeno puede presentarse en suelos granulares finos, fragmentos de roca, depósitos de talud.

Dentro de los flujos existen dos grupos que se consideran de acuerdo al contenido de agua de los materiales que participan en estos fenómenos, siendo éstos el flujo en material seco y, el flujo en material húmedo.

2.1.3.1. Flujo en Material Seco

Este flujo se origina en un deslizamiento convencional en la roca o en el desplome de rocas provenientes de lugares donde existan grandes depósitos de fragmentos siendo casi siempre de volumen considerable y gran espesor, comprendiéndose en estos flujos los de fragmento de roca, desde los que ocurren lentamente hasta los muy rápidos. Estos movimientos de los contactos profundos entre los fragmentos de roca - afectan a grandes masas siendo de catastróficas consecuencias.

Los flujos en suelos secos ocurren algunas veces a continuación y como consecuencia de temblores, los mismos que pueden causar la des-

trucción de la estructura de material.

2.1.3.2. Flujo en Material Húmedo

Estos flujos requieren una proporción apreciable de agua contenida en el suelo, la cual desempeña un papel en la génesis y naturaleza de la falla.

El deslizamiento en los flujos de lodo ocurre en materiales finos con un alto contenido de agua y su velocidad de desplazamiento varía desde pocos centímetros hasta deslizamientos catastróficos que son corrimientos mucho mayores.

Dentro de los flujos en material húmedo existen dos tipos: los flujos rápidos y los flujos lentos.

Los flujos rápidos ocurren relacionados a épocas de violenta precipitación pluvial y mejor dicho después de éllos y se presentan en laderas de remoción de cobertura vegetal y comienzan en pequeñas proporciones, rápidamente crecen transportando el suelo, formándose ríos de lodo, causantes de catástrofes; en cambio en los flujos lentos influyen las variaciones estacionales del clima y sus movimientos ocurren en materiales arcillosos fisurados con capas delgadas de arena con gran contenido de agua, en superficies no muy profundas con inclinación media que no puede apartarse mucho del valor del ángulo de resistencia del suelo.

2.2. FALLAS DE TALUDES ARTIFICIALES

2.2.1. Falla Traslacional (Ref. 1, 2, 4)

La falla traslacional está constituída por movimientos del cuerpo del talud sobre superficies de falla casi planas, asociada a estractos de poca resistencia que se encuentran bajo el talud a una profundidad corta.

Los estratos de estas fallas están constituídos por arcillas, limos no plásticos o arenas finas; desarrollándose la superficie de falla aproximadamente paralela a estos estratos. Estos estratos se encuentran afectados por las presiones elevadas de agua que contienen las arcillas y arenas luego de los períodos lluviosos de la región.

Por efecto de la sobrecarga de un terraplén construído sobre la ladera natural formada por material arcilloso, se puede producir el movimiento de la franja superficial (Fig. 2).

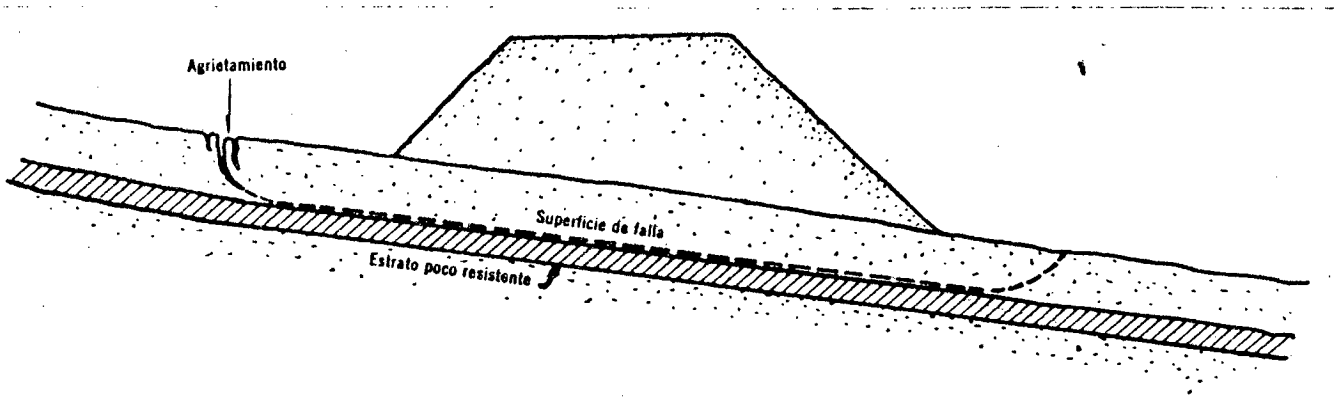


Fig. 2. Falla Traslacional (Desprendimiento Superficial).

L. 21-VII-99

2.2.2. Falla Rotacional (Ref. 1, 2, 3, 4, 10, 13)

Esta falla afecta a masas profundas en el interior del cuerpo del talud, debido a movimientos rápidos con deslizamiento en la superficie de falla curva; esta superficie se forma cuando en su desarrollo actúan esfuerzos cortantes que sobrepasan la resistencia del material, existiendo en el interior del talud un estado de esfuerzos cortantes que vence la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, produciéndose la ruptura del talud. Esta falla se manifiesta con agrietamientos en la corona del talud, identificándose con superficies cilíndricas siendo similar a un arco de circunferencia la traza con el plano (Fig. 3).

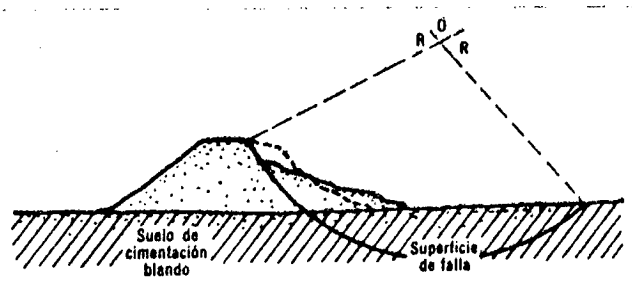
La falla rotacional ocurre en material arcilloso homogéneo. Esta falla rotacional circular puede ser de cuerpo de talud desarrollándose sin afectar al terreno de cimentación o de base, las mismas que se desarrollan parcialmente en él.

Al producirse la falla circular pueden afectar a masas anchas en comparación con las dimensiones generales de la falla, dando lugar a superficies cilíndricas, o pueden ocurrir en forma concoidal, con un ancho pequeño comparado con su longitud.

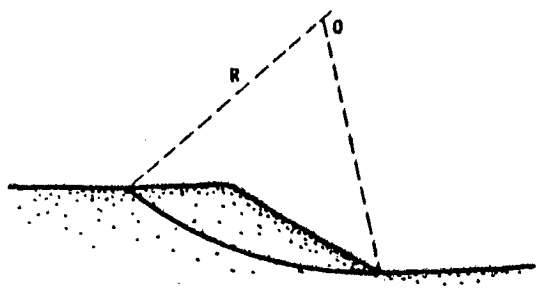
Para fines de cálculo conviene partir de la hipótesis que la forma de la superficie de falla es siempre curva, se puede considerar circular o formada por

arcos de circunferencia.

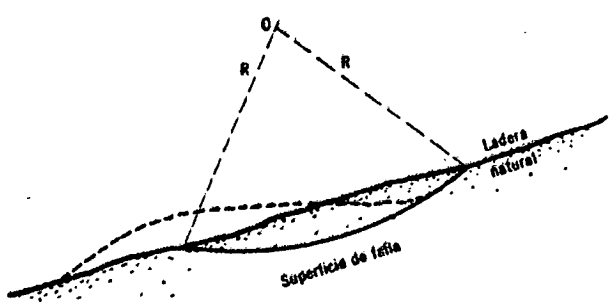
Cuando el deslizamiento se ha producido, la cabeza de falla presenta taludes verticales, produciéndose a continuación nuevas fallas, si no son afrontados estos problemas oportunamente por el Ingeniero.



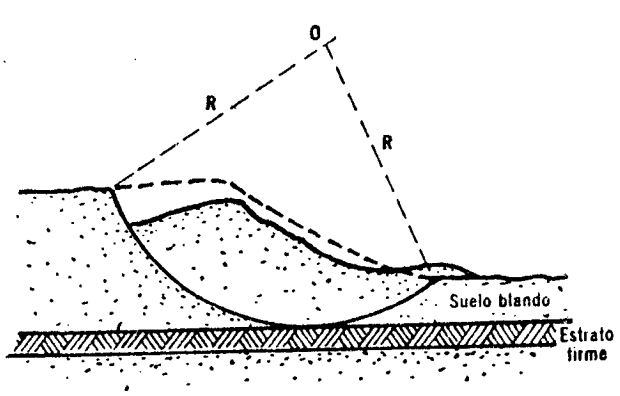
Falla de base.



Falla por el pie del talud.



Falla superficial.



Falla limitada por un estrato firme.

Fig. 3. Fallas Rotacionales. Secciones Típicas.

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
BIBLIOTECA

2.2.3. Fallas con Superficie Compuesta

(Ref. 2, 4, 7)

Estas fallas son una combinación de movimientos de rotación y traslación, dando lugar a superficie de falla compuesta donde se desarrollan tramos curvos y zonas planas a la vez, similares a los arcos de circunferencia.

Estas superficies se predeterminan por la presencia de heterogeneidades dentro del talud.

Este tipo de falla compuesta produce además la distorsión de los materiales.

Por lo general mayor será la componente traslacional en la falla, cuanto menor sea la profundidad a que aparezcan fallas, juntas, cuanto más débil sea el estrato (Fig. 4).

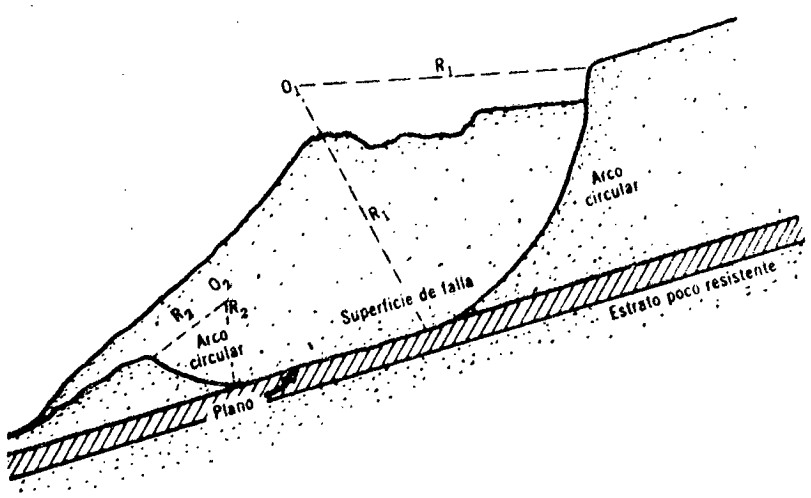


Fig. 4. Falla Compuesta.

2.2.4. Fallas Múltiples (Ref. 2, 7)

Las fallas múltiples son aquellas que se producen con varias superficies de deslizamiento, - sean estas fallas sucesivas o regresivas siendo comunes en laderas naturales en las que se efectúa un corte.

Las fallas sucesivas forman, a veces, un escalonamiento regular y consisten en un conjunto de deslizamientos rotacionales superficiales de las últimas etapas de degradación en laderas de arcilla sobreconsolidada o fisurada.

Las fallas regresivas pueden existir de tipo rotacional o traslacional. La falla rotacional regresiva ocurre en regiones de topografía movida o escalonada, donde existan fenómenos de erosión, o si existen especialmente estratos de arcilla sobreconsolidadas, de lutitas o de fisuras.

Estas fallas regresivas se forman por la inestabilidad que va quedando en las zonas de cabeza de cada falla que se forme, acercándose estas superficies de falla a una superficie fundamental.

La falla traslacional regresiva ocurre en capas superficiales y se asocia a arcillas y lutitas, dependiendo de la cohesividad del material para que se formen menos unidades en la masa deslizante (Fig. 5).

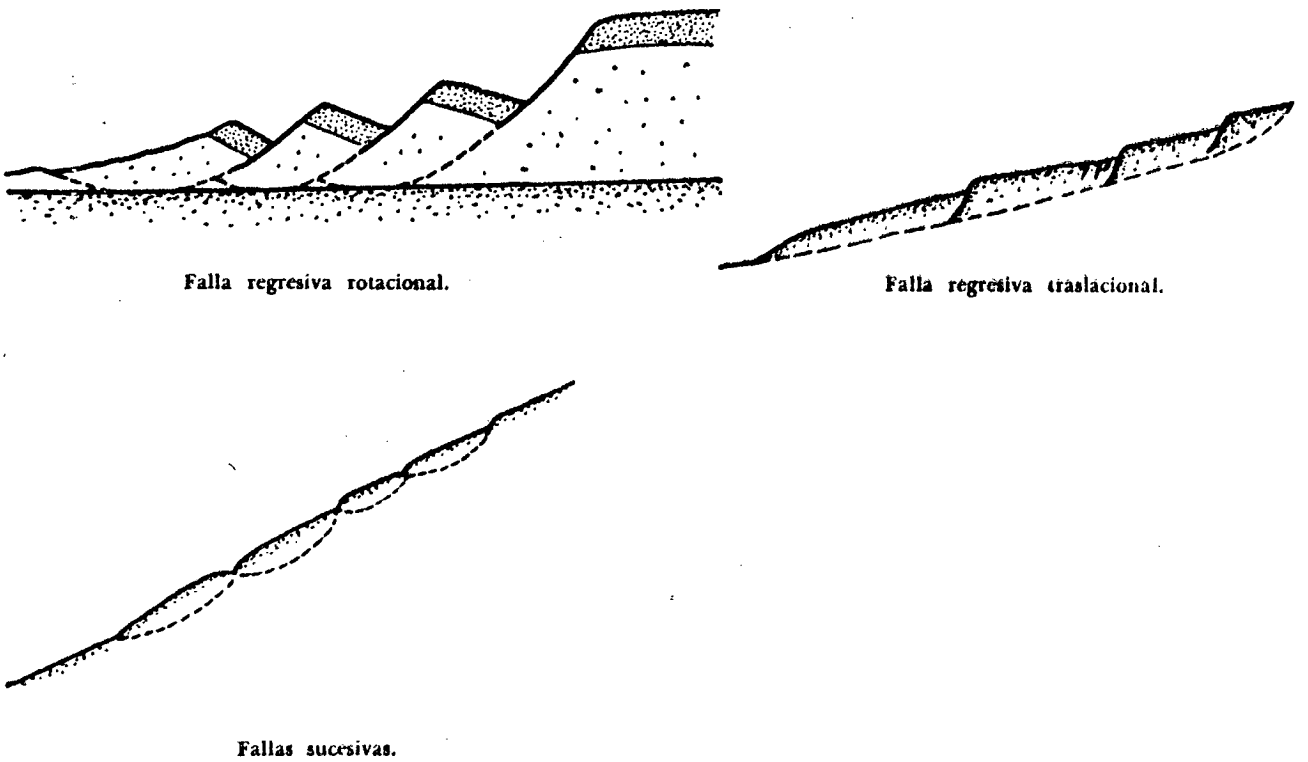


Fig. 5. Fallas Múltiples.

2.3. DERRUMBES (Ref. 2, 5, 7)

Son típicas estas fallas tanto en las laderas naturales como en los cortes practicados en estas laderas. También suceden estas fallas en otros lugares que no sean en los cortes realizados por el hombre, como ser los derrumbes que ocurren en la orilla de un río a causa de la erosión de la corriente. En estas fallas no puede hablarse de una superficie de deslizamiento. Los derrumbes están asociados a cortes escarpados y con frecuencia a las arcillas fuertemente sobreconsolidadas.

Estos derrumbes consisten en desprendimientos locales de grandes masas fragmentadas, generalmente, po-

sibles de ser predeterminados por las fisuras y discontinuidades preexistentes, las mismas que suelen abrirse al contruirse el corte quedando el frente sin el anterior confinamiento, y con el consiguiente aumento de subpresión lo cual origina el que se aflojen los fragmentos, actúen presiones de agua acumulada y otros - efectos indeseables.

1.4- oct/99.

2.4. FALLAS POR DEFORMACION DE LOS TERRAPLENES (Ref. 1, 2, 3, 5, 7)

La deformación acumulativa y progresiva de los hombros del terraplén son los que originan la falla al desplazarse verticalmente hacia abajo, produciendo en la corona una sección escalonada y/o redondeada. Algunas veces, entre la zona desplazada y el resto del terraplén aparece una grieta paralela al eje de la vía, la cual puede ser el inicio de un deslizamiento de tierras.

La falla de este tipo está asociada a la construcción de terraplenes con deficiente compactación y cuya deformación es de suelos plásticos finos, zonas con mal drenaje superficial y/o profundo, presentándose generalmente en secciones donde la estabilidad no fue perfectamente diseñada.

En torno a esta falla se puede decir que se trata de un proceso de deformación acumulativa ligada a la acción de esfuerzos existentes en la frontera del talud, que tiende a deformarse expandiéndose en la par

te inferior y descendiendo en la parte superior; deduciéndose generalmente que este problema estriba en los esfuerzos internos de la estructura y no en los exteriores sea cual fuera su efecto.

CAPITULO 3

3. CALCULO DE ESTABILIDAD DE TALUDES (METODOS)

Para efecto de cálculo sobre la estabilidad de un talud, en los métodos que se describen más adelante, todos los modelos matemáticos que sirven de base, presuponen una homogeneidad en materiales, estratificación, disposición, circunstancias y modo de actuar de los agentes naturales. Es preciso tener en cuenta la diferencia que existe entre cortes y terraplenes, las condiciones con que se construyen siguiendo un procedimiento conocido y de cierta uniformidad en el uso y el tratamiento de los suelos debiendo hacerse el necesario estudio de campo y laboratorio.

Algunas de las formas de falla más comunes y peligrosas que se han mencionado en el capítulo anterior, no se pueden analizar numéricamente, ya sea porque el actual conocimiento sobre sus mecanismos no es satisfactorio o porque se presentan con tal variedad y complejidad, que desafian todo intento correcto de encuadramiento a un determinado tipo.

Entonces, se presentan los métodos de cálculo para establecer si un talud será estable en la etapa de proyecto, o para revisar la condición de un talud construído y poder juzgar, de la bondad de un método correctivo a emplearse.

3.1. TALUD FORMADO POR ARENA (Ref. 1, 2, 4, 7)

Independientemente de su altura, un talud formado por arena limpia y seca es estable si su ángulo de inclinación β es menor que el ángulo de fricción interna de la arena correspondiente a las condiciones de granulometría, compacidad y angulocidad de la arena.

Para este caso se puede expresar la estabilidad de una posible falla por medio de un factor de seguridad Fs, el mismo que se define como:

$$Fs = \frac{\text{tag } \phi}{\text{tag } \beta} \qquad \text{(Juárez Badillo Rico Rodríguez)} \qquad (1)$$

Donde: Fs = factor de seguridad

ϕ = ángulo de fricción interna de la arena.

β = ángulo de inclinación del talud.

L. 47. MAR/1000

Señalando, que no puede existir un talud en la arena seca con un ángulo de inclinación mayor a ϕ, sin importar su altura. O sea que el ángulo β en ningún caso podrá tener un valor que exceda al ángulo ϕ.

L. 47 MAR/1000

El mecanismo de resistencia al corte o al deslizamiento es debido a pura fricción mecánica y puede considerarse para un grano de arena ladera abajo,

el grano se deslizará sólo si se le ofrece un plano de deslizamiento más escarpado que el ángulo de fricción disponible. De hecho, cuanto más tendido resulta su plano de deslizamiento, el talud estará en condición más estable (Fig. 6).

Si el talud de arena limpia estuviese en una condición límite $\beta = \emptyset$, cualquier plano de deslizamiento interior estaría menos inclinado; en cuyo caso estará garantizada la estabilidad de la masa del talud. Pudiendo diseñarse los taludes en arena limpia, en principio con un Fs = 1, siendo inconveniente tal diseño ya que la arena próxima al borde del talud estaría en precaria condición, la misma que caerá fácilmente a causa del viento, la lluvia, etc. produciendo pequeños derrames de arena sobre las cuentas de un corte o erosionando un terraplén. Recomendando, que la inclinación del talud sea uno o dos grados menos que el ángulo de fricción $\emptyset$.

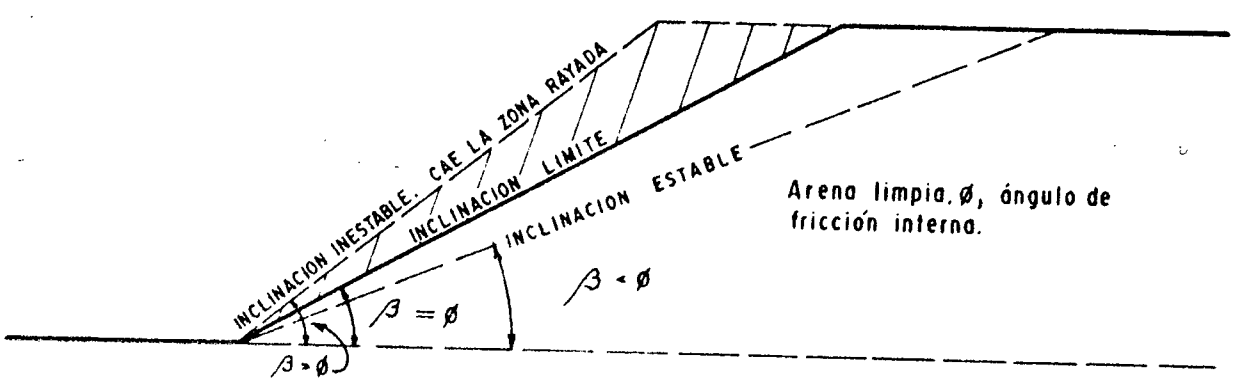


Fig. 6. Talud en Arena.

L. 19.03.1001 También son válidos los razonamientos anteriores, para el caso del talud de arena limpia que está sumergido en agua o si la arena está húmeda, tomando como referencia el ángulo Ø efectivo de la arena (en el caso de la arena seca, el ángulo Ø que se utilizó para razonar era también efectivo, pero la distinción en aquel caso entre esfuerzos totales y efectivos* era irrelevante, por tratarse de una arena seca), siendo la expresión del factor de seguridad la misma.

Con facilidad las arenas finas húmedas podrán presentar tensiones por la presencia de agua, sobre todo en la parte próxima al borde del talud, donde la evaporación deja sentir su efecto. 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. Debiendo prestar atención a esta situación, ya que al desaparecer la tensión capilar por cualquier causa como por ejemplo, si la arena se seca al progresar la evaporación o si se humedece en exceso por la lluvia o flujo, por tal razón el exceso de esfuerzo efectivo se disipará y la arena empezará a caerse, si la inclinación es más escarpada que el ángulo Ø de la arena.

---

*El grado de comprensión o consolidación producido hasta un determinado instante depende no sólo de la carga aplicada, sino también de la intensidad de los esfuerzos trasmitidos en los contactos entre partículas, es decir, de la diferencia entre los esfuerzos aplicados y la presión intersticial: Esta diferencia se denomina esfuerzo efectivo.

3.2. FALLA CIRCULAR (Ref. 1, 2, 3, 4, 5, 7, 8, 10, 13, 14)

Fellenius, en base a trabajos realizados, propuso la superficie circular como forma apropiada para muchos casos de deslizamiento en el cuerpo del talud. La adopción de esta hipótesis define la falla que ha sido llamada rotacional. También suele denominarse método Sueco a cualquier procedimiento de cálculo de estabilidad de taludes que haga uso de la hipótesis de falla circular, por cuanto la propuesta de Fellenius y su grupo de trabajo en el Real Instituto Geotécnico Sueco se popularizó extraordinariamente.

En el análisis de la estabilidad de los taludes se hace, la suposición de que cuando se producen fallas, la superficie de deslizamiento está situada a lo largo de un arco de circunferencia. Para ello se considerará los siguientes casos:

Caso I. <u>Método Sueco Aplicado a Taludes Puramente Cohesivos cuya Ley de Resistencia se Expresa como: S = Cu</u>

S = resistencia al esfuerzo cortante por unidad superficial del suelo.

Cu = Parámetro de resistencia llamado cohesión.

L 04.04-1001.

Se trata de analizar 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 profundi

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
BIBLIOTECA

dad ilimitada.

Este procedimiento de cálculo se puede utilizar para estudiar tanto los círculos que pasan por el pie del talud como los correspondientes a fallas de base.

Consideremos la estabilidad del sector de suelo por el arco de circunferencia de radio R y de centro en O, en la que se movilizará la zona rayada de la figura 7. Las fuerzas actuantes, que tienden a producir el deslizamiento, serán el peso W del sector, que actúa en el centro de gravedad del área ABCDA, más cualquier sobrecarga que pudiera actuar en la corona del talud. El peso W se calcula considerando un espesor de la sección unitaria en la dirección normal al plano del papel.

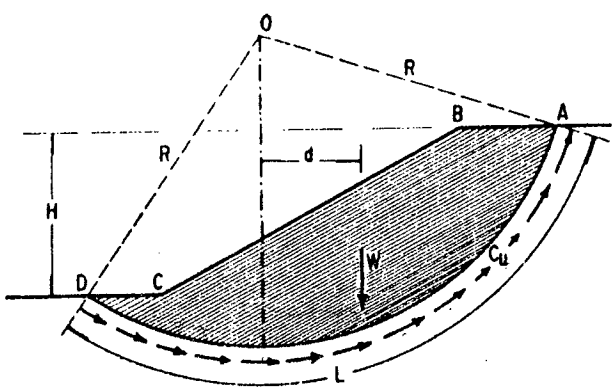


Fig. 7. Deslizamiento Circular en Terreno Cohesivo.

Entonces:

El momento motor debido a las fuerzas se expresa como:

$$Mm = \Sigma W.d \text{ (Ton. m)} \qquad \text{(Rico Rodríguez y Hermil o del Castillo Road Research Laboratory)} \qquad (2)$$

que incluye el peso de tierra más las sobrecargas que pudieran existir.

Donde el símbolo debe interpretarse como la suma algebraica de los momentos respecto a O de todas las fuerzas existentes (pesos y sobrecargas).

Mm = momento volcador debido a las fuerzas motoras (Ton. m).

W = peso de la masa de tierra deslizada (Ton)

d = brazo de palanca desde el centro de gravedad de la masa deslizada al centro del arco de circunferencia O (m).

Las fuerzas que se oponen al deslizamiento de la masa de tierra a lo largo de toda la superficie de falla supuesta son los efectos de la cohesión. Siendo el momento resistente por cada metro de ancho del talud, respecto de un eje de rotación normal al centro O y que pasa por el:

$$Mr = Cu \times L \times R = (Ton/m^2)\ (m)\ (m)\ (1m) = Ton.m \qquad \text{(Rico Rodríguez y Hermilo del Castillo)} \qquad (3)$$

Mr = momento resistente o estabilizador (Ton. m).

Cu = parámetro de resistencia llamado cohesión (Ton./m^2).

L = longitud del arco de circunferencia (m).

R = radio del arco de circunferencia (m).

Cuando el deslizamiento está a punto de producirse, el momento volcador es igual al momento estabilizador, es decir:

$$Mm = Mr$$

por lo tanto en general:

$$\Sigma Wd = Cu.\ L.\ R.$$

$$Ton.m = (ton/m^2)\ (m)\ (m)\ (1m)$$

$$Ton.m = Ton.\ m \qquad (4)$$

Por otro lado, el factor de seguridad contra el deslizamiento puede expresarse como:

$$Fs = \frac{Mr}{Mm} = \frac{Cu.L.R.}{\Sigma W.d} = \frac{(Ton/m^2)(m)(m)(1m)}{(Ton)(m)} = \frac{Ton.m}{Ton.m}$$

(Rico Rodríguez y
Hermilo del Castillo) (5)

Fs = factor de seguridad.

La experiencia permite considerar a 1.5 como un factor de seguridad compatible con una estabilidad práctica razonable. Debe cumplirse para la superficie seleccionada, que:

$Fs \geq 1.5$

Pueden y deben dibujarse para un talud dado un infinito número de arcos; el que de el coeficiente de seguridad más bajo, se conoce como circunferencia crítica, esto es, la superficie en la cual es más probable que ocurra la falla, 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 mínimo factor.

"El centro de la circunferencia puede ser localizado por medio de la construcción de Fellenius, representada en la figura 8, el mismo que elaboró una tabla que nos determina el centro "O" en función de la inclinación del talud.

Tabla 1. Tabla de Fellenius.

Talud V:H	β^o	β_1^o	β_2^o
1:0,58	60	29	40
1:1	45	28	37
1:1,5	33,8	26	35
1:2	26,6	25	35
1:3	18,4	25	35
1:5	11,3	25	37

La recta OQ de la figura 8, representa el lugar geométrico de otros centros de círculos críticos,

en donde: $\emptyset \neq 0$" (Road Research Laboratory).

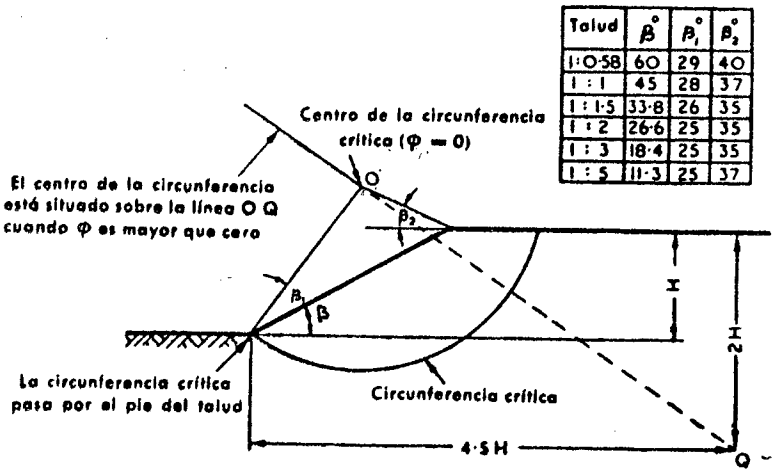


Fig. 8. Métodos de Fellenius para Determinar la Circunferencia Crítica.

"La forma tabular o la computadora digital son las indicadas para resolver los problemas cuando se emplea esta fórmula de análisis, a las cuales se adapta bien. Se fija una cuadrícula donde se situan los centros de las posibles circunferencias de falla y se establece un rango de valores para los radios de las circunferencias correspondientes a cada centro. Una computadora puede dejar impreso directamente, todos los factores de seguridad o solamente el mínimo (y su radio) para cada centro de circunferencia. Si se dibujan curvas uniendo los centros de la circunferencia que tiene iguales factores de seguridad mínimo como si fueran curvas de nivel se puede determinar la

ubicación de la circunferencia más crítica (es posible más de una circunferencia en masas no homogéneas) y el factor de seguridad mínimo". (Sowers).

Existen dos métodos para determinar la posición del centro de gravedad del sector ABCDA (Fig. 7) que se desliza:

"(1) Dividiendo el sector en bandas paralelas y tomando momentos respecto a 2 ejes cualesquiera. Puesto que en el cálculo de la estabilidad todo lo que se necesita es la distancia horizontal d, solamente es necesario tomar momentos respecto a un eje vertical, que pase por el centro del arco de circunferencia.

(2) Cortando un trozo de cartón fino de la misma forma que el sector y suspendiéndolo sucesivamente de 2 puntos, la intersección de las verticales que pasan por los puntos de suspensión dan la posición del centro de gravedad"(Road Research Laboratory).

Algunas reglas ha propuesto Terzaghi 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; estas recomendaciones son incluídas por algunos proyectistas en sus análisis encaminados a definir el momento más crítico del talud. Estas se presentan en base a la Fig. 9.

De acuerdo a Terzaghi, la aparición de las grietas en general causas 3 efectos diferentes.

1) Una reducción en el momento resistente, al reducirse la longitud activa de la superficie de deslizamiento.

2) Una disminución del momento motor, en el peso de la cuña e1 f e.

3) La generación de empujes hidróstaticos causados por el agua de lluvia que se almacena en la grieta. Estos empujes son siempre desfavorables para la estabilidad.

Los dos últimos efectos tienden a contrarrestarse, de manera que su influencia es despreciable y sólo el primer efecto se debe tomar en cuenta. Para ello Terzaghi proponer substituir el valor de resistencia por cohesión del suelo (Cu) por un valor corregido.

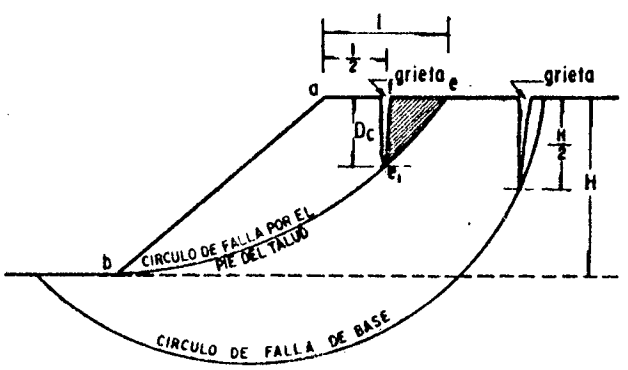


Fig. 9. Grietas de Tensión en la Corona de un Talud.

Como es natural el análisis anterior se hará sobre el círculo crítico.

Los trabajos de índole teórica o de cálculo que existen, encaminan a proporcionar al ingeniero - proyectista de taludes en suelos puramente cohesivos, los elementos que eviten los tanteos a que conduce el método de cálculo que se describió en base a la Fig. 7.

Refiriéndonos a los trabajos realizados por Taylor, éste relacionó la estabilidad de un talud - cohesivo, homogéneo, con el terreno de cimentación, a un número, denominado factor de estabilidad y definido por la expresión siguiente:

$$Fe = \frac{Cu}{\gamma_m . H} = \frac{Ton/m^2}{(Ton/m^3)(m)} = \frac{Ton/m^2}{Ton/m^2}$$

(Rico Rodríguez y Hermilo del Castillo - Sowers)

(6)

Donde:

Fe = factor de estabilidad

Cu = cohesión del suelo (Ton/m^2)

γ_m = peso del suelo por unidad de volumen (Ton/m^3)

H = altura del talud (m)

Las curvas de Taylor dan relación entre el factor de estabilidad y el ángulo del talud para suelos de distintos ángulos de resistencia al esfuerzo cortante.

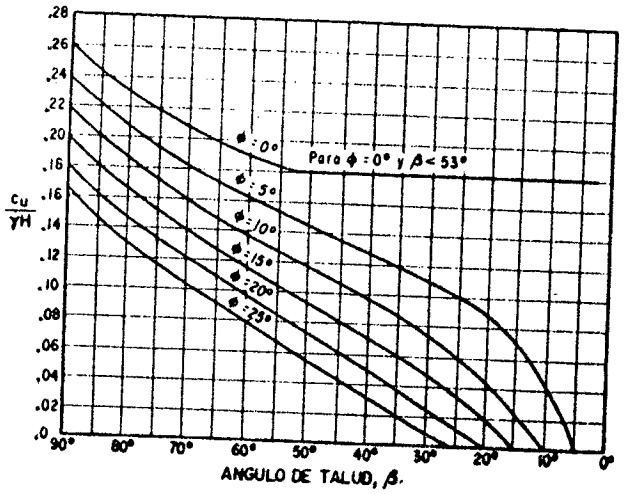


Fig. 10. Gráfica de Taylor para Determinar los Números de Estabilidad en Materiales con Cohesión y Fricción.

Teóricamente demostró que en una gráfica que tenga en el eje de las ordenadas valores de Fe y en el de las abscisas valores del ángulo de inclinación del talud, β (Fig. 10), el valor $\beta = 53^{\circ}$ tiene una especial importancia.

Todas las inclinaciones de taludes menores de 53° tienen las mismas condiciones de estabilidad, dando un factor de estabilidad constante de 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°, el factor de estabilidad - es variable, con ley aproximadamente lineal entre Fe= 0.181 para $\beta = 53^{\circ}$ y Fe = 0.26 para $\beta = 90^{\circ}$; para es-

te caso el círculo más crítico corresponde a falla por el pie del talud.

Con la gráfica de la figura 10 se evita todo cálculo, al proporcionar el Fe ligado a cada inclinación, donde se puede despejar un valor de Cu necesario para el equilibrio en condición crítica, el cual podrá compararse con la cohesión disponible en el suelo con que trabaja. Definiendose ahora el factor de seguridad como:

$$Fs = \frac{Cu\ (disponible)}{Cu\ (necesaria)}$$

También estudió Taylor el caso práctico en que a cierta profundidad dentro del terreno de cimentación, puramente cohesivo, exista un estrato resistente horizontal que limite el problema.

En la práctica, la circunferencia de deslizamiento es restringida a cierta profundidad por una capa de suelo más fuerte y dependiendo de las condiciones, la circunferencia pasara a través, por debajo o por encima del pie del talud. Para estos casos el factor de estabilidad puede hallarse por medio de las curvas representadas en la Fig. 11.

Cuando la circunferencia de deslizamiento está limitada por alguna capa de suelo o estrato más duro a una profundidad Dh, se usan las líneas llenas del gráfico 11. En el caso de que la circunferencia haya

de pasar a través del pie del talud, se emplea las curvas de puntos. Cuando la capa más fuerte se encuentra al nivel de la base del talud o más arriba, la circunferencia de deslizamiento pasará por encima del pie. Se puede obtener una solución para este caso, usando las curvas de puntos como en caso segundo.

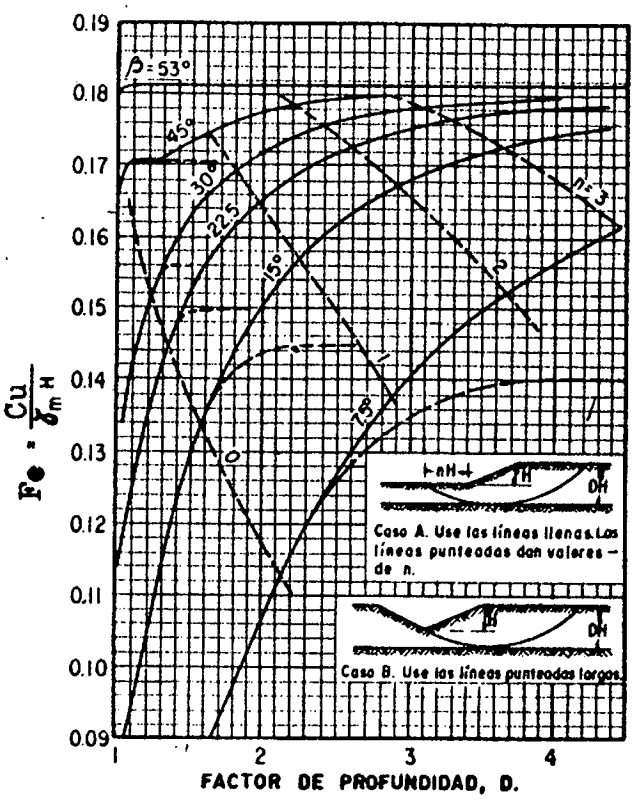


Fig. 11. Gráfica de Taylor para Determinar el Número de Estabilidad y el Factor de Alejamiento en Círculos Tangentes a un Estrato Resistente.

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
BIBLIOTECA

EJERCICIO DE APLICACION

Cálculo del factor de seguridad para un talud "cohesivo" con terreno de cimentación homogéneo con el y limitado por un estrato horizontal resistente (Fig. 12).

Con el objeto de ilustrar la aplicación de las gráficas de Taylor al caso particular mencionado, se resolverá el problema que se muestra a continuación:

Datos:

$Cu = 2\ Ton/m^2$ /

$\gamma_m = 1{,}8\ Ton/m^3$ /

$H = 3{,}0\ m$ /

$DH = 4{,}5\ m$ /

$\beta = 30^\circ$ /

Solución:

1. El círculo crítico deberá ser tangente al estrato resistente y con centro en la vertical media.

2. Para determinar el factor de estabilidad requerido (Fe) y la posición del círculo crítico (valor de n), se trabaja en el gráfico de Taylor de la Fig. 11.

   n : factor de alejamiento

   D : factor de profundidad

Para D = 1,5 y $\beta = 30^\circ$ se obtiene: Fe = 0,1625 y n = 0,55.

3. Para calcular el factor de estabilidad a partir de la resistencia disponible en el terraplén, se aplica la expresión:

$$Fe = \frac{Cu}{\gamma m.H} = \frac{2\ Ton/m^2}{1,8\ Ton/m^3 x 3m} = 0,3704$$

4. Finalmente, el factor de seguridad del talud, se calcula dividiendo el valor de Fe disponible entre el del Fe requerido.

$$Fs = \frac{Fe\ (disponible)}{Fe\ (requerido)} = \frac{0,3704}{0,1625} = 2,28$$

Con este valor obtenido, de Fs = 2,28, se considera al talud propuesto como estable, de acuerdo al círculo que se ha considerado.

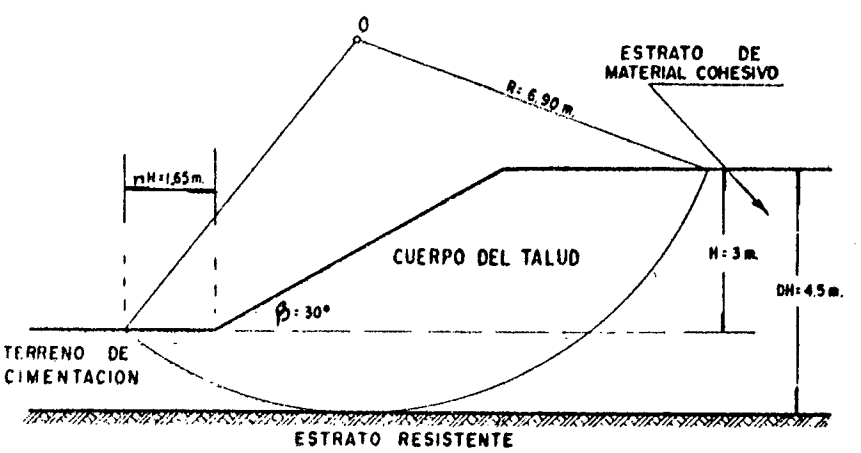


Fig. 12. Círculo Crítico Correspondiente al Ejercicio.

Caso II. Cuando el Suelo Tiene Cohesión - Aparente (Cu) y un Angulo de Resistencia al Esfuerzo Cortante - (Øu)

Se trata de un análisis que se hace con esfuerzos totales para suelos situados sobre el nivel de aguas freáticas. Para ello, se encontrarán parámetros de resistencia al efectuar una prueba triaxial rápida o una prueba de campo o laboratorio equivalente, sin consolidación y sin drenaje en el material que constituye el terraplén.

En el caso de suelos con fricción, con un ángulo de resistencia al corte Øu, la resistencia al esfuerzo cortante depende de la fuerza normal al plano de rotura. En el caso de un deslizamiento circular en suelos con fricción, las fuerzas normales no tienen momento respecto al centro de rotación, pero ellas afectan el valor de la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de la superficie de rotura y por tanto alteran al momento estabilizador.

Para calcular la estabilidad en el caso de suelos con fricción se emplea generalmente, el método de las dovelas o rebanadas verticales (procedimiento sugerido por Fellenius).

La circunferencia posible de deslizamiento se deduce, como antes, y el material que queda por encima del arco AB fig. 13, se divide en el nú-

mero conveniente de bandas verticales o rebanadas como las que se muestran en la figura, y no es necesario que todas tengan el mismo ancho, despreciando en el análisis las fuerzas E y S, actuantes en los lados de las dovelas o sea las fuerzas entre ellas, ya que cada dovela actúa independientemente de las colindantes. Entonces las fuerzas E y S son nulas en las caras verticales de la dovela y no ejercen ningún papel en el análisis.

Consideremos ahora la estabilidad de una de las bandas abcd de espesor unidad (ver Fig. 13).

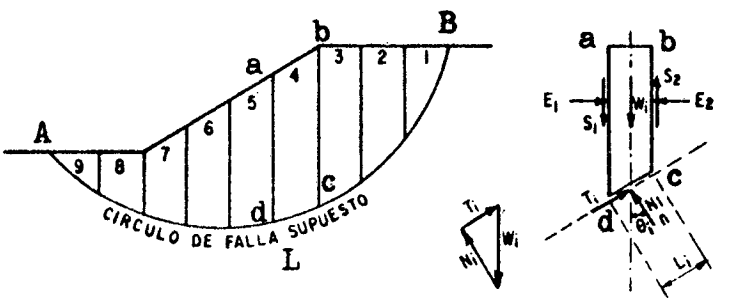


Fig. 13. Procedimiento de Fellenius o de las Dovelas.

En la misma figura 13 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 hidrostáticas o hidrodinámicas 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.

Si: Wi = peso de la banda o dovela de espesor unitario (Ton)

Cu = cohesión aparente del suelo (Ton/m^2)

Øu = ángulo de resistencia al esfuerzo cortante (grados)

Li = Longitud del arco de la banda o dovela (m).

Θi = ángulo de inclinación de la tangente con la horizontal (grados).

Entonces, descomponiendo el peso en las dos direcciones normal y tangencial al arco,

Fuerza Normal al arco $Ni = Wi \cos \Theta i$ (Ton)

Fuerza Tangencial al arco $Ti = Wi \operatorname{sen} \Theta i$ (Ton)

Al considerar la rebanada abcd, en la figura 13, tendremos que la cohesión que actúa sobre la base de dicha rebanada, será el producto de la cohesión unitaria Cu del suelo, multiplicada por el área de la base. Por lo que, considerando la unidad de longitud y llamando Li al ancho cd de la base, tendremos que la cohesión actuante sobre la base de la rebanada será igual a CuLi.

Por lo que,

Fuerza volcadora Ti = Wi sen θ i;

Fuerza estabilizadora Si = Cu Li + Wi cos θi. tag ϕu

= Cu Li + Ni. tagϕu

(Road Research Laboratory)

Si = resistencia al corte a lo largo de cd.

Si en lugar de considerar únicamente una rebanada, tomamos en cuenta toda el área deslizante, tendremos que la cohesión existente a lo largo de toda la superficie de deslizamiento será Cu L, donde L es la longitud del arco de deslizamiento.

Si dividimos el área deslizante en varias rebanadas, tendremos que la resistencia total debida a la fricción será : $\sum$ Ni tang ϕu. Por lo tanto la resistencia S, al corte, a lo largo de la superficie de deslizamiento AB será:

$$S = Cu\ L + \sum Ni\ tag\ \phi u.$$

Entonces, para el sector completo, el factor de seguridad contra el deslizamiento puede expresarse como:

$$Fs = \frac{\text{fuerza total estabilizadora}}{\text{fuerza total volcadora}}$$

$$Fs = \frac{\sum Wi\ \cos \theta i.tag\ \phi u + Cu\ L}{\sum Wi\ sen\ \theta i}$$

$$Fs = \frac{\sum Ni.tag\emptyset u + Cu\ L}{\sum Ti} = \frac{Ton/m + Ton/m^2.m}{Ton/m} = \frac{Ton/m}{Ton/m}$$

(8)

(Sowers - Road Research Laboratory - Valle Rodas)

Se ha encontrado que, generalmente, el método más conveniente para determinar el factor de seguridad es mediante tabulaciones.

Este procedimiento se repite hasta que se encuentra la circunferencia crítica que de el valor más bajo para el factor de seguridad.

Para un talud dado pueden dibujarse un infinito número de arcos, el que de el factor de seguridad más bajo, se conoce como circunferencia crítica.

Las reglas de Fellenius para situar el centro de la circunferencia crítica se basan en que los suelos sean homogéneos y los taludes uniformes, estando la parte superior nivelada. Para taludes no uniformes y condiciones del suelo variables, el centro puede situarse solamente por los métodos de tanteo y error. No obstante, el método de Fellenius conduce a pequeños errores en muchos casos y es, por lo tanto, satisfactorio para un cálculo aproximado.

El factor de seguridad contra el deslizamiento también puede expresarse en función de los momentos volcador o motor y estabilizador o resistente.

Considerando la estabilidad de una dovela - tendremos que el momento volcador

$$Mm = Ti.R = ton.m \qquad (9)$$

R = radio del arco de circunferencia elegido para el análisis (m)

El momento estabilizador depende de la resistencia al esfuerzo cortante Si, que se desarrolla en la base de las dovelas.

$$Mr = Si\ Li\ R = ton/m^2.m.m.1m = ton.m. \qquad (10)$$

Por lo que el factor de seguridad se define como:

$$Fs = \frac{\text{momento estabilizador}}{\text{momento volcador}}$$

$$Fs = \frac{\sum Mr}{\sum Mm} = \frac{\sum Si.Li.R}{\sum Ti.R} = \frac{\sum Si.Li}{\sum Ti} = \frac{ton.m}{ton.m} \qquad (11)$$

(Sowers - Road Research Laboratory - Rico y del Castillo).

Para cada dovela se puede calcular el cociente

$$\frac{Ni}{Li} \qquad (12)$$

el cual se considera una buena aproximación al valor p, esfuerzo normal total medio actuante en la base de la dovela. Con este valor de p puede entrarse a la Ley

de Resistencia, al esfuerzo cortante que se haya encontrado para el material y determinar en ella el valor de Si, resistencia al esfuerzo cortante media disponible en el arco Li.

Para encontrar el esfuerzo resistente que tiene lugar en la superficie de deslizamiento que corresponde a cada dovela, se hace de acuerdo a la Ley de Resistencia dada por Fellenius.

$$Si = Cu + p \text{ tag } \emptyset u = ton/m^2 + ton/m^2 = ton/m^2 \qquad (13)$$

(Rico y del Castillo - Sowers).

Naturalmente el método de cálculo desemboca, 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.

La manera de disponer los cálculos aparece en la tabla que a continuación se indica.

Tabla 2. Disposición de los Cálculos para el Método de Fellenius.

DOVELA No	Wi	Ni	Ti	$\frac{Ni}{Ti} = p$	Si	Si.Li
			Σ = Momento motor (algebraica)			Σ = momento resistente (aritmética).

Al comparar los momentos de las fuerzas resistentes y deslizantes, tomados con respecto al centro de rotación O (Fig. 13) tendremos que para que haya equilibrio, debería llenarse la condición de que $\Sigma M = 0$, o sea que: $Fs = Mr/Mm = 1,0$. Por lo tanto, un talud será estable cuando la relación entre el momento resistente Mr y el momento deslizante Mm, sea mayor que la unidad. Cuanto mayor sea el momento resistente y menor el momento deslizante, mayor será la estabilidad del talud.

En la tecnología de las vías terrestres es común aceptar en este caso factores de seguridad de 1, 2 o 1,3 en los casos normales y de 1,5 cuando se desea tener mayor seguridad en la estabilidad; siendo este último el valor que se recomienda para taludes - en general.

EJERCICIO DE APLICACION

Se considera el caso de analizar la estabilidad de un terraplén homogéneo situado por arriba del nivel - freático. Al efectuar una prueba triaxial sin consolidación y sin drenaje en el material que constituye el terraplén, se encontraron los siguientes parámetros de resistencia:

$\phi u = 4^{\circ}$ y $Cu = 4$ ton/m^2 y tiene un peso volumétrico aproximado de 1.600 Kg/m^3. La geometría del talud por analizar se muestra en la Fig. 14.

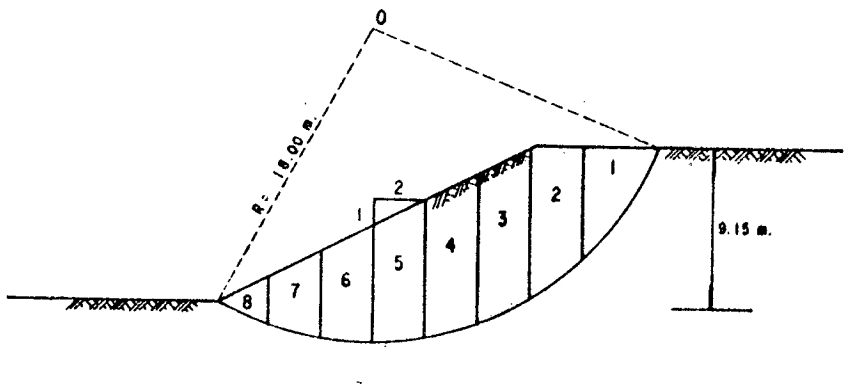


Fig. 14. Geometría de la Sección.

En este caso, se aplica el criterio de esfuerzos totales y el método de cálculo propuesto por Fellenius 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.

Con el objeto de mecanizar el procedimiento de cálculo se puede utilizar el siguiente cuadro

Dovela No	Wi (ton)	Ni (ton)	Ti (ton)	Ni $p=\frac{}{Li}$	Si (ton/m^2)	Si.Li (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
		Σ=72,27				Σ=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 (Wi).

La reacción a Wi 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 (Ni) y (Ti) respectivamente.

La componente (Ni) genera un esfuerzo normal a la superficie de deslizamiento que, según se dijo, puede tomarse con suficiente aproximación como:

$$p = \frac{Ni}{Li}$$

Este esfuerzo se anota en la columna (p). 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:

$$Si = Cu + p \text{ tag } \emptyset u$$

$$Si = 4 + p \text{ tag } 4^{\circ} \ (ton/m^2)$$

Este resultado se anota en la columna (Si).

La fuerza resistente puede calcularse en cada dove la como el producto Si.Li. (recuérdese que se conside ra una profundidad unitaria).

Finalmente, el factor de seguridad se calcula:

$$Fs = \frac{\sum Si.Li}{\sum Ti} = \frac{138,23}{72,27} = 1,91$$

El talud propuesto podría considerarse estable res pecto al círculo considerado.

3.3. FALLA TRASLACIONAL (Ref. 1, 2, 3, 4, 7)

En la naturaleza un estrato débil suele estar formado por arcillas blandas o arenas más o menos finas; cuando estas últimas están sometidas a subpresiones, disminuyen los esfuerzos efectivos y la resistencia al esfuerzo cortante; siendo el riesgo de este tipo de fallas crítico en laderas inclinadas, con el estrato débil de similar inclinación.

Este tipo de falla esquemáticamente se ilustra en la Fig. 15 como modelo matemático.

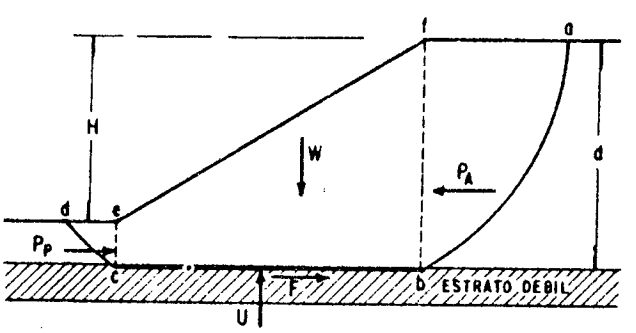


Fig. 15. Superficie de Falla Correspondiente a una Fa lla de Traslación.

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
BIBLIOTECA

Cuando el talud forma parte de un terraplén construido sobre una ladera natural o un terreno de cimentación cualquiera, la condición más crítica será el estrato débil es de arcilla; obteniéndose para este caso los parámetros de resistencia de una prueba triaxial sin consolidación y sin drenaje pudiendo hacerse el análisis con base en esfuerzos totales. En este mismo caso, pero con 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.

Al estar formado el talud por un corte excavado en una ladera natural, la condición crítica será, la correspondiente a largo plazo y el análisis conveniente será por esfuerzos efectivos.

El procedimiento de cálculo puede plantearse como a continuación se indica.

La cuña b f e c se moverá hacia la izquierda a causa del empuje de tierra en el plano bf; se puede aceptar que este empuje sea el activo. Siendo las fuerzas resistentes 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).

En un análisis con esfuerzos totales (terraplén construído sobre un terreno que contiene un estrato débil arcilloso), la fuerza F será:

$F = Cu.\overline{cb}$; Cu = parámetro de resistencia máxima no drenada (ton/m^2) (14)

(Juárez Badillo y Rico Rodríguez).

En un análisis con esfuerzos efectivos, la fuerza F será:

$F = C.\ \overline{cb} + (W-U)\ tag\ \emptyset$ (15)

(Juárez Badillo y Rico Rodríguez)

C = parámetro de resistencia máxima, drenada (ton/m^2)

Donde C y Ø deben expresarse en términos de esfuerzos efectivos. La fuerza U, subpresión total, se deberá obtener como el área del diagrama de subpresión en el plano cb, el cual a su vez se podrá obtener de una red de flujo*.

---

*"El flujo del agua a través de un suelo saturado se puede representar por líneas de flujo, que son los caminos que toman las partículas de agua en movimiento. El agua tiende a seguir el camino más corto entre un punto y otro, pero al mismo tiempo, los cambios de dirección los hace solamente por curvas suaves. Las líneas de flujo son por lo tanto, líneas que tienen algún paralelismo. En muchos casos las curvas son segmentos de parábola o elipses.

Las diferentes cantidades de energía o carga se pueden representar por líneas equipotenciales, que son líneas en las cuales todos los puntos tienen igual carga. Las líneas equipotenciales son como curvas de nivel de igual energía; las líneas de flujo las cortan en ángulo recto, ya que el agua se mueve de los niveles de mayor energía a los de menor energía; de la misma manera que el agua corres hacia abajo en la ladera de una colina, de los niveles superiores a los inferiores siguiendo las líneas de máxima pendiente.

A las líneas de flujo y equipotenciales se denomina red de flujo y es instrumento valioso para la solución de los problemas de filtración de agua".

El factor de seguridad que indique el riesgo de falla puede escribirse como:

$$Fs = \frac{F + Pp}{P_A} \qquad \begin{matrix}(\text{Juárez Badillo} \\ \text{Rico Rodríguez} \\ \text{Sowers})\end{matrix} \qquad (16)$$

F = resistencia al esfuerzo cortante

P_P = empuje pasivo de tierra

P_A = empuje activo de tierra

No será prudente aceptar en los diseños prácticos un factor de seguridad menor que 1,5.

En este caso debe notarse que los planos fb y ec considerados para el cálculo de la fuerza F y los empujes de tierras conduce al factor de seguridad mínimo, en el caso de la Fig. 15, pues cualquier movimiento del punto c hacia la izquierda, o del punto b hacia la derecha aumenta la fuerza F con los mismos empujes de tierra. Si c o b se mueven hacia la parte inclinada del talud, F disminuye como función lineal de H, y 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 puede deducirse fácilmente un caso más desfavorable que el correspondiente al caso de la fig. que se muestra.

EJERCICIO DE APLICACION

Se desea analizar la estabilidad del talud indicado en la Fig. 16. El estrato superior se compone de una arcilla rígida con grietas en planos verticales, en la que existe desprendimiento de bloques. Las características de los materiales se indican en la misma figura. En la zona donde está ubicado el talud - hay abundantes lluvias durante el Otoño.

Se analizará una falla traslacional.

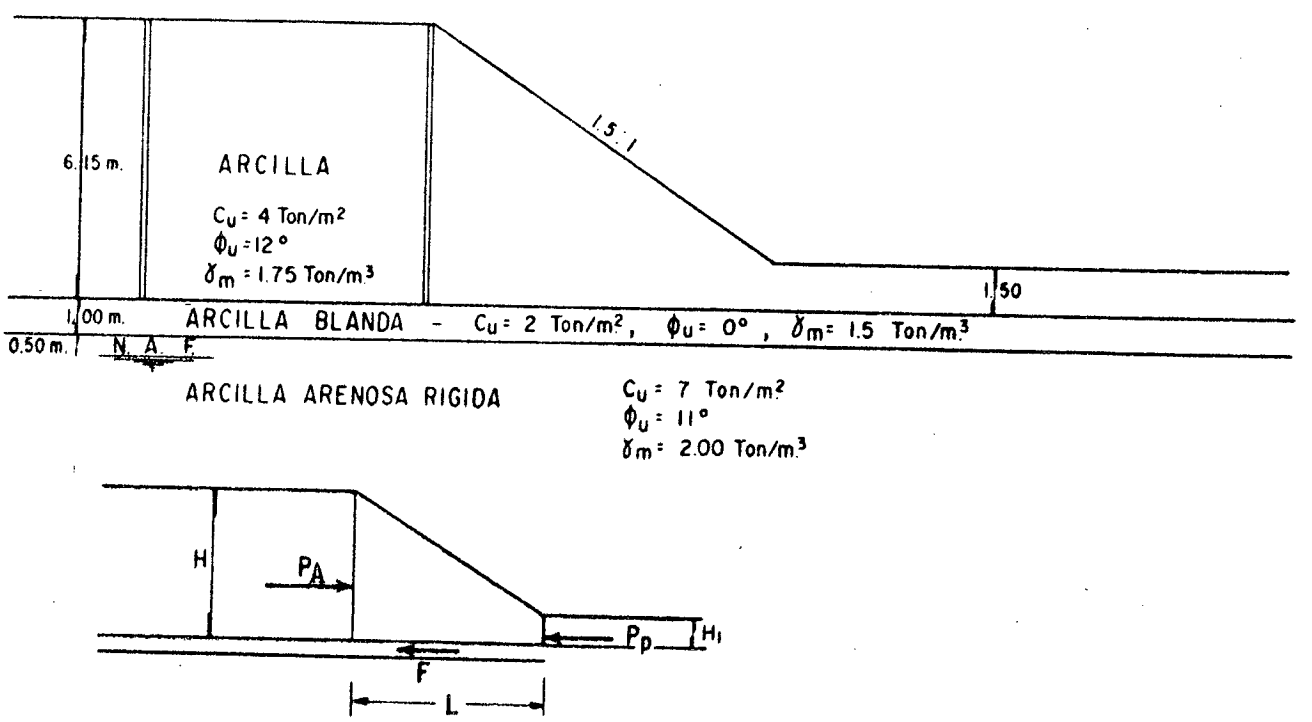


Fig. 16. Planteamiento del Problema y Análisis de Estabilidad.

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:

$$P_A = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2 = \frac{1}{2} \cdot 1{,}00 \text{ ton/m}^3 \cdot (6{,}5 \text{ m})^2 =$$

$$18{,}91 \text{ ton/m}$$

La fuerza F valdrá:

$$F = Cu \cdot L = 2 \text{ton/m}^2 \cdot 7{,}5 \text{ m} = 15 \text{ ton/m}$$

El empuje pasivo será:

$$P_P = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_1^2 \cdot Kp + 2C \cdot H_1 \cdot \sqrt{Kp}$$

donde Kp = 1,52 para $\phi = 12^o$

Kp = coeficiente de presión pasiva (relación entre la presión horizontal y la vertical).

$$Kp = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} \qquad \text{(Lambe)}$$

$$P_P = \frac{1}{2} \cdot 1{,}75 \text{ ton/m}^3 \cdot (1{,}5 \text{ m})^2 \cdot 1{,}52 + 2 \cdot 4 \text{ ton/m}^2 \cdot 1{,}5 \text{ m} \sqrt{1{,}52}$$

$$P_P = 2{,}99 \text{ ton/m} + 14{,}79 \text{ ton/m} = 17{,}78 \text{ ton/m}$$

El factor de seguridad es:

$$Fs = \frac{P_P + F}{P_A}$$

$$Fs = \frac{17{,}78 \text{ ton/m} + 15 \text{ ton/m}}{18{,}91 \text{ ton/m}} = 1{,}73$$

Con el resultado obtenido del factor de seguridad, al talud se lo considera como estable.

Tabla 3. De Rankine para Valores de K_p

ϕ^o	K_p
10	1,42
15	1,70
20	2,04
25	2,46
30	3,00
35	3,66
40	4,60
45	5,83

TABLA 4. VALORES TIPICOS PARA DIFERENTES SUELOS

Descripción del suelo	Sistema unificado de clasificación de suelos	Porosidad "n" %	Contenido de humedad "w" %	Peso unitario húmedo lbs/pie^2.	Cohesión "C" Ton/pie^2.	Angulo de fricción interna ∅	Valores de Tan ∅	Resistencia a la compresión no confinada "q_u" Ton/pie^2.
Arena suelta, seca	SW	47.6	———	89.0 – 107.0	———	31°	0.60086	
húmeda	a	a	11.0 – 9.0	99.0 – 117.0	———	31°	0.60086	
saturada	SP	36.0	25.2 – 17.5	108.0 – 134.0	———	31°	0.60086	
Arena Densa, seca	SW	32.0	———	114.0 – 118.0	———	32.5°	0.63707	
húmeda	a	a	8.0 – 6.0	124.0 – 127.0	———	32.5°	0.63707	
saturada	SP	29.0	15.0 – 13.0	134.0 – 137.0	———	32.5°	0.63707	
Arena muy seca	SW	28.0	———	121.0 – 127.0	———	32.5°	0.66189	
densa, húmeda	a	a	6.0	128.0 – 135.0	———	32.5°	0.66189	
saturada	SP	24.5	12.5 – 10.7	138.0 – 142.0	———	32.5°	0.66189	
Grava suelta, seca	GW	30.0	———	112.0 – 118.0	———	30.0°	0.57735	
húmeda	a	a	3.0	115.0 – 122.0	———	30.0°	0.57735	
saturada	GP	24.0	14.0 – 10.5	136.0 – 142.0	———	30.0°	0.57735	
Grava muy seca	GW		———	136.0	———	33.5°	0.66189	
densa, húmeda	a	18.0	3.0	140.0	———	33.5°	0.66189	
saturada	GP		7.5	149.0	———	33.5°	0.66189	
Arena arcillosa	SC	36.0–24.0	17.5 – 10.0	129.0 – 141.0	0.01–0.03	22° – 26°	0.40403–0.48773	
Arcilla arenosa	CL w/Arena	50.0–30.0	27.0 – 14.0	114.0 – 135.0	0.03–0.06	16.5° – 22.0°	0.29621–0.40403	
Arcilla altamente compresible	CH	69.0–38.0	45.0 – 19.0	96.0 – 127.0	0.06–0.12	11.0° – 16.5°	0.27732–0.29621	1.00 – 4.00
Suelo orgánico altamente compresible	OH	——	———	69.0 – 88.0	0.00–0.05	22.0° – 26.0°	0.40403–0.48773	
Arcilla muy suave	CL							menor que 0.25
Arcilla suave	CL							0.25 a 0.50

Arcilla media	CL							0.50 - 1.00
Arcilla consistente	CH							1.00 - 2.00
Arcilla muy consistente	CH							2.00 - 4.00
Arcilla extremadamente consistente	CH							sobre 4.00

" 3.4. ANALISIS DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES - METODO AMERICANO (USANDO EL METODO DEL ARCO CIRCULAR) (Ref. 17)

3.4.1. Generalidades

En todas las localidades donde la tierra no está a nivel existen fuerzas que tienden a causar movimientos de los estratos desde los puntos más altos a los puntos más bajos. La más importante de las fuerzas que causan tales movimientos es la gravedad; la filtración de agua y los terremotos son fuerzas adicionales. Estas fuerzas causan esfuerzos de corte a través del suelo; y un movimiento de masas podría ocurrir si la resistencia al corte del suelo es de magnitud insuficiente para contrarrestar esas fuerzas. La capacidad de las estructuras de suelo y fundaciones mantienen estables y retienen una posición descargada o en forma pueden ser evaluadas con razonable seguridad cuando el suelo y fuerzas características del suelo son conocidas. Los desprendimientos pueden ocurrir en todas las formas concebibles; lentamente o súbitamente y con o sin ninguna aparente causa. Usualmente los desprendimientos son causados por excavaciones o extracciones de suelo bajo el pie de un talud existente, así como también por pesos excesivos y/o cargas aplicadas. Sin embargo, en algunas instancias, ellos son también causados por una gradual desintegración de la estructura propia del suelo.

La estabilidad de suelos es gobernada principalmente, por las cargas aplicadas y las fuerzas resistentes al corte, de los suelos. En Ingeniería - práctica las computaciones de la estabilidad de taludes sirven como bases para el diseño de taludes o como bases para rediseñar esos taludes después de una - falla.

Si se considera los datos presentados en los anteriores párrafos, explicando las fuerzas de corte de los suelos, se puede deducir, sin lugar a dudas, que los taludes construídos de arenas secas , limpias y gravas pueden existir con un ángulo de talud tan gran de como Ø, independientemente de su peso. Puesto que muy pocos suelos naturales no tienen cohesión y son constituídos por mezclas de suelos granulares y cohesivos, el resto de esta discusión tratará con taludes bajo la superficie o en suelos cohesivos o parcialmente cohesivos.

Se supondrá que las fuerzas de corte de una masa de suelo podrían ser solamente dependientes de la cohesión y fricción interna, por lo que pueden ser evaluadas por medio de la acuación.

$$S = C + p \operatorname{tag} \emptyset \qquad (17)$$

3.4.2. Método del Arco Circular

En la mayoría de las veces el método para el análisis de la estabilidad de taludes de tierra es el "Método del Arco Circular" o Método Estandard

de cuñas, en el cual se asume que las fuerzas que actúan sobre los lados de una cuña no tienen influencia sobre la resistencia máxima al corte que puede ser desarrollada sobre el pie de la cuña. El Método Estandard de cuñas es el principal método usado por el cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos, así como también por la gran mayoría de otros Ingenieros en los Estados Unidos y el extranjero. El Método que se usa consiste en el trazado de la fuerza normal, así como de la fuerza tangencial, en forma de curvas contínuas, para luego sumar gráficamente con un planímetro el área bajo las curvas. Este procedimiento tiene la principal ventaja de que los errores pueden fácilmente ser localizados en las curvas trazadas; debiendo ser estas suaves y continuas. La diferencia en precisión con cualquier otro método desarrollado es insignificante. La principal ventaja del Método Estandard de cuñas es su simplisidad y relativa facilidad de computarizarlas. Adicionalmente, este método usualmente proporciona los más bajos factores de seguridad computables (de aquí los resultados más conservadores). La principal recomendación, sin embargo, para este método es que este ha sido usado por la mayoría de todas las presas de tierra construídas en los últimos 20 años. Consecuentemente, un largo volumen de experiencia indica que un embanque estará probablemente seguro, esto es tiene razonables factores de seguridad computarizados basados sobre el Método Estandard de Cuñas. Numerosas pruebas con cargas de falla tienen además establecido que, actualmente, las superficies de

falla, generalmente, no se desvían grandemente en forma de un cilindro circular.

Las investigaciones han revelado además que las fuerzas de corte obtenidas por las pruebas de laboratorio con ensayos de corte directo y triaxial están en razonable concordancia con las obtenidas en el campo. Así, del análisis, es posible obtener predicciones razonables exactas de estabilidad. Para el propósito del análisis de estabilidad la superficie de falla a ser asumida, será circular en su sección e infinita en su ancho.

Básicamente, este método de análisis envuelve la determinación de fuerzas actuantes sobre la masa de suelo, arriba de una superficie deslizante; para luego igualar las fuerzas que tiendena producir rotación de la masa a las que tienden a resistir ese movimiento. Las fuerzas involucradas son el peso de la masa "P" que tiende a producir un deslizamiento y la fuerza del suelo (fricción "p" tag Ø y cohesión "C"), a lo largo de la superficie de falla, que tiende a resistir el deslizamiento. El análisis es entonces un camino para el uso de los valores de diseño de la resistencia del suelo y para comparar en los cálculos las fuerzas que tienden a producir movimiento con aquellas que tienden a resistirlo. La característica de este método, por lo tanto es la determinación del arco de falla "crítico" adoptando el más bajo factor de seguridad, normalmente hecho por ensayos sucesivos de varios

arcos. La Figura 17 indica un típico embanque con el plano crítico de falla asumido respresentado por el arco circular. La masa de suelo arriba de la superficie deslizante esta luego dividida en porciones verticales. Las fuerzas actuando sobre cada porción son la presión de tierra sobre los lados, fuerzas intergranulares o de fricción a lo largo de la superficie de deslizamiento, y la cohesión en la superficie de deslizamiento. Fijándonos por un momento en la porción rayada de la figura 17 fácilmente aparece que la fuerza vertical debida al peso "P" actuando sobre la dovela en realidad produce dos acciones, una fuerza normal al arco "N" y una fuerza tangencial al arco "T", por lo tanto, cada vector peso puede ser dividido en una fuerza normal y otra tangencia. Por simplicidad sumando todas las fuerzas involucradas podemos establecer la siguiente ecuación:

$$Fs = \frac{\sum N \tan \emptyset + C\,L}{\sum T} \qquad (18)$$

Donde:

Fs = Factor de seguridad

$\sum$ = Sumatoria de

N = Fuerza normal - ton.

Tag.Ø = Coeficiente de fricción

C = Cohesión - ton/pies lineales

L = Longitud del arco en pies

T = Fuerza tangencial - ton.

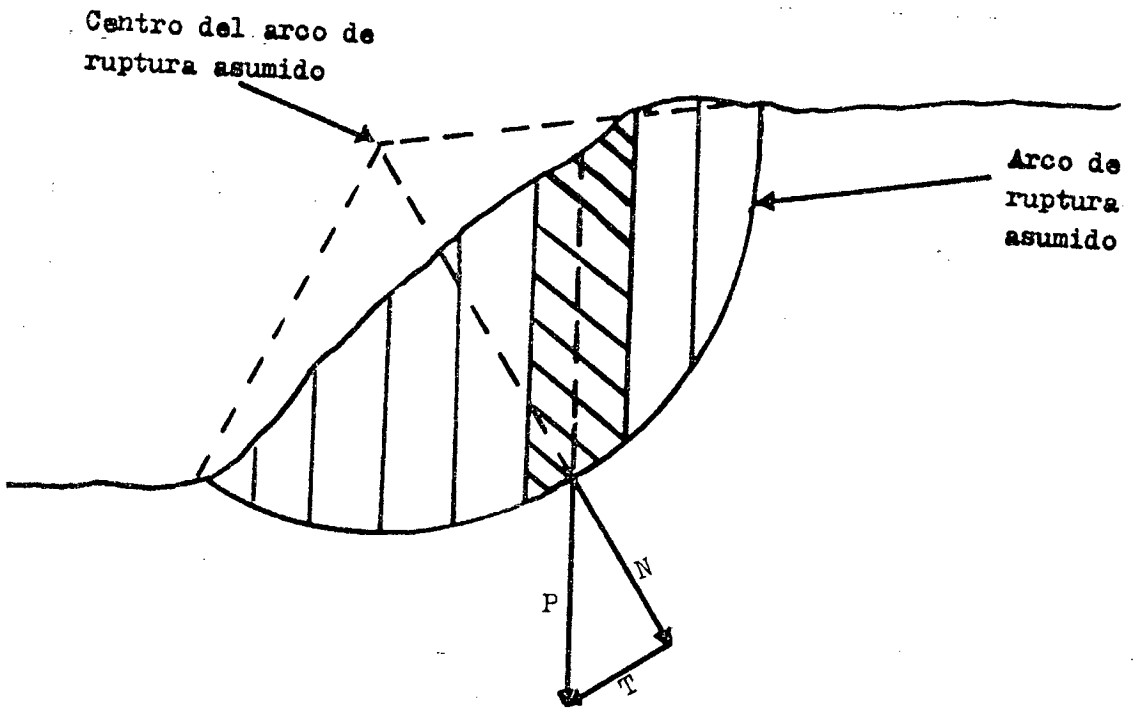


Fig. 17. Típico Sistema de Falla de Suelo.

3.4.3. Sumatoria de Fuerzas

La próxima pregunta a ser respondida será: "¿cómo es hecha en la práctica la sumatoria de estas fuerzas ?". La figura 18 indica una situación idéntica a la figura 17. Se procede a determinar para cada dovela un vector en su centro de gravedad, los mismos que se indican en la figura 17, luego se divide esta línea en sus componentes normal y tangencial, se acostumbra arreglar las líneas vectores para correlacionarlas con los cambios de contorno, tal como es ilustrado por la letra "X" en la figura 18, y luego dividiendo cada una de estas líneas en sus dos componentes, como es ilustrado por las líneas punteadas en la

figura 18. Los siguientes pasos son puramente mecánicos y consisten:

3.4.3.1. Extendemos las líneas de los vectores pesos hasta que ellos intercepten con dos líneas horizontales arbitrariamente colocadas (o una si se prefiere hacer un diagrama compuesto) que represente las fuerzas normal y la tangencial respectivamente.

3.4.3.2. Se extiende las longitudes de los vectores normal y tangencial a su apropiada localización sobre los dos diagramas (como un ejemplo tomar el vector normal "A" y el vector tangencial "B", puesto que ambos representan el vector vertical "Y", ambos están trazados directamente bajo el vector vertical "Y" y en su localización apropiada como se indica en la figura 18.

3.4.3.3. Juntamos los puntos finales de los vectores normal y tangencial con líneas suaves y se junta dos diagramas; uno que representa la sumatoria de las fuerzas normales (ΣN) y otro, la sumatoria de las fuerzas tangenciales (ΣT).

3.4.3.4. Se calcula las áreas positivas y negativas de los diagramas (fuerzas) en pulgadas cuadradas.

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
BIBLIOTECA

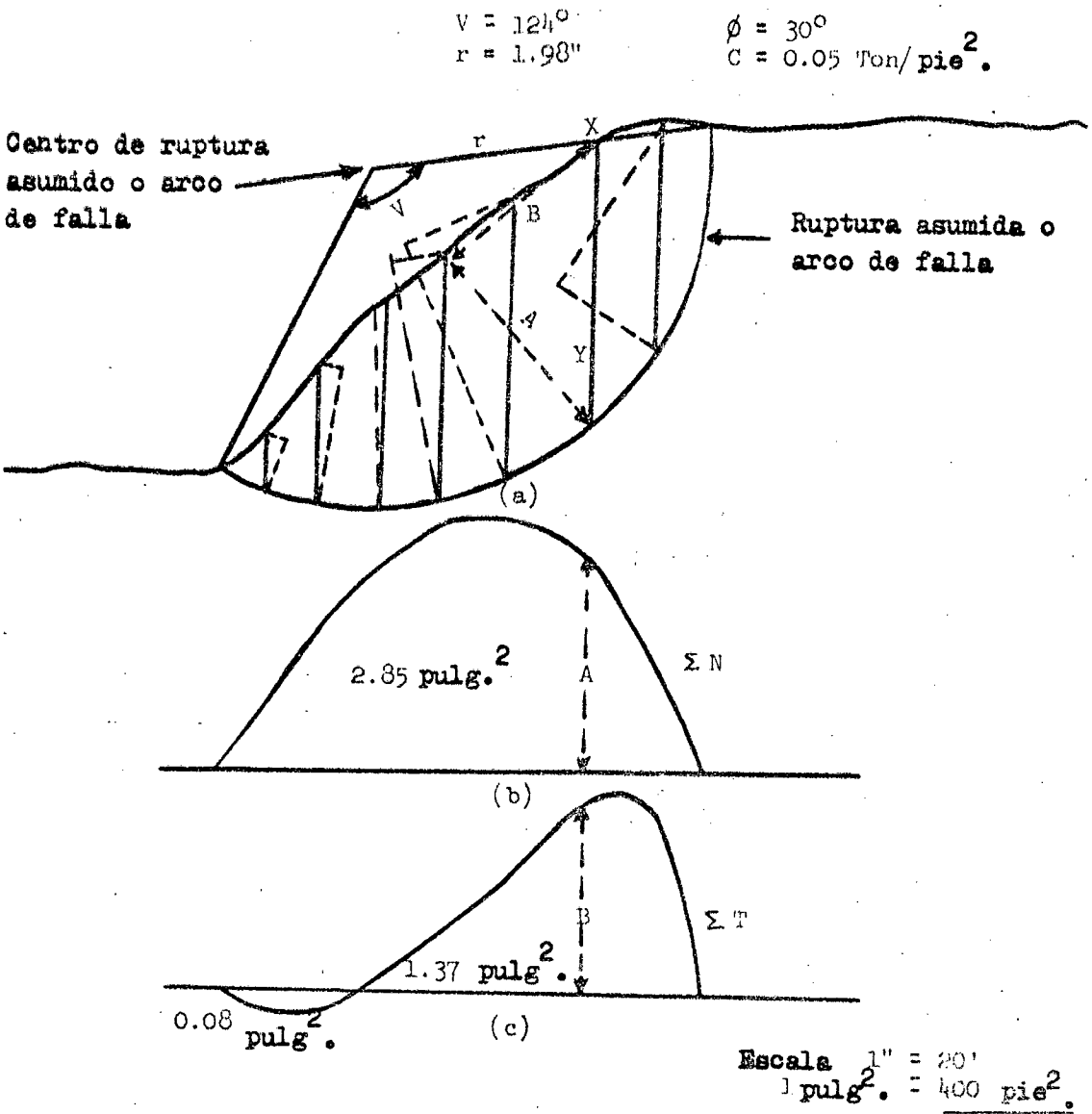


Fig. 18. Sistema de Una Capa.

3.4.3.5. Se convierte las pulgadas cuadradas a la unidad apropiada que es toneladas. Se usa los diagramas (fuerzas) de la figura 18, como un ejemplo la aproximación ΣN = 2,85 pulgadas cuadradas a una escala de 1" = 20 pies o una pulgada cuadrada = 400 pies cuadrados. La sumatoria N en pies cuadrados = 2,85 pulgadas cuadradas x 400 pies cuadrados/pulgadas cuadradas = 1.140 pies cuadrados. Luego si el vector deslizamiento se asume que tiene un pie en grosor, la fuerza normal total será igual a 1.140 pies cúbicos de suelo.

Si se asume un promedio de densidad en sitio de 125 lb/pie cúbico la fuerza normal en toneladas sería igual a:

$$\Sigma N = \frac{1.140 \text{ pies}^2 . \ 125 \text{ lb/pie}^3}{2000 \text{lb/ton}} = 71,3 \text{ ton.}$$

Por el mismo procedimiento se calculan las fuerzas tangenciales ΣT

$$\Sigma T = 1,37 \text{ pulg}^2 - 0,08 \text{ pulg}^2 = 1,29 \text{ pulg}^2$$

$$= \frac{1,29 \text{ pulg}^2 . \ 400 \text{ pies}^2/\text{pulg}^2 \ . 125 \text{ lb/pie}^3}{2000 \text{ lib/ton}}$$

$$= 32,3 \text{ ton.}$$

3.4.3.6. Se calcula la longitud de la falla asumida o arco de falla en pies, esto puede ser hecho fácilmente midiendo

el ángulo "V", figura 18, con un transportador e incluyendo este valor en la ecuación:

$$L = \frac{V^{o}}{360} \times 2\pi \times r \times \text{(escala apropiada con la cual se hizo el dibujo)}$$

L = longitud del arco en pies

Donde:

V = ángulo medido en grados

π = una constante = 3,1416

r = radio en pulgadas

Usando la figura 18 como un ejemplo la longitud del arco en pies sería

$$L = \frac{124^{o}}{360^{o}} \cdot 2\pi \cdot 1{,}98 \text{ pulg} \cdot 20 \text{ pies/pulg}$$

$$= 85{,}5 \text{ pies.}$$

3.4.3.7. Se incluye el valor apropiado en la ecuación

$$Fs = \frac{\sum N \text{ tag } \emptyset + C\ L}{\sum T}$$

se asume el valor de las **fuerzas resistentes para:**

$\emptyset = 30^{o}$, tag $\emptyset$ = 0,57735

$C = 0{,}05 \text{ ton/pie}^{2} \cdot 1 \text{ pie} = 0{,}05 \text{ ton/pie lineal}$

$$Fs = \frac{71,3 \text{ ton} \times 0,57735 + 85,5 \text{ pies} \times 0,05 \text{ ton/pie}}{32,3 \text{ ton.}}$$

$$= \frac{41,1 \text{ ton} + 4,3 \text{ ton}}{32,3 \text{ ton}} = \frac{45,4}{32,3} = 1,41$$

por lo tanto, el factor de seguridad es mayor que 1,0; el talud está dotado de seguridad puesto que el arco de falla crítico asumido es en realidad el más crítico.

De la discusión precedente se determina que los círculos de ensayo deben ser seleccionados en base de criterio;como ayuda a este criterio se incluyen las siguientes instrucciones generales establecidas por Terzaghi.

1. Si el talud tiene un ángulo de más de 53° con la horizontal el arco de falla crítico irá a través de la base del talud.

2. Si la gradiente del talud establece un ángulo menor de 53° con respecto a la horizontal el arco de falla crítico estará más propenso a ocurrir a lo largo de una superficie que pase a alguna distancia bajo el pie del talud y la distancia, a la cual interceptará el suelo al frente del pie dependerá de la profundidad y del grosor de la capa subsuperficial de suelo más débil.

Entre el Dr. Terzaghi y el Dr. Taylor han formulado métodos para establecer factores de estabilidad o números así como también varios métodos para localizar los arcos críticos de falla en sistemas de suelos homogéneos. Esto debería bastar para decir que ellos están desarrollados y podrían ayudar al ingeniero en adelanto a conseguir confianza. Se incluye las siguientes instrucciones simplificadas deducidas de las experiencias de Terzaghi y Taylor.

1. En secciones homogéneas con taludes escarpados y en todos los taludes en suelos que tengan altos ángulos de fricción, el círculo crítico pasara a través del pie del talud, como indica la figura 17 y 18.

2. Para taludes casi horizontales en suelos en los cuales la fuerza cortante no se incrementa con la profundidad y para taludes escarpados donde el piso subterráneo tiene una más baja fuerza de corte que el suelo embancado, tal como una capa de arcilla suave, el círculo puede pasar en la parte baja hacia fuera y en el frente del talud como se muestra en la figura 19.

3. En general se recomienda el siguiente método para localizar el arco crítico de falla:

(1) La curva debería preferentemente minimizar la cantidad

de fuerzas negativas tangenciales (lo cual significa simplemente que el centro del arco debe estar localizado directamente sobre el pie del talud o apenas desviado del mismo o del punto del pie del arco).

(2) La porción superior del arco que intercepta la parte superior del embanque debe interceptar a un ángulo de - aproximadamente 75 - 90°.

(3) Cuando se presenta una capa de arcilla suave la regla anterior (1) no podría tener efecto, pero alguna tentativa debería ser hecha para localizar el arco de falla en lo posible y preferiblemente en la porción superior de la capa de arcilla más débil.

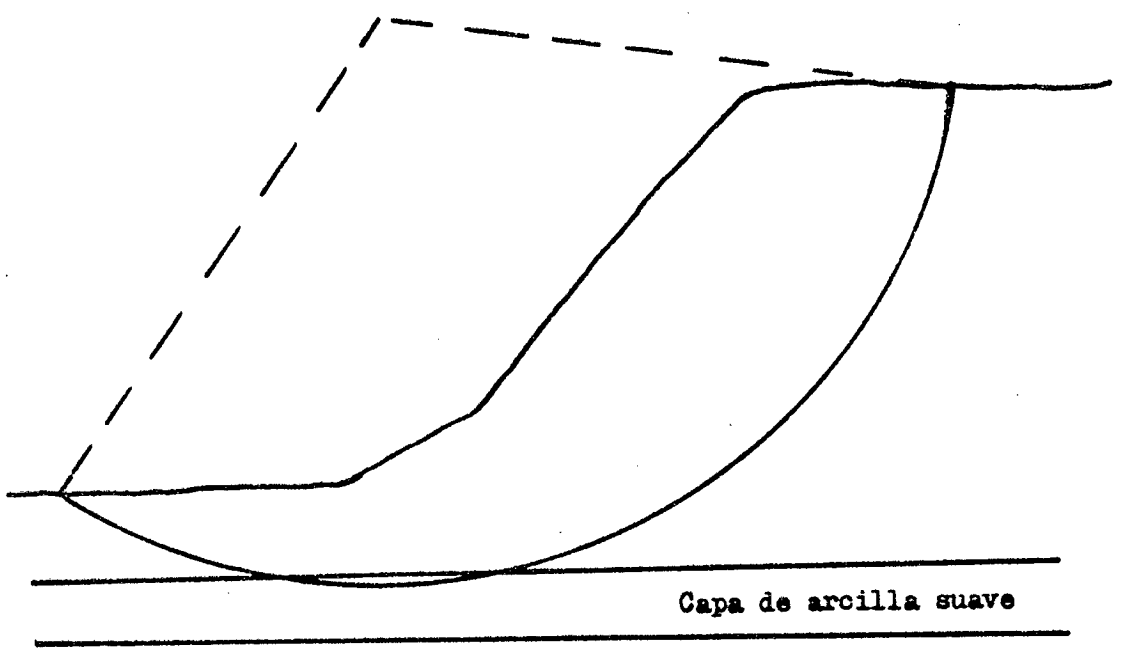


Fig. 19. Sistema de Dos Capas de Suelo.

Al aplicar las enseñanzas del Dr. Terzaghi, parece bastante lógico lo que él establece: "En sistemas de varios estratos o si la superficie de la tierra esiregular, el centro del arco crítico de falla debe ser determinado mediante ensayos y errores".

Es obvio que la más larga parte de la superficie deslizante estará localizada dentro del más suave o más débil estrato de suelo independientemente de su espesor. Por lo tanto, cualquier ensayo superficial deberá primero satisfacer esta condición.

3.4.4. Suelos Compuestos o Estratificados (de Varios Estratos)

En los párrafos anteriores se discutió solamente la formación tipo de suelos homogéneos. En muchos casos cuando se construye una presa de tierra y especialmente en taludes de suelos depositados naturalmente el embanque consistirá de varios tipos diferentes de suelos. En el caso de suelos con capas laminares el análisis de estabilidad puede tranquilamente ser conducido con facilidad usando el método del arco circular, la única diferencia que existe es que los vectores usados en los diagramas de fuerza deberán ser igualados o transformados a componentes iguales. Puede dificultarse la demostración de como esto puede hacerse, por lo tanto, para facilitar su compren

ción, la figura 20 indica un talud consistente de dos suelos; una arcilla de baja plasticidad o comprensibilidad (CL) y un limo de baja comprensibilidad (ML).

3.4.4.1. Arcilla de Baja Plasticidad o Comprensibilidad (CL).

Peso unitario o densidad= 105 lbs/pie^3

Angulo de fricción interna $\emptyset$ = 16°

Cohesión C = 0,05 ton/pie^2

3.4.4.2. Limo de Baja Comprensibilidad (ML)

Peso unitario o densidad= 125 lbs/pie^3

Angulo de fricción interna $\emptyset$ = 29°

Cohesión C = 0.

Conociendo las características dadas de los suelos podemos ahora hacer un análisis realístico de la estabilidad de los taludes. Después de que un arco de falla asumido ha sido localizado los vectores verticales o fuerzas deben ser igualadas. Dibujar a escala un medio círculo en el cual el diámetro represente la más alta densidad, en este caso 125 lbs/pie^3, marque fuera las densidades menores, en este caso solamente uno 105 lbs/pie^3 como se indica en la -

figura 20 y dibujar una línea perpendicular a este punto para interceptar con el arco. Por relación geométrica el ángulo indicado (α) será siempre 90°. Reduciendo la longitud activa de cada uno de los vectores verticales del suelo arcilloso más liviano como se demuestra en la figura 20 todas las fuerzas verticales han sido igualadas en términos del suelo más pesado (la X indica el largo activo de uno de esos vectores en la figura 20).

Ahora que los vectores verticales han sido igualados en términos del suelo más pesado el análisis puede ser conducido como si el suelo fuera una masa homogénea. Usando los vectores verticales del suelo limoso de acuerdo a lo indicado, y las longitudes equivalentes de los vectores verticales del suelo arcilloso, estos vectores son transformados a sus componentes normal y tangencial como se indica en las líneas punteadas rectas de la figura 20. El resto de procedimiento consiste en las mismas aplicaciones de los principios mecánicos discutidos antes:

1. Transferencia de los vectores normal y tangencial al diagrama de suma de fuerzas. Nótase que en las tres posiciones (l, m, n en la figura 20) los vectores normal y tangencial para las capas de limo y arcilla han sido sumados.

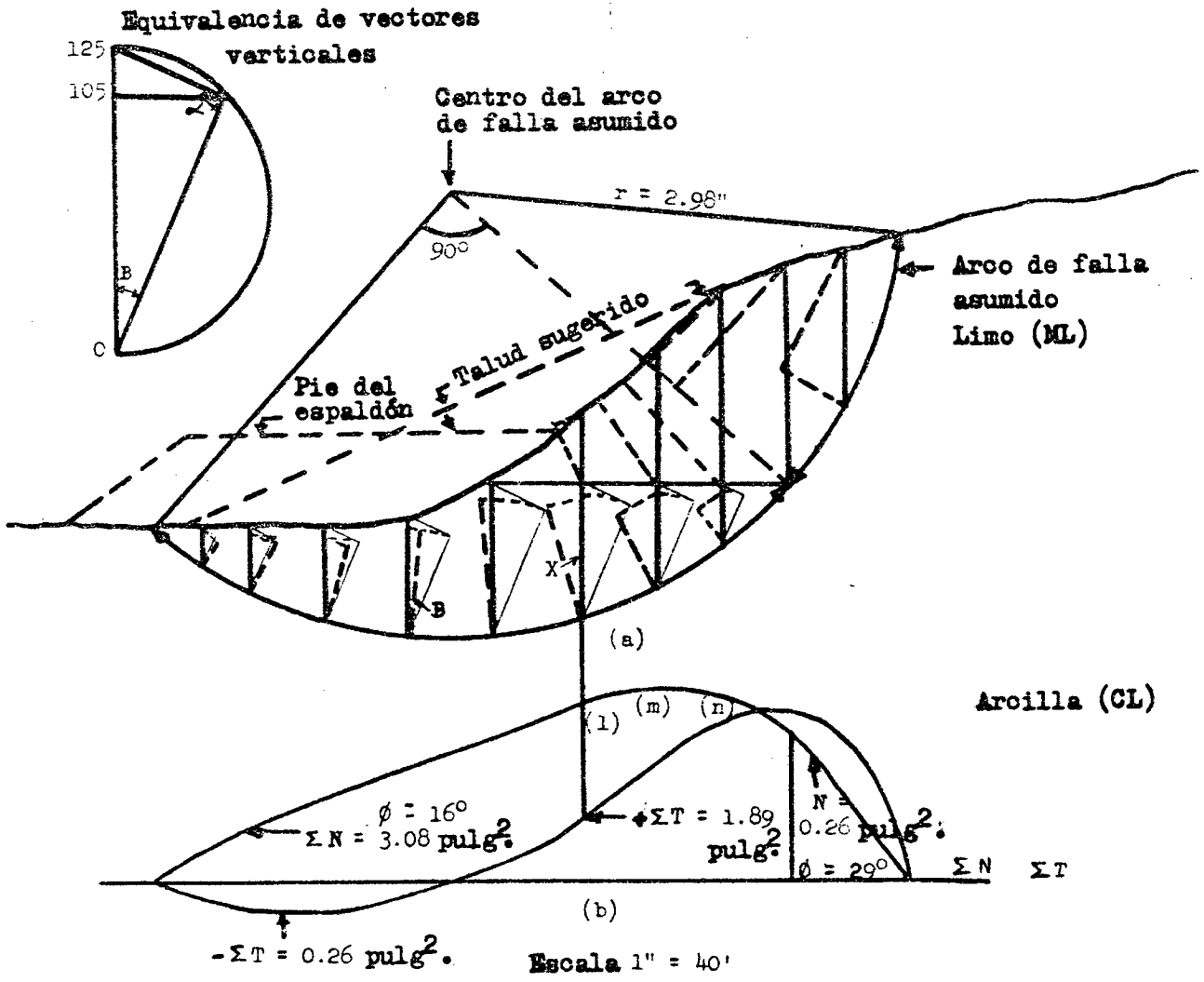


Fig. 20. Sistema de Dos Capas.

2. Se une los límites de los diagramas con líneas suaves.

3. Se calcula las áreas de los diagramas de fuerza en pulgadas cuadradas y se transforman éstos en toneladas de fuerza aplicada para un pie de espesor de cuña.

4. Se determina la longitud del arco para el cual actúa una fuerza cohesiva (esto pertenece solamente a la porción del arco de falla que pasa a través del suelo arcilloso donde C = C para el limo).

5. Finalmente, se computa el factor de seguridad.

Usando el ejemplo de la figura 20, se encuentra que la fuerza normal a la cual el ángulo de fricción interna es 29^{o} es:

$$\sum N = \frac{0{,}26 \text{ pulg}^2 \times 1600 \text{ pies}^2/\text{pulg}^2 \times 125 \text{ lb/pie}^3}{2000 \text{ lbs/ton}}$$

$$= 26 \text{ ton.}$$

Las fuerzas normales para las cuales el ángulo de fricción interna es 16^{o}:

$$\sum N = \frac{3{,}08 \text{ pulg}^2 \times 1600 \text{ pies}^2/\text{pulg}^2 \times 125 \text{ lb/pie}^3}{2000 \text{ lbs/ton}}$$

$$= 308 \text{ ton.}$$

La longitud del arco para la cual la cohesión es efectiva es:

$$L = \frac{90^{o}}{360^{o}} \times 2{,}98 \text{ pulg} \times 40 \text{ pies/pulg} \times 2\pi = 187 \text{ pies}$$

La sumatoria de fuerzas tangenciales resulta:

$$\Sigma T = 1{,}89 \text{ pulg}^2 - 0{,}26 \text{ pulg}^2 = 1{,}63 \text{ pulg}^2$$

El total de fuerzas tangenciales positivas determina:

$$\Sigma T = \frac{1{,}63 \text{ pulg}^2 \times 1600 \text{ pies}^2/\text{pulg}^2 \times 125 \text{ lb/pie}^3}{2000 \text{ lbs/ton}}$$

$$= 163 \text{ ton.}$$

Se establece entonces el "Factor de Seguridad" como sigue:

$$Fs = \frac{\Sigma N \text{ tag } \emptyset + CL}{\Sigma T}$$

$$Fs = \frac{26 \text{ ton} \times 0{,}55431 + 308 \text{ ton} \times 0{,}28675 + 0{,}05 \text{ ton/pie}^3 \times}{163 \text{ ton.}}$$

197 pies.

$$Fs = \frac{14{,}4 + 88{,}3 + 9{,}4}{163} = \frac{112{,}1}{163} = 0{,}69$$

3.4.5. Factores de Estabilización

En el anterior análisis se estableció un factor de seguridad de 0,69, lo cual en realidad significa que el talud propuesto no estará definitivamente en la posición indicada, se estableció que un arco de falla a través del suelo plástico o del suelo de baja resistencia, pasando uniformemente por el frente del pie, producirá una muy inestable condición, acercándose a lo crítico.

Cuando se encuentre esta clase de condición debe pensarse que existen dos medidas correctivas que pueden ser tomadas:

1. Aplanar el talud como se sugiere mediante la línea punteada de talud en la figura 20 de esta forma se obtiene el mínimo factor de seguridad deseado.

2. Sin embargo, la medida correctiva común, generalmente preferible, es situar un espaldón de pie de talud (muro de pie de talud). El espaldón de pie actúa como un contrapeso contrarrestando la tendencia rotacional de falla (la figura 20 indica un espaldón de pie sugerido). Además, un espaldón de pie es más fácil de situar y en la misma forma produce un mejor resultado final que el aplanamiento del talud, este procedimiento es usado más a menudo.

3.4.6. Filtración de Agua a través de Embanques

La interacción entre suelos y agua filtrándose no ha sido todavía considerada y sus efectos (presión de filtración) sobre la estabilidad de taludes. Los problemas presentados en este párrafo asumen que la masa de suelo, a través de la cual el agua filtra, es homogénea. Por otro lado, en conexión con cualquier problema práctico que involucre el flujo de agua, todas las posibles consideraciones deben ser tomadas para la estratificación o composición de las capas del suelo, especialmente si es impermeable en su naturaleza, además esto estará influenciado definitivamente en la cantidad y dirección de la filtración.

Cada estrato de suelo natural y cada relleno de tierra hecha por el hombre contiene inclusiones de material difíciles de detectar de alta o baja permeabilidad, y la localización de sus límites solamente pueden determinarse en base de criterio.

Aun así los resultados de una investigación y aquellos obtenidos en la práctica, con respecto al flujo de agua a través de una masa de suelo puede variar grandemente; esto impone la aplicación de exploraciones por sondeo cuando se afrontan problemas hidráulicos. Si las observaciones posteriores - luego indican que las condiciones reales son menos favorables que las anticipadas en el diseño, el diseño

deberá ser modificado en concordancia con las encontradas.

En lo que sigue no se discute la formulación teórica de las ecuaciones hidráulicas pero podemos indicar algo:

- Gráficamente se presenta algunos ejemplos típicos, de cómo viaja el agua a través de una presa de tierra o estructuras hidráulicas de tierra, mediante el uso de un diagrama de flujo.

- Como se puede usar el diagrama de flujo en un análisis y qué indicaciones se obtienen de estos.

3.4.7. Factores que Influencian la Posición de las Líneas de Filtración

Para los casos de flujo a través de embanques, la línea superior de flujo es una superficie libre de agua que forma el límite superior del diagrama de flujo. Esta tiene varios nombres tales como: "línea de filtrado" o"línea de saturación" pero puede ser definida como la línea sobre la cual la presión atmosférica existe y bajo la cual hay una presión hidráulica. De esto no se desprende que el suelo sobre la línea de filtración no esté saturado, ya que los espacios vacíos del suelo pueden estar completa o parcialmente llenos de agua debido a la capilaridad. La zona

de capilaridad puede contribuir al flujo total pero generalmente en tan pequeñas cantidades que para el propósito práctico pueden no considerarse. Se asume además que esta capilaridad no influenciará la posición de la línea de filtración.

El análisis de filtración se complica debido a que la posición de la línea de filtración, que representa un límite hidráulico, no es directamente conocido y debe ser determinado ya sea gráficamente o matemáticamente. En cualquier caso hay ciertas condiciones que deben ser cumplidas por la línea que representa la superficie libre del agua:

1. En un diagrama de flujo consistente de "cuadrados", las líneas potenciales estarán siempre interceptando las líneas de filtración a iguales incrementos de elevaciones puesto que esos incrementos representan iguales caídas de carga hidráulica entre las líneas potenciales vecinas (ver figura 21).

2. La línea de filtración debe interceptar la cara de entrada, la cara de descarga y los límites entre los suelos de diferentes permeabilidades a ángulos determinados por los requerimientos fundamentales o condiciones indicadas en la figura 22.

Al construir un diagrama de flujo representativo parece que se necesita ciertas reglas para la construcción de éste. Los párrafos siguientes describen brevemente los pasos que deben seguirse:

1. El punto de entrada está generalmente a 90° con la cara del embanque y en la elevación máxima del depósito.

2. El punto de descarga depende de si se ha realizado o no un relleno de rocas (pedraplén). Si existe la línea superior de filtración interceptará tangencialmente a una línea vertical y al punto establecido por la línea de la fracción igual más baja (ver figura 22). Si no es posible construir un relleno de rocas la línea de flujo estará llegando tangencialmente a la cara de descarga y a la distancia "a" de la misma (ver figura 22).

3. Las líneas de flujo y las líneas equipotenciales deberán siempre unirse a 90°. El término "cuadrados" se refiere a que la distancia desde la línea de flujo y las líneas equipotenciales (como se indica por la ecuación "A = 1" en la figura 21) deben ser siempre iguales.

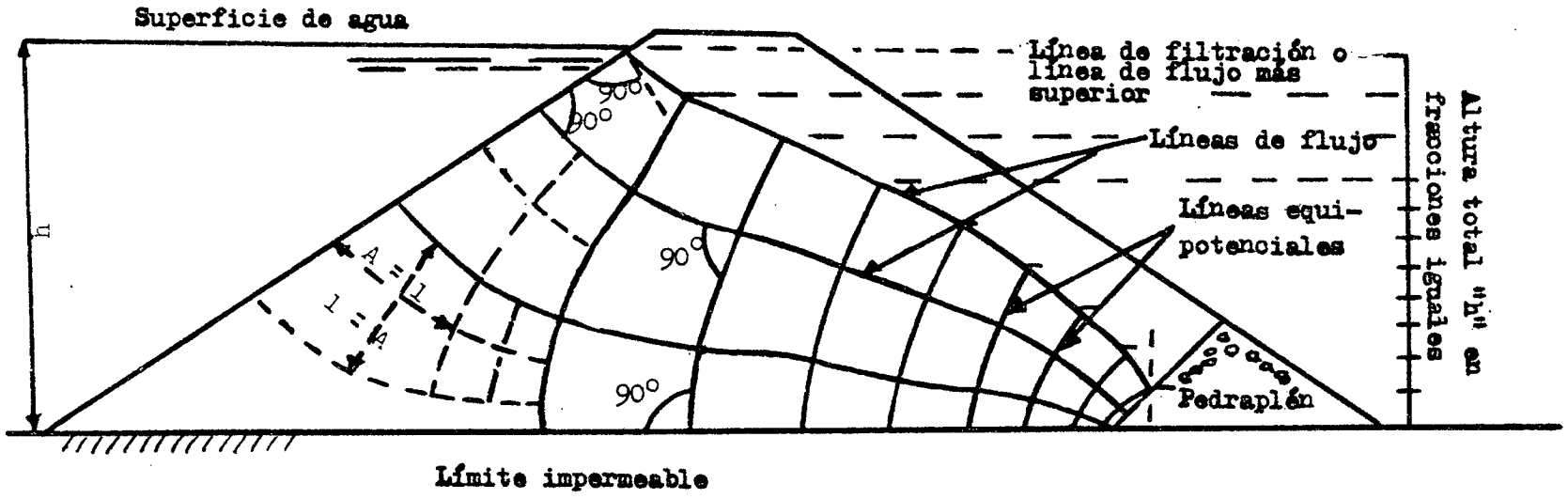


Fig. 21. Flujo Neto Típico.

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
BIBLIOTECA

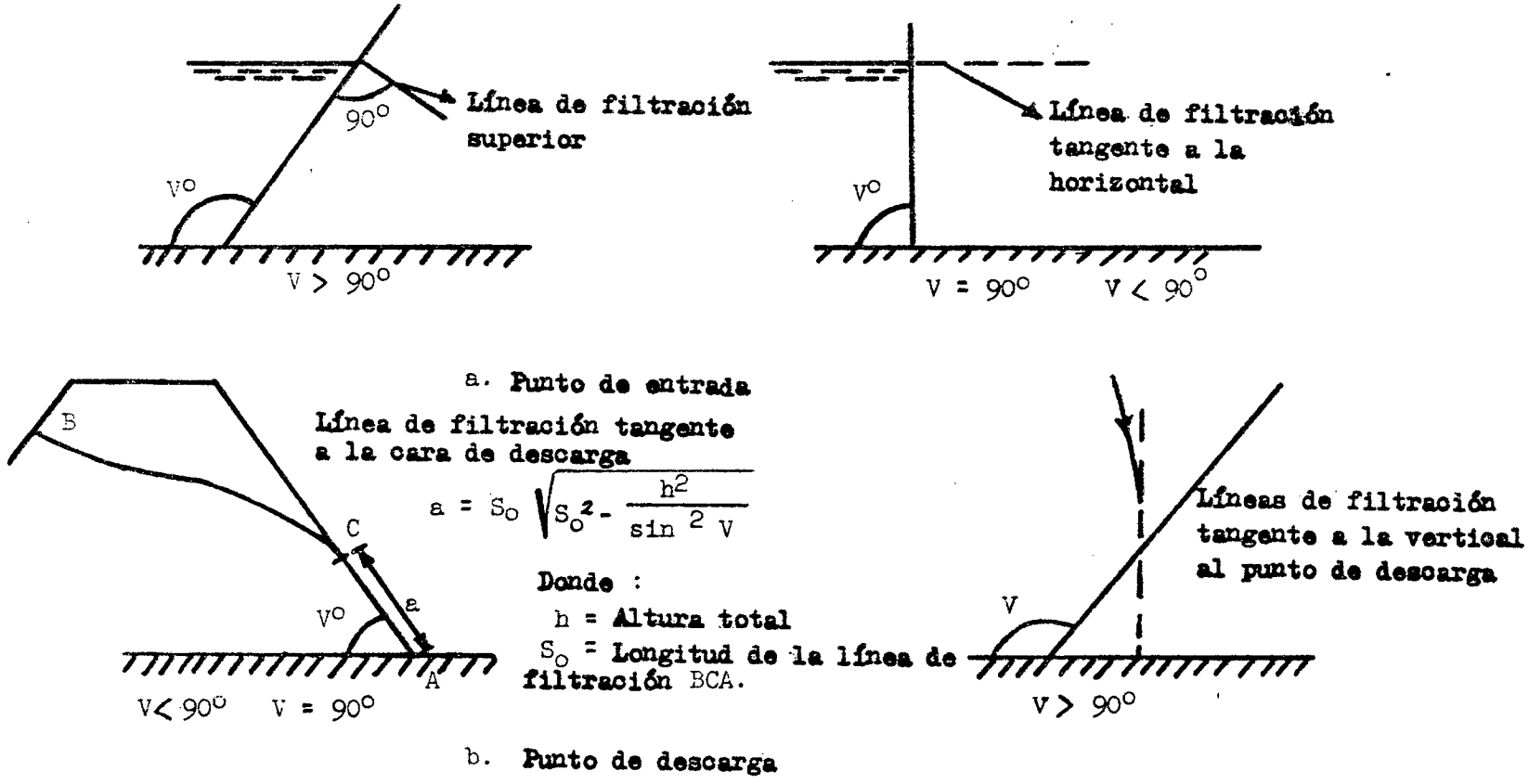


Fig. 22. Condiciones de Límites para Líneas de Filtración.

3.4.8. Valor del Diagrama de Flujo en Análisis de Estabilidad

Ahora que las condiciones generales para construir un diagrama de flujo simplificado han sido descritas debe observarse el valor del diagrama de flujo en los análisis de filtración a través de embanques. El diagrama de flujo estará indicando claramente la necesidad de drenajes o filtros. Cuando los drenajes son incorporados en el diseño; el diagrama de flujo indicará usualmente concentraciones de flujo en la vencidad de tales drenajes, indicando condiciones potenciales para el uso de "tubería". Con la ayuda del diagrama de flujo es posible diseñar y localizar los drenajes de tal manera que los efectos erosivos sean minimizados. El diagrama de flujo ofrece un método conveniente de investigar varias posiciones de drenaje en relación a la cantidad de flujo y también provee bases para calcular la capacidad requerida de filtros y drenajes.

La función del diagrama de flujo es importante para determinar la magnitud en las presiones de filtración en relación a la estabilidad, bajo las condiciones de filtración constante y abatimiento (descenso de nivel).

Debe enfatizarse que las fuerzas de filtración pueden ser de magnitud considerable y deberían siempre ser tomadas en consideración cuando se estudie la estabilidad de estructuras de tierra suje-

tas a percolación de agua.

3.4.9. Condiciones para Suelos Sumergidos

Usualmente donde la elevación del depósito permanece casi constante y donde las fuerzas de filtración son pequeñas y esencialmente horizontales (tal como es el caso donde el agua aparece en ambos lados del asentamiento o embanque) el suelo deberá ser tratado como si fuera sumergido. Donde el peso sumergido de la masa del suelo es igual a:

Peso sumergido = Peso saturado - peso unitario del agua = lbs/pie^3.

Por ejemplo, si el peso saturado del suelo = 125 lbs/pie^3, el peso sumergido del suelo será igual a:

Peso sumergido = 125 - 62,4 = 62,6 lbs/pie^3.

En la condición sumergida el análisis de estabilidad es idéntico a aquel explicado en los párrafos precedentes, la única excepción está en que la unidad de peso del suelo sumergido es usado en vez de la unidad de peso del suelo húmedo. Donde el agua esta presente en un sólo lado del drenaje o embanque, solamente, la línea de flujo superior puede ser considerada como la línea de saturación. Cuando se computa la estabilidad de esos taludes el peso húmedo del suelo deberá ser usado para todos los suelos

arriba de la línea de filtración y el peso sumergido para todos los suelos bajo la línea de saturación. Una pregunta puede ser luego planteada, ¿ por qué no usar el peso saturado bajo la zona de saturación ?. La respuesta es simplemente que la presión hidrostática del agua en el pie del talud expuesto no es considerada o simplemente se asume como neutralizada por acción de los pesos sumergidos en vez de los pesos saturados de los suelos.

3.4.10. Abatimiento Repentino

Para la condición de abatimiento repentino se asume que el reservorio se bajó instantáneamente del máximo nivel de almacenamiento a la elevación indicada en la figura 23. La línea de filtración más superior o línea de saturación está indicando de manera asumida que el drenaje ocurrirá. Este es un caso extremo que no es común en la práctica. Debido a que el embaque es homogéneo podemos ahora analizar la estabilidad como sigue con una sóla modificación.

Dibujar una línea horizontal representada en la figura 23 por la línea punteada, y asumir que el suelo bajo esta línea está en un estado sumergido, el suelo entre la línea punteada y la filtración o línea de saturación estará completamente saturada y el suelo sobre la línea de saturación estará en un estado húmedo.

De aquí es entonces simple el igualar cada uno de los vectores verticales, basándose en los pesos unitarios indicados, en un factor de igualación unificado de pesos y luego sumar las fuerzas cohesivas normales y tangenciales incluídas sobre el arco de ruptura seleccionado.

La condición rápida o repentina de abatimiento obviamente representa la más crítica condición y debe usarse un factor de seguridad mínimo de cerca de 1,25.

3.4.11. Fuerzas de Filtración

En muchos casos las fuerzas de filtración no son despreciables y su inclusión en el análisis de estabilidad es esencial si se desea obtener un panorama exacto de la seguridad de un embanque."
(U.S. Army Engineer School - Fort Belvoir, Virginia)

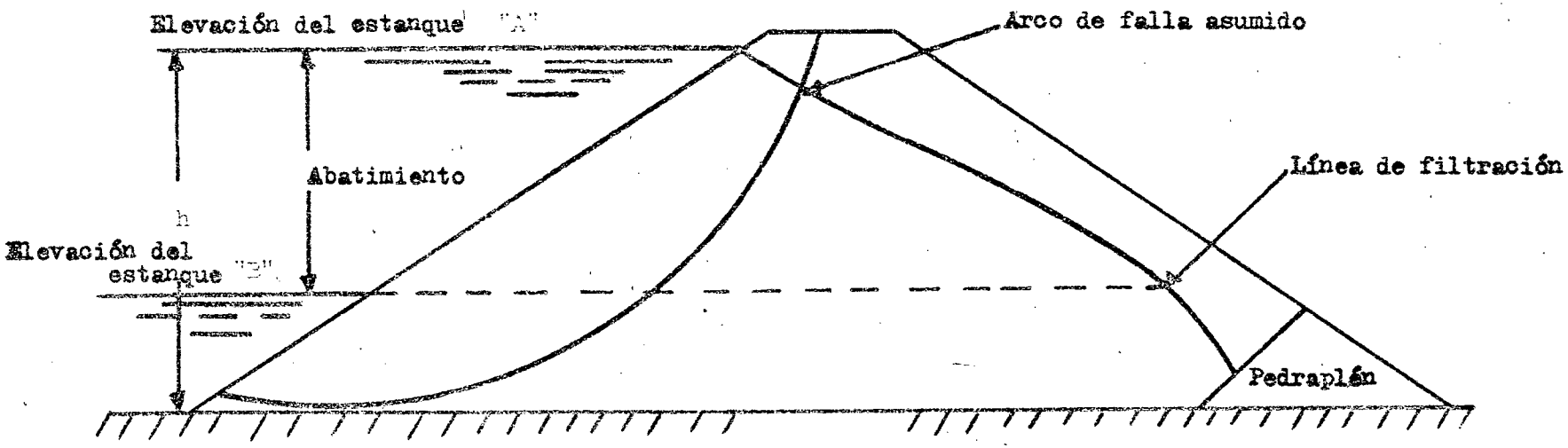


Fig. 23. Abatimiento súbito.

CAPITULO 4

4. TERRAPLENES CONSTRUIDOS SOBRE SUELOS BLANDOS

(Ref. 2, 3, 4, 5, 7)

Un terraplén es un macizo artificial de tierra que se levanta para la construcción de carreteras en los lugares bajos o para embalsar agua. A menudo se les llama rellenos por que se construyen con material de rellenar, pero éste término se usa para otras construcciones de tierra.

Generalmente los terraplenes se proyectan basándose en la experiencia, a menos que las alturas sean superiores a 10 o 12 metros. Entre nosotros los taludes normalmente usados son: 1,5 (horizontal) a 1,0 (vertical) o 2 a 1. Los terraplenes de carretera se construyen cuidadosamente con suelos seleccionados compactados para evitar asentamientos y una superficie mal acabada. El suelo seleccionado deberá ser suelo granular, material rocoso o combinaciones de ambos, libre de material orgánico y escombros.

Los terraplenes altos y los sometidos a inundaciones requieren un análisis y proyecto cuidadosos basados en la resistencia a esfuerzo cortante y en la compresibilidad de los suelos que vayan a usarse en la construcción de los mismos. Estos diferentes suelos deben seleccionarse y ensayarse con el fin de obtener sus características y poder proyectar el talud que re

quiere cada uno, para que el terraplén sea seguro.

Al construir un terraplén de poca altura sobre un estrato de arcilla blanda puede producirse una falla por hundimiento incluso aunque el talud del terraplén sea estable, también es probable que si se produce un deslizamiento aparezcan grietas verticales que atraviesan el terraplén.

La mayoría de los deslizamientos en presas de tierra comienzan con la aparición de grietas de tracción en la parte superior del terraplén hasta de algunos metros de profundidad, estos deslizamientos no suelen ser movimientos muy rápidos. Sin embargo, los deslizamientos durante la construcción, cuando existen capas permeables en la cimentación a través de las cuales se trasmiten las presiones intersticiales, son muy rápidos.

Los corrimientos de terraplenes situados sobre turba se caracterizan por importantes asientos, levantamientos en el pie y deslizamientos laterales, sin que sea fácil decir si se trata mas bien de corrimientos o de movimientos lentos.

Al igual que sucede con los desprendimientos, los corrimientos se suelen activar en épocas de lluvia o deshielo.

La estabilidad de terraplenes sobre suelos blandos se estudian suponiendo una superficie de falla

como la de la figura 24.1. El estado más crítico se suele presentar al final de la construcción, siendo adecuado el método de análisis con superficie de falla circular ($\phi = 0$). Cuando se teme la inestabilidad durante las construcciones de un terraplén, es necesario recurrir bien a drenes de arena en la cimentación para acelerar la disipación de las presiones intersticiales o a una construcción por etapas separada por tiempo suficiente para que se disipen las presiones intersticiales.

La fig. 24 indica el tipo de análisis que ha de hacerse en estos casos, en su parte 2 muestra el proceso de carga a lo largo del tiempo, en su parte 3, la evolución que es de esperar en las presiones intersticiales o de poro dentro del terreno natural y finalmente la parte 4 expresa cuantitativamente la variación del factor de seguridad con el tiempo. El análisis se debe hacer con la resistencia no drenada del terreno y se desarrollará con base en esfuerzos totales.

Los terraplenes colocados sobre suelos profundos de poca resistencia fallan por falta de capacidad de carga. Se pueden analizar esas fallas, si el espesor del estrato débil es, por lo menos, igual a la mitad del ancho de la base del relleno. El suelo está cubierto por una costra dura no debe confiarse en la resistencia de ésta por soportar la carga.

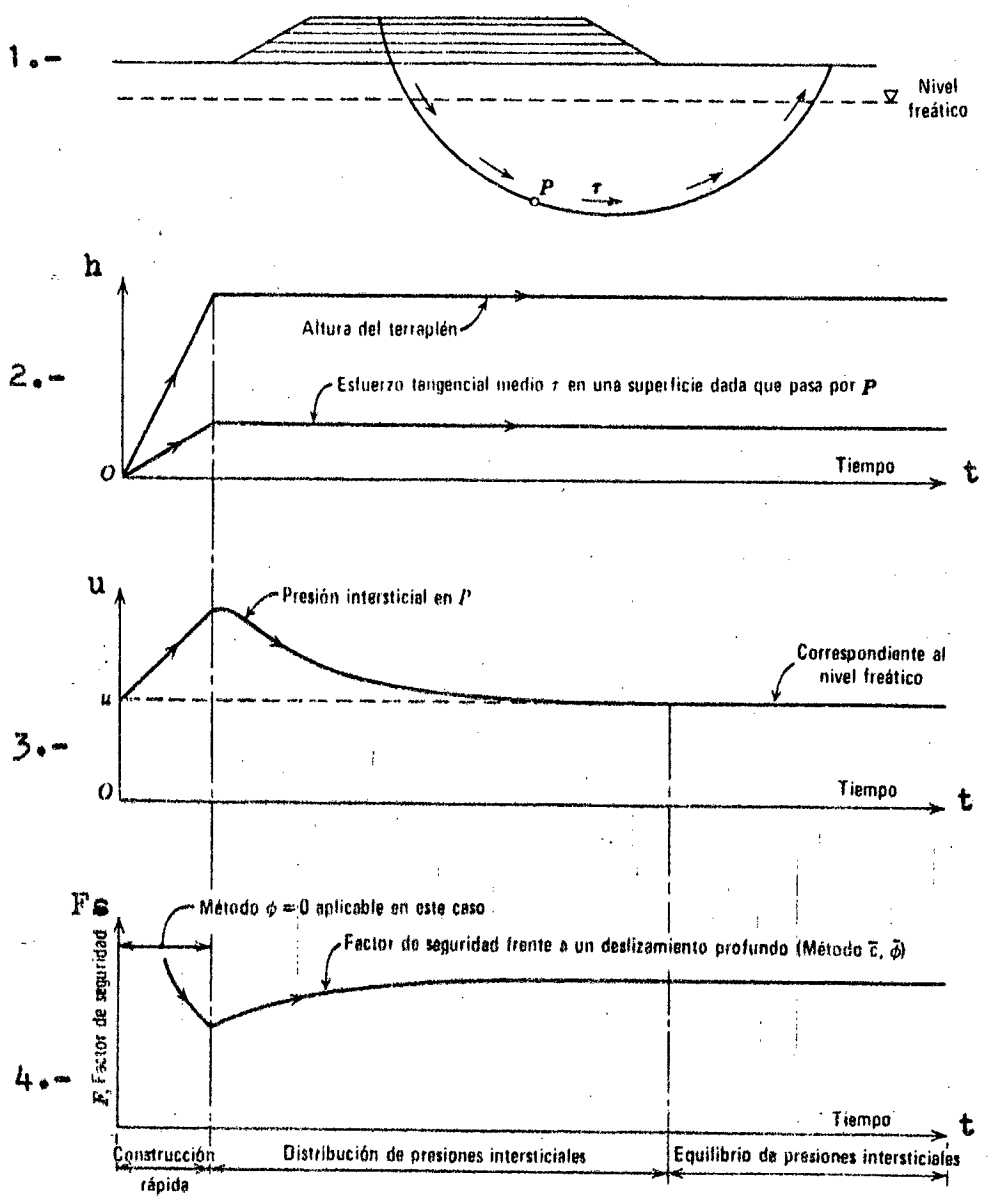


Fig. 24. Variación de las Condiciones con el Tiempo en un Terraplén Construído sobre un Suelo Blando.

Los terraplenes sobre estratos delgados de arcilla blanda fallan por deslizamiento horizontal a lo largo de una compleja superficie de falla que se extiende hacia arriba a través del relleno. Las fallas

de este tipo ocurren generalmente durante la construcción o poco tiempo después, antes de que el estrato de arcilla haya tenido oportunidad de consolidarse por efecto de la carga.

Las fallas de este tipo se pueden evitar de varias maneras. El empleo de materiales ligeros para el terraplén o taludes de menor inclinación, pueden reducir los esfuerzos en el suelo debajo de la estructura a un valor seguro. Una berma de grava al pie del talud actúa como un contrapeso que impide la combadura del suelo y puede de esa manera impedir que las fallas se produzcan. Si el suelo está normalmente consolidado, se puede mejorar su resistencia por consolidación por el propio peso del terraplén; en estos casos la construcción debe ser lenta para dar tiempo a que el suelo se pueda consolidad y ganar resistencia por la carga. Los drenes verticales de arena pueden reducir el recorrido del drenaje y aumentar así la velocidad de consolidación. Si el estrato está cerca de la superficie del terreno es más económico quitarlo completamente.

Los drenes o pilotes verticales de arena se construyen hincando un tubo de 30 a 40 cm. de diámetro con una placa en el extremo inferior que se pueda quitar. El tubo se llena de arena y después se saca quedando la arena en el agujero. Estos drenes se colocan debajo del relleno y se separan en ambas direc

ciones de 2 a 6 metros. El objetivo de estos drenes es reducir el camino que tiene que recorrer el agua que se elimina por efecto de la compresión del suelo y, por lo tanto, se aumenta la velocidad de consolidación.

Cuando el estrato blando formado por suelos finos es relativamente delgado (1,50 a 3,00 m), es más económico excavar el suelo en el área que se vaya a rellenar y reemplazarlo con un material mejor.

CAPITULO 5

5. FALLAS DE ESTABILIDAD DE LADERAS Y TALUDES (Ref. 1, 2, 3, 7)

(FACTORES QUE PRODUCEN ESTAS FALLAS)

Muy difícil resulta establecer las causas de los deslizamientos de laderas naturales o fallas de taludes. El efecto del flujo interno del agua y de las presiones que ésta puede desarrollar en las masas del suelo, se pone de manifiesto por el conocimiento experimental del ingeniero en esta clase de problemas, en que las fallas importantes en su mayoría ocurren en el período que sigue al comienzo de la temporada lluviosa y tiene lugar en el régimen de las filtraciones y con el establecimiento de los escurrimientos subterráneos.

Los factores que causan deslizamiento, así como el mecanismo por el cual actúan, se resumen en la tabla No. 5.

5.1. PROCESOS CONSTRUCTIVOS QUE CAUSAN PROBLEMAS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

"5.1.1. Modificación de las condiciones naturales de flujo interno de agua al colocar rellenos, hacer zanjas o excavaciones.

5.1.2. Sobrecarga de estratos débiles por relleno, a veces de desperdicios.

5.1.3. Sobrecarga por relleno de terrenos con planos de estratificación desfavorables.

5.1.4. Remoción, por corte, de algún estrato delgado de material permeable que funciona como un manto natural drenante de estratos de arcilla suave.

5.1.5. 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 construído rellenos.

5.1.6. Exposición al aire y al agua, por corte, de arcillas duras fisuradas.

5.1.7. 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.

5.1.8. Incremento de cargas hidrostáticas o niveles piezométricos bajo la superficie de un corte, al cubrir la cama del mismo con una capa impermeable.

Las causas de los deslizamientos, en general pueden ser internas o externas.

Las causas internas son las que ocurren sin cambio en las condiciones exteriores del talud. Siempre van ligadas a una disminución de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo constitutivo. Las causas de esta clase son el aumento de presión de poro o la disipación de la cohesión.

Las causas 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 de falla, como también lo son la colocación de cualquier tipo de sobrecarga en la corona del talud o la ocurrencia de sismos.

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
BIBLIOTECA

TABLA No. 5

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.	Licuación.
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.	
	Congelación del terreno	10. Expansión del agua por congelación.	Roca junteada.	Apertura de fisuras cerradas y producción de nuevas fisuras.	Disminución de la cohesión.
		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.
	Período de sequía.	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.	Licuación.
	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 No. 5
(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.

5.2. FACTORES MAS COMUNES QUE CONTRIBUYEN A AUMENTAR LOS ESFUERZOS CORTANTES ACTUANTES EN UN TALUD

Los factores que más contribuyen a elevar los esfuerzos cortantes actuantes en una ladera o un talud se presentan en la tabla No. 6, que a continuación se indica:

Tabla 6.

5.2.1. Remoción de soporte que comprende:

5.2.1.1. Erosión

5.2.1.1.1. Por corriente de ríos

5.2.1.1.2. Por glaciares

5.2.1.1.3. Por acción de oleage o corrientes marinas

5.2.1.1.4. Por procesos sucesivos de humedecimiento y secado (brisa, congelamiento)

5.2.1.2. Modificación del talud previo por deslizamiento, asentamiento o cualquier otra causa.

5.2.1.3. Actividad humana

5.2.1.3.1. Cortes y excavaciones

5.2.1.3.2. Remoción de muros de contención o tablestacados

5.2.1.3.3. Vaciado de lagos, lagunas o depósitos de agua.

5.2.2. Acción de sobrecargas

5.2.2.1. Por causas naturales

5.2.2.1.1. Peso de agua, nieve.

5.2.2.1.2. Acumulación de materiales por deslizamientos u otras causas

5.2.2.2. Por actividad humana

5.2.2.2.1. Construcción de rellenos

5.2.2.2.2. Edificios y otras sobrecargas en la corona

5.2.2.2.3. Eventuales fugas de agua de tubería y ductos

5.2.3. Efectos transitorios tal como sismos

5.2.4. Remoción de materiales subyacentes que proporcionan soporte

5.2.4.1. Por los ríos o el mar

5.2.4.2. Por meteorización

5.2.4.3. Por erosión subterránea por flujo de agua

5.2.4.4. Por actividad humana. Excavación o minería

5.2.4.5. Por pérdida de resistencia del material subyacente

5.2.5. Aumento de presión natural

5.2.5.1. Por agua en grietas y fisuras

5.2.5.2. Por congelación del agua en grietas

5.2.5.3. Por expansión de arcillas sensitivas o de alta plasticidad.

5.3. FACTORES QUE MAS COMUNMENTE CONTRIBUYEN A DISMINUIR LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN LADERAS Y TALUDES

Los factores que causan con mayor frecuencia una disminución en la resistencia al esfuerzo cortante de los materiales constitutivos de laderas y taludes se presentan en la tabla No. 7.

Tabla 7.

5.3.1. Factores inherentes a la naturaleza de los materiales

5.3.1.1. Composición

5.3.1.2. Estructura

5.3.1.3. Estructuras secundarias

5.3.1.4. Estratificación desfavorable

5.3.2. Cambios por meteorización y actividad físico-química

5.3.2.1. Procesos de humedecimiento y secado sucesivo

5.3.2.2. Hidratación

5.3.2.3. Remoción de cementantes

5.3.3. Efecto de las presiones de poro, incluyendo las debidas al flujo de agua

5.3.4. Cambios en la estructura, incluyendo fisuración por liberación de esfuerzos y degradación estructural bajo los esfuerzos cortantes previamente actuantes". **(Rico y Del Castillo)**

CAPITULO 6

6. ESTABILIDAD DE TALUDES EN EL CAMPO (Ref. 2,3,5,7)

(IDENTIFICACION DE PROBLEMAS)

La identificación y reconocimiento de las posibles futuras fallas de laderas y taludes en el campo, con fines de una clasificación que norme criterio responsable se ha hecho con base en un juicio experimental que interpreta signos vistos sobre el terreno, estos signos consisten en deformaciones, agrietamientos y manifestaciones del régimen del flujo interno de agua. Naturalmente, esta metodología de trabajo lleva a una interpretación cualitativa y subjetiva del estado de la estabilidad de un talud y del riesgo de su falla.

Para juzgar si una ladera o talud está en condición crítica o para evaluar el riesgo de su deslizamiento catastrófico, resultaría muy deseable el establecimiento de algún método teórico, seguro y confiable. 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, el factor de seguridad de cálculo se debe verificar o calibrar de acuerdo con información que provenga del talud ya construido. Para lograr esto existen algunas tentativas al respecto.

Una de estas tentativas es tratar de encontrar alguna relación teórica entre la condición del talud y algún resultado de laboratorio fácil de obtener y de interpretar. Se habrá de expresar con base en su comportamiento la condición del talud, que se obtiene de un conjunto contínuo y suficientemente detallado de mediciones de campo, resultado de un programa de instrumentación de campo adecuado.

Para relacionar la condición de un talud en cuanto a su estabilidad con resultados de prueba 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; siendo posible conocer de esta manera la velocidad de deformación de los suelos en diferentes condiciones de prueba.

La falla de un talud no siempre ha de ligarse a un deslizamiento catastrófico; una excesiva deformación puede atacar a las bases de funcionalidad estructural en forma suficiente como para producir una práctica falla. Convencionalmente no existen métodos aceptados y de común uso para cuantificar la magnitud de las deformaciones que pueda sufrir un terraplén formado por materiales compactados.

En un talud las condiciones de estabilidad 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, como la topografía de la zona, el clima, la vegetación. 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. Fundamentalmente para el encasillamiento correcto de todos los elementos de juicio provenientes del campo, debe verse como auxilio la fotointerpretación.

Dos aspectos importantes tiene el problema de reconocer e identificar deslizamientos. El primero se refiere a identificar el deslizamiento en sí mismo, para saber si los movimientos han ocurrido u ocurrirán y que éstos sean el inicio de inestabilidad. El segundo aspecto, se refiere a identificar y clasificar el tipo de deslizamiento que sea susceptible de presentarse o que está ocurriendo.

Para la construcción de una vía terrestre nueva, será necesario visitar la ruta para inspeccionar las condiciones sobre el lugar, una vez que se adquiera una idea general de las condiciones de estabilidad de una zona por medio de mapas geológicos y fotointerpretación. Se procederá siempre en tal inspección yendo del panorama general a los detalles particulares. Especial atención se deberá conceder a la inclinación de las laderas y sus cambios, relacionándolos con las

variaciones de materiales que indique la geología superficial por lo menos. Especialmente se buscarán signos específicos, tales como grietas, manantiales, encharcamientos; siendo importantes todos los signos del deslizamiento superficial, considerándose conveniente la detección de estas fallas en las más tempranas etapas del proyecto.

En la gran mayoría de los casos, sin embargo, es claro que será muy difícil preveer la existencia de futuros deslizamientos y fallas, debiendo el ingeniero limitarse a extremar sus precauciones en aquellos lugares en que exista una secuencia de materiales dignas de desconfianza. Algunas de éstas son:

1. Toda clase de formaciones de roca o suelo duro, 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 aledañas a la ladera se destacan fallas o si están fisuradas.

3. Depósitos de talud 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 cuyas estructuras heredadas sean desfavorables, respecto a la excavación que se practique para alojar la vía terrestre.

Los métodos correctivos en que pueda pensarse, en lo que respecta a un deslizamiento en desarrollo y ya planteado, dependerán de su tipo y características siendo importante clasificarlo. 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.

Los signos exteriores más usuales de los distintos tipos de fallas, por los que será posible recomendarlas y clasificarlas se presentan en una recopilación de la tabla No. 8 que sigue:

TABLA 8.

Hechos que ayudan a reconocer deslizamientos activos o recientemente activos

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*
Caídos y derrumbes. 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 junteada.	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 caído 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.	Irregular.
Deslizamiento 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, bufamiento. Generalmente se desarrollan encharcamientos justo arriba de la base.	Normalmente se desarrollan bufamientos transversales y grietas sobre la base. Zona de levantamiento, ausencia de bloques individuales grandes. Los árboles inclinados cuesta abajo.	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.

TABLA 8. (Continuación)

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*
2) Traslacional	Roca	Las grietas tienden a seguir las fracturas en la roca original.	Como el de arriba.	Como el de arriba.	Como el de arriba.	Como el de arriba, pero el material no se rompe tanto ni se deforma plásticamente.	Como el de arriba.	Poco o ningún flujo de tierra. El pie con frecuencia es casi recto y cercano a la base. Puede tener un frente abrupto.
	Roca o suelo	La mayoría de las grietas son casi verticales y tienden a seguir el contorno del talud.	Casi vertical en la parte superior; en la parte inferior casi plano y con transición gradual.	Los flancos laterales muy bajos, grietas verticales. Las grietas generalmente divergen cuesta abajo.	Relativamente inalterada. No hay rotación.	Compuesto generalmente de una o varias unidades inalteradas excepto por grietas de tensión. Las grietas presentan poco o ningún desplazamiento vertical.	Ni base, ni zona de levantamiento.	Deslizante sobre la superficie del terreno.
3) Deslizamiento de roca	Roca	Roca suelta, grietas entre los bloques.	Generalmente escalonado de acuerdo con el espaciamiento de juntas o planos de estratificación. Superficie irregular en la parte superior y ligeramente inclinada en la parte baja; puede ser casi plana o compuesta de derrames de rocas.	Irregular.	Muchos bloques de roca.	Superficie rugosa con muchos bloques. Algunos bloques pueden estar en su posición original, pero más bajas si el movimiento fue de traslación lenta.	Generalmente no hay una verdadera base.	Acumulación de fragmentos de roca.
Flujo de material seco: 1) Flujo de fragmentos de roca.	Roca	Igual que en las caídas de roca.	Igual que en las caídas de rocas.	Igual que en las caídas de roca.	No hay cabeza.	Superficie irregular de fragmentos de roca mezclados, derramados hacia abajo en abanico. Muestra valles y lomas transversales lobuladas.	No hay base.	Compuesta de lenguas. Puede deslizarse siguiendo líneas de cauce natural.
2) Flujo de arena.	Suelo	No hay grietas.	Forma de embudo cuando alcanza el ángulo de reposo.	Desarrollados en una curva continua a partir de la corona.	Generalmente sin cabeza.	Montículo cónico de arena igual en volumen a la parte vaciada de la cabeza.	No hay base.	No hay pie o éste es un amplio abanico poco perceptible.

TABLA 8 . (Continuación)

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*
De material húmedo: 1) Flujo de lodos.	Suelo	Pocas grietas.	La parte superior en forma dentada o de V, larga y angosta, lisa y comúnmente estriada.	Inclinados, irregulares en la parte superior. Amontonamiento de material en la parte inferior de los flancos.	Puede no haber cabeza.	De húmedo a muy húmedo: puede contener grandes bloques empacados en matriz de material fino. Líneas de flujo. Sigue las líneas de drenaje y puede dar vueltas pronunciadas. Muy largo comparado con el ancho.	Ausencia de base o enterrada en los detritos.	Extendido lateralmente en lóbulos. Cuando el pie se seca puede tener un escalón frontal de escasa altura.
2) Flujo de tierra.	Suelo	Puede haber algunas grietas.	Cóncavo hacia el deslizamiento. En algunos casos es casi circular. El deslizamiento ocurre a través de un estrechamiento.	Curvos, lados empinados.	Consiste comúnmente en un bloque hundido.	Roto en muchos pedazos pequeños. Húmedo, muestra la estructura del flujo.	No hay base.	Extendido en lóbulos.
3) Flujo de arena o limo.	Suelo	Pocas grietas.	Inclinado, cóncavo hacia el deslizamiento, puede haber variedades de formas en el contorno (casi recta, tendencia a arco circular o forma de botella.)	Frecuentemente los flancos convergen en la dirección del movimiento.	Generalmente bajo agua.	El cuerpo se extiende como fluido.	No hay base.	Extendido en lóbulos.

Para ver y reconocer pequeños agrietamientos e interpretarlos, la habilidad es uno de los mayores dones que posee un ingeniero dedicado a este tipo de problemas. Para conocer el mecanismo cinemático de la falla, puede orientarnos mucho allí donde no se haga una instrumentación detallada y será siempre una ayuda valiosísima para programar ésta.

En algunos casos la dirección de las grietas es normal a la de los movimientos del suelo. Como ser, las grietas 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 precusor de inestabilidad y un levantamiento completo de ellas suele dar un contorno de la falla por llegar.

CAPITULO 7

7. MÉTODOS MECÁNICOS PARA CORREGIR FALLAS EN LADERAS Y TALUDES (Ref. 1, 2, 5, 7, 9, 10, 13)

Para corregir problemas de taludes o laderas inestables, o para reconstruir zonas falladas, se tratarán los principales métodos. Señalándose que muchas de las correcciones que se hagan en zonas falladas estarán ligadas al aspecto del drenaje, ya que la acción del agua subterránea o superficial tiene influencia en la estabilidad de las masas de tierra.

Todos los métodos correctivos siguen una o más de las siguiente 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 la remoción total del material inestable; a cambios en el alineamiento horizontal o vertical de la vía, o a la construcción de estructuras que se apoyen en zonas firmes, tales como viaductos o puentes.

La reducción de las fuerzas motoras, en general, se puede lograr 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.

La línea de acción que ofrece más variantes por lo general, es la que persigue aumentar las fuerzas resistentes; siendo algunas de éstas: el subdrenaje, que aumenta la resistencia al esfuerzo cortante del suelo; la construcción de estructuras de retención u otras restricciones; la eliminación de estratos débiles u otras zonas de falla potencial y el uso de tratamientos, generalmente químicos, para elevar la resistencia de los suelos al deslizamiento.

A continuación se indican los principales métodos mecánicos para corregir fallas en taludes y laderas naturales.

7.1. METODO DE EXCAVACION

Cuando se construyen cortes, rellenos en terraplenes, se requiere de excavación.

Este método se puede aplicar en los tipos de falla manifestados anteriormente con la remoción de material en la cabeza de la falla o en todo el cuerpo de la misma, hasta llegar a la remoción total; anotando que rara vez se puede conocer con tanto detalle las futuras fallas en una zona de inestabilidad como para proceder a mover materiales en la totalidad de la falla.

Con las remociones en la cabeza de la falla se busca reducir las fuerzas motoras y balancear la falla; las remociones totales eliminan la causa de raíz debiendo en ellas plantearse en ellas el problema de la inestabilidad de los taludes de la excavación que se produce, los que deben estudiarse cuidadosamente al igual que las nuevas condiciones de drenaje.

Al cuidar convenientemente los aspectos de drenaje en la excavación que se efectúe, la remoción de materiales da lugar a soluciones permanentes, en las que frecuentemente la excavación tiene que empezar en la parte más alta y progresar ladera abajo. Siendo este método mejor para prevenir que para corregir, sus costos unitarios, de grandes movimientos de tierra, son menores en construcciones nuevas que en trabajos de reparación.

Prácticamente este método se puede utilizar en toda clase de deslizamiento, siendo sobre todo eficiente en los de tipo rotacional. Su costo en fallas grandes se puede considerar como alto, resultando su desventaja principal en que se ha de desperdiciar el material que se excava. Se puede mencionar otro posible inconveniente que puede causar disminuciones en las fuerzas resistentes al mover el material; sobre todo cuando se trata con suelos friccionantes, en que las resistencias al corte dependen de la presión normal.

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
BIBLIOTECA

7.2. EMPLEO DE MATERIALES DE BAJO PESO VOLUMETRICO

Unicamente esta solución es aplicable en terraplenes, y su eficiencia solo será sobre suelos puramente cohesivos, tales como arcillas blandas o turbas, pues la ventaja del poco peso en terrenos de cimentación friccionante se neutraliza mucho por la poca presión normal que se produce lo que da lugar a que el terreno responda con baja resistencia.

En este método lo que se busca es reducir las fuerzas motoras, empleando materiales de bajo peso volumétrico en el cuerpo del terraplén. Indicando que para estos fines puede resultar apropiado utilizar material de orígen volcánico con peso volumétrico comprendido entre 0,8 y 1,2 ton/m^3; figurando entre ellos muchas arenas.

Debe comprenderse claramente que cuando se compacten los terraplenes con el uso de materiales ligeros, muchos de ellos se degradan estructuralmente por compactación muy enérgica y pierden su característica de materiales ligeros.

Existen otras soluciones que resultan muy costosas, por lo que su uso es limitado, tales como la substitución de parte del terraplén por cajones o tubos huecos de concreto.

7.3. EMPLEO DE BERMAS Y ESCALONAMIENTOS

Bermas se denominan generalmente a masas del mismo material que el propio talud o de uno similar, que se colocan en el lado exterior o se adosan al mismo, a fin de aumentar su estabilidad. En la figura 25 se muestra una de estas estructuras.

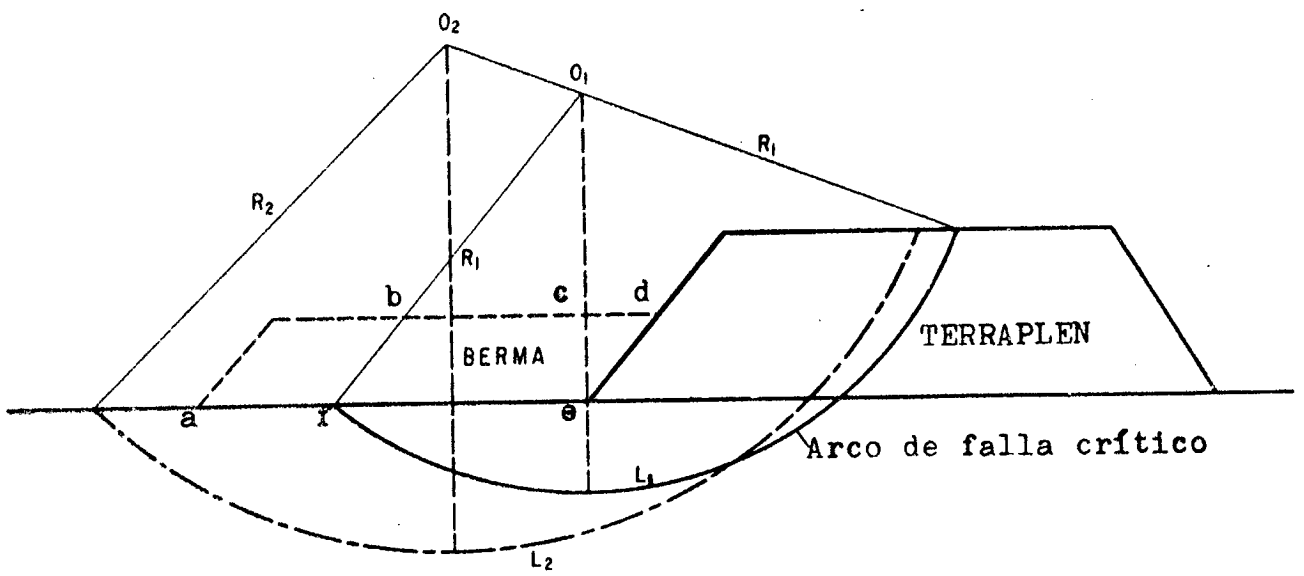


Fig. 25. Efecto de una Berma.

El uso de la berma tiende a incrementar y mejorar las condiciones de la estabilidad de los taludes. Un talud con bermas es diferente del original y tendrá otro círculo crítico, que se deberá determinar analizando la nueva sección, en consecuencia, se realizará un nuevo análisis de estabilidad que permi-

ta calcular su factor de seguridad.

Debe tenerse en cuenta que la presencia de la berma tiende a modificar la superficie de falla crítica y hace que esta se desarrolle en mayor longitud y más profunda, lo que produce efectos de aumento en 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. Además, el peso de material que se coloque podrá aumentar la resistencia al esfuerzo cortante del terreno de cimentación en su parte 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. En suelos cohesivos seguramente el efecto más interesante de la berma es descomponer el talud el dos, cada uno de menor altura, lo que repercute mucho en la estabilidad general.

Una berma en general produce un incremento en la estabilidad por dos motivos. Uno, por su propio peso, en la parte que queda hacia afuera de la vertical que pasa por el centro del círculo de falla, disminuyendo el momento motor (parte bcef de la fig. 25). Otro, que aumenta el momento resistente por el incremento de la longitud del arco de falla por efecto de la propia berma.

Para una berma en un caso dado no se puede dar una regla que permita fijar las dimensiones más convenientes. Su sección se calculará por aproximaciones súcesivas, fijando previamente un factor de seguridad deseable para el talud en cuestión. Para el inicio de los tanteos una buena base suele ser dar le a la berma la mitad de la altura del terraplén que se desea estabilizar, tal que el peso de la berma de un momento igual al requerido para alcanzar en el talud original el factor de seguridad deseado, y un ancho del orden del de la corona de dicho terraplén. A partir de este principio se procederá por tanteos hasta fijar la berma mínima que cumpla su cometido.

En la figura 25 la manera ideal de estabilizar el terraplén podría ser 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). En principio naturalmente que tal intuición es 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 trecho, produciendo peligro a los vehículos circulantes y una mala apariencia estética.

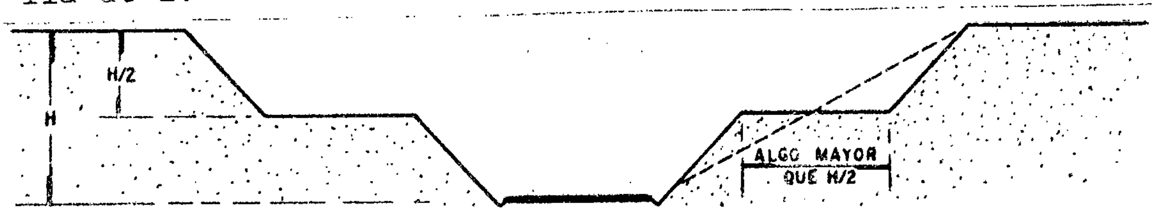
Ahora, refiriéndonos a los escalonamientos, dos casos típicos se muestran en la figura 26, uno en suelos puramente cohesivos y otro en suelo con resistencia cohesiva y friccionante. En el caso del escalonamiento con arcilla lo que se busca es transformar el talud en una combinación de varios otros de altura menor, ya que 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. El escalonamiento en el caso de suelos con cohesión y fricción se hace para provocar un abatimiento del talud; las funciones secundarias serán colectar aguas y recoger derrumbes, pero a veces muy importantes, que se asignan también a los escalonamientos.

El escalonamiento queda definido por el ancho de los escalones, la distancia vertical entre ellos y por el ángulo de los taludes intermedios.

De la condición del material constitutivo dependerá mucho que los taludes de los respectivos escalones sean paralelos o se construyan con una inclinación variable. En la parte 2) de la figura 26 se muestra escalones de inclinación variable, que son convenientes cuando el material tiene una capa superior alterada. Los escalones cumplen una función importante al proteger el corte contra la erosión del

agua superficial, reducen la velocidad ladera abajo y el gasto de escurrimiento. Lo cual es preciso que los escalones estén adecuadamente conformados; en la mayoría de los casos será suficiente con que el escalón tenga una ligera inclinación hacia el corte, pero en terrenos muy erosionables pudiera llegar a convenir que se invierta su inclinación, haciéndola hacia la ladera y construyendo una cuneta impermeable es esa parte interna, que garantice la rápida eliminación de las aguas. Cuando la infiltración del agua lluvia fuera de tenerse cuidado, se podría tomar la precaución de llegar a impermeabilizar toda la huella de los escalones en el talud.



1). Escalonamiento en materiales cohesivos.

2). Escalonamiento en [illegible] resistencia friccionante.

Fig. 26. Escalonamiento en [illegible]

También el escalonamiento cumple la función de detener pequeños derrumbes que puedan llegar a presentarse en los diversos taludes.

Para proyectar el escalonamiento de un corte no existen reglas fijas y éste deberá ser propuesto para cada caso particular. El perfil del escalonamiento, en el caso de suelos con cohesión y fricción, debe llegar a una inclinación razonable para todo el corte considerando un talud simple que promedie a todos loe escalones. Aparte del costo y de la condición anterior, la altura y el ancho de los escalones, se deben fijar muchas veces 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.

7.4. EMPLEO DE MATERIALES ESTABILIZANTES

Esta solución consiste en agregar o añadir al suelo una substancia que mejore sus características de resistencia. Este tipo de solución por lo general es más factible en terraplenes. Normalmente las substancias que más se han añadido al suelo para el fin que se busca son cementos, asfaltos o sales químicas. Estos procedimientos en la práctica resultan caros, por lo que su uso es limitado.

Se trata en general de añadir a los granos del suelo cementación artificial. En los procesos de

inyección química que se han intentado, la mayor parte utilizan mezclas químicas en que predomina el silicato de sodio, a partir del cual puede formarse un gel silícico para rellenar grietas, intersticios o vacíos en el suelo. Estos métodos sólo se pueden aplicar a suelos arenosos con diámetro efectivo de un décimo de milímetro como mínimo.

Litvinov fue quien descubrió el método de tratamiento técnico para estabilizar deslizamientos de tierra, el mismo que ha sido empleado en una forma muy especial. Es un método de calcinación, en el que se inyectan al suelo gases a más de 1000°C, para endurecerlo. Pudiendo lograrse radios de acción de dos o tres metros en torno al tubo de inyección.

La inyección de lechada de cemento es otro método de endurecimiento de los suelos. Constituyendo en otros países un método popular, cuyo uso se extiende incluso a cortes y terraplenes en arcilla. En superficies de falla formadas y relativamente superficiales, en materiales duros, tales como lutitas y arcillas rígidas y fisuradas se reportan los mejores resultados de tratamiento; en materiales sueltos y flojos no rinde buenos resultados.

El efecto de la inyección es desplazar el agua de las fisuras y rellenarlas con mortero de cemento, lo que forma un buen nexo de unión entre los bloques. Este método no modifica las características

intrínsecas de la masa del 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.

El conocimiento de la superficie de falla debe ser preciso para realizar un programa de inyección con el objeto de situarse convenientemente los pozos para inyectado. El espaciamiento de los pozos esté comprendido entre tres y cinco metros de distancia y las operaciones de inyección deben progresar ladera arriba.

Para lograr mejor penetración que con la lechada de cemento, también se utilizan, como materiales para inyectar, emulsiones asfálticas, por su menor viscosidad. Su costo puede ser algo mayor o comparable al de la inyección con cemento, dependiendo estas cifras mucho de la disponibilidad de asfalto o cemento que se tenga en el país en el que se aplique la solución y, de la experiencia que haya en el manejo de uno u otro producto. El flujo de agua interno puede mover fácilmente la película asfáltica, por lo que el uso de las inyecciones es fuertemente limitado.

La estabilización de suelos con cal, es otra forma de mejoramiento de suelos. Las técnicas de es-

tabilización con cal hidratada son bastante similares a las de la estabilización con cemento, existiendo dos aspectos de diferencia que hay que destacar. En primer lugar la cal tiene un espectro de aplicación que se extiende mucho más hacia los materiales más arcillosos y, en contrapartida, se extiende algo menos hacia el lado de los materiales granulares de naturaleza friccionante. En segundo lugar está el uso de la cal como un pre-tratamiento, lo que da una fisonomía especial a muchos de los usos de cal, en que estos casos no han de satisfacerse todos los requerimientos de estabilización definitiva.

Los carbonatos de calcio no tiene virtudes estabilizantes. La cal viva se utiliza con frecuencia en pre-tratamientos con suelos húmedos. El efecto básico de la cal es la constitución de silicatos de calcio que se forman por acción química de la cal sobre los minerales de arcilla, para formar compuestos cementadores.

7.5. EMPLEO DE ESTRUCTURAS DE RETENCION

Cuando un talud es inestable, el uso de estructuras de retención es muy común para corregir deslizamientos después de que han ocurrido o para prevenirlos en zonas en que se han de temer. Por lo que, su principal campo de aplicación está en la prevención. La solución, cuando se aplica con

cuidado, es correcta aunque, en general, costosa.

El funcionamiento mecánico de esta solución es claro, sin embargo, muchas son las precauciones uqe han de tomarse en cuenta para el proyecto y construcción de estas estructuras, razón por la cual, conviene comentar algunos aspectos de su uso.

A de cuidarse en primer lugar que la cimentación del muro quede bajo la zona de suelo movilizada por la falla del talud, pues se dan casos en que el muro, se moviliza en conjunto con el suelo, resultanto totalmente nulo el efecto de éste en la estabilidad general. Debiendo comprenderse que la estructura de retención a de contenerse a la superficie de falla formada o por formarse. Con frecuencia lo anterior lleva a la construcción de muros muy altos, los que han de enterrarse mucho en el terreno con la consiguiente elevación del costo de la solución.

En segundo lugar, especiales precauciones deben tomarse en lo referente al drenaje, dotando al muro de filtros de material permeable, que canalicen a las aguas hacia las salidas que se proyecten a través del muro. Es preciso tener muy presente en suelos con contenido apreciable de finos plásticos, la posibilidad de que el material del talud se sature, en cuyo caso disminuirá fuertemente su cohesión aparente, aumentando por lo tanto los empujes que producen contra la estructura. Siendo ésta, posiblemente,

la causa principal de fallas de muros de retención usados en vías terrestres.

Por lo general, las estructuras de retención se construyen al pie de los taludes de terraplenes, que por la inclinación de las laderas,no podrían ligarse convenientemente con el terreno de cimentación.

Estas estructuras tienen la ventaja de exigir poco espacio para su construcción, para su cimentación el volumen de la excavación depende mucho de la naturaleza del suelo existente en el lugar y esta es, una de las circunstancias de mayor cuidado antes de decidir la utilización de la solución. Un terreno de cimentación débil puede producir movimientos indeseables en el muro, los que en combinación con los propios de la falla, con facilidad pueden llegar a generar incontrolables situaciones.

Para impedir la abertura de grietas y fisuras por expansión libre, también se usan muros de retención para confinar el pie de fallas en arcillas y lutitas.

Los muros de retención altos y largos para estabilizar taludes son muy caros, por lo cual es difícil competir con otras alternativas de solución, requieren de un conjunto de obras auxiliares,tales como subdrenaje, desagues, elevando considerablemente el costo total.

Otros métodos para incrementar la estabilidad del talud a base de proteger los materiales contra efectos de erosión, son los recubrimientos con mampostería, losas delgadas de concreto sujetas con anclaje, concretos lanzados, riegos asfálticos, que deben hacerse con la consideración del flujo de agua en el cuerpo del talud, ya que al acumularse el agua tras la película que se coloca, se rompe la unidad entre ésta y el material y la solución por desprendimiento falla. Debiendo tomarse las correspondientes precauciones de subdrenaje, al sospechar la existencia de flujo interno.

También se usan mallas de acero o de plástico, para detener derrumbes. Esta malla se ancla en la corona del corte y se sujeta al talud con anclaje o grapas.

En general, el muro de retención como elemento estabilizador de taludes constituye una de las estructuras más delicadas en lo referente a su proyecto y construcción y es recomendable que ambas etapas sean supervisadas.

7.6. EMPLEO DE CONTRAPESOS AL PIE DE LA FALLA

Este método consiste en colocar al pie de la falla una peso suficiente de suelo o roca en la zona apropiada. La construcción de este importante contrapeso se hace con el doble propósito de estabili

zar y prevenir la erosión.

Por lo general la solución busca dos efectos: en primer lugar, incrementar la resistencia al esfuerzo cortante del material subyacente, cuando este es de naturaleza friccionante; en segundo lugar, balancear el efecto de las fuerzas motoras en la cabeza de la falla, en forma similar como lo hace una berma.

Dos consideraciones son probablemente básicas para que pueda pensarse en el empleo de esta solución, una forma apropiada de la superficie de falla y que el terreno en la zona de colocación tenga suficiente resistencia para soportar el peso que se le impone.

Varias soluciones mixtas existen, que combinan el efecto del contrapeso con otros deseables.

Se han estabilizado, por ejemplo, fallas con el uso de respaldos de enrocamiento, en los que el efecto del contrapeso se suma a la substitución de materiales malos por otros de mucho mejor calidad.

7.7. EMPLEO DE VEGETACION

Se trata de un método preventivo y correctivo de fallas por erosión. La construcción de terraplenes y cortes van acompañados de movimientos de tierra, produciendo inevitablemente una indeseable

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
BIBLIOTECA

destrucción de la cobertura vegetal, dejando a los suelos expuestos al ataque de agua superficial y vientos. La vegetación cumple dos importantes funciones: 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. El pasto o las plantas toman el agua que se necesita del suelo en que crecen. Para seleccionar el tipo de especies más convenientes, en un caso dado, se pueden plantear varios criterios; desde luego, el uso de plantas propias de la región será recomendable en principio y evitará posibles fracasos en la adaptación al ambiente de especies importadas; pero hay especies que toman demasiada agua del suelo y otras que toman menos, produciendo grados muy diferentes de abatimiento en los contenidos de agua superficial. Seguramente en suelos arcillosos, pueden convenir más las primeras, al garantizar una corteza de suelo más resistente, pero en suelos arenosos un secado interno en la superficie hace a los materiales más erosionables.

Las consideraciones anteriores no son válidas cuando se trata de colocar árboles en los coronamientos de los cortes o como barreras contra invasión de arena, el criterio que se tome debe ser quizá al uso de las especies locales que tengan mejores posibilidades de adaptación al lugar específico del terreno.

Resultados de experiencia han probado, que en vez de la plantación de matas o áreas aisladas, se obtienen resultados más efectivos para defender taludes, con la plantación contínua de pastos y plantas herbáceas. Indicando que el costo de ambas soluciones es diferente, debiendo quedar condicionada la actitud del ingeniero a la fertilidad abundante de la región; Existen zonas en que es muy difícil el crecimiento vegetal; otras en que la forestación se produce en forma casi normal e inevitable. La plantación aislada incrementa mucho la posiblidad de escurrimiento e infiltración. Por otra parte, en el caso de terraplenes muy altos se pueden dar buenos resultados con la plantación de arbustos en hileras, con el objeto de hacer perder velocidad al agua que escurra.

El efecto del pasto es muy importante, para evitar la formación de grietas en los suelos.

Para la utilización de las especies vegetales en cada lugar y región debe hacerse un estudio detallado.

Desde el punto de vista de la conservación y la economía debe verse como indeseable el riego de plantaciones que se efectúe, cuando es abundante y prolongado. Para evitarlo se recurre a colocar costras de arcilla y tierra vegetal sobre taludes construidos con suelos que no ofrecen soporte adecuado; estas costras conservan la humedad, lo que favorece

la vegetación. Se han perseguido en ocasiones análogos fines al colocar sobre los taludes un capa delgada de riego asfáltico o con otras substancias; al impedir la evaporación, se propicia el crecimiento de una cobertura vegetal densa, que pueda defenderse por sí sola al paso del tiempo.

CAPITULO 8

8. INSTRUMENTOS DE PRUEBA EN EL CAMPO DE LAS VIAS TERRESTRES (Ref. 2, 3, 5, 7, 10, 11, 15, 16)

Para la concepción de un proyecto dentro de todos los campos de la Ingenería, se hace necesario el apoyo experimental de ciertos instrumentos, para una concordancia completa entre la teoría y la realidad. El desarrollo de la tecnología de laboratorio y el estudio de modelos dan fe de esta tendencia y de la necesidad, de buscar en los materiales o en la representación de las propias estructuras, los parámetros de comportamiento que han de ser introducidos en las fórmulas teóricas. Sin embargo, existen ciertas limitaciones de las técnicas experimentales de laboratorio, ya que es sabido que una prueba de laboratorio no es más que un experimento controlado, sujeto a circunstancias rígidas de trabajo distintas en muchos casos de la realidad, cuya aplicación se efectúa a un determinado caso.

La técnica conocida con el nombre de instrumentación de campo, constituye una fuente de información, que se busca sobre el comportamiento de los materiales y de las estructuras de las vías terrestres, obteniéndose éxitos en muchos casos importantes, de manera que puede verificarse, en una forma más aproximada, las hipótesis fundamentales del diseño, los elementos que

participan en los métodos de cálculo.

Las técnicas de instrumentación de campo en las vías terrestres proporcionan excelentes resultados y su mayor aplicación se encuentra en los siguientes tipos de problemas.

1. Deslizamientos lentos sobre superficies de falla antiguas

En los suelos sobre los que se apoyan carreteras, es muy común que existan superficies de falla antiguas, que se activan con la colocación del peso de terraplenes sobre los suelos del proyecto de una vía, produciendo movimientos lentos en perjuicio de la estructura.

Al colocarse el peso del terraplén, masas de suelo muchas veces enormes, comienzan a deslizarse sobre las superficies de falla previamente formadas a causa de problemas propios de la ladera natural; frecuentemente estos movimientos son muy lentos, debido al hecho de que en comporación a las masas movilizadas el peso del terraplén tampoco alcanza a producir modificaciones en la estabilidad general. Una condición para tratar de solucionar un movimiento de este tipo es conocer con detalles su mecanismo cinemático, es decir, el modo en que ocurre, una vez conocido esto, puede definirse las causas del movimiento y, finalmente dar la solución adecuada. En todo esto la

instrumentación de campo juega un papel decisivo de gran importancia. Existiendo hoy instrumentos capaces de definir con aproximación la posición de la superficie de falla, la dirección y rapidez de los movimientos.

2. Cimentación de terraplenes sobre suelos blandos

Al construir un terraplén sobre un terreno poco resistente y compresible, es frecuente que se presenten incertudumbres sobre la concordancia entre la teoría y la realidad. Interrogaciones fundamentales tales como el total asentamiento, su evolución y el grado de seguridad de la estructura, que son cuestiones sujetas a serias preguntas, aunque en la Mecánica de Suelos existen para contestarlas teorías relativamente satisfactorias. A menudo, lo que sucede es, que, las circunstancias reales del problema no quedan bien representadas por las hipótesis involucradas en tales teorías, a parte del hecho de que la más completa exploración de suelos y análisis de los mismos dejan dudas y proporcionan parámetros de cálculo que introducen elementos de desconfianza en las conclusiones obtenidas. La construcción de terraplenes de prueba instrumentados, con secciones representativas, permite medir el asentamiento que se va desarrollando, el hundimiento de los puntos de la superficie y su distribución en profundidad bajo el

terraplén y en su temporal evolución. Los resultados de las mediciones de las presiones en el agua contenida en el subsuelo bajo el terraplén, indicarán el desarrollo del proceso de consolidación, de manera que se pueda saber en qué etapa se encuentra en un momento dado; además estas mediciones ayudan a conocer la evolución del factor de seguridad en la estructura, señalando sus momentos críticos.

3. Medición de presiones trasmitidas por el suelo

Esta determinación se refiere a la distribución de presiones de rellenos sobre muros de contención, a la medición de presiones trasmitidas por cargas móviles a los pavimentos, a medir deformaciones en roca dentro de túneles y en el interior de grandes terraplenes de enrocamiento.

8.1. TIPOS DE INSTRUMENTOS

Dentro del campo de las vías terrestres, existen diferentes y numerosos dispositivos de medición de deformaciones y esfuerzos de las estructuras, con que comunmente se trabajan; los instrumentos más usuales son los que se indican a continuación.

8.1.1. Piezómetros

La función de estos aparatos es medir las variaciones de la presión del agua en un pun-

to determinado y su evolución como consecuencia de las cargas aplicadas, a una cierta profundidad; el principio con el que trabajan es, simplemente, que la presión que puede existir en el agua en el extremo inferior del dispositivo puede equilibrarse con una determinada contrapresión como es una cierta columna de agua actuante en dicho punto.

Un piezómetro es, un tubo con el extremo inferior poroso (piedra porosa), que se coloca en el suelo a la profundidad a que se desee medir la presión en el agua. Si el nivel de equilibrio del agua en el tubo es igual al nivel natural representado por el nivel freático, quiere decir que, en el punto medido, la presión en el agua es la correspondiente a la condición hidrostática. Una altura de la columna equilibrante mayor que el nivel de agua freáticas indicará la existencia de una presión en exeso de la hidrostática, que podrá calcularse automáticamente del desnivel observado en la columna de agua. Similarmente, una presión en el agua, menor que la hidrostática, quedará indicada por un menor nivel de la columna piezométrica respecto al nivel freático.

Entre los sistemas ideados figura un piezómetro que esencialmente consiste, de un dispositivo con una membrana que recibe por la parte inferior la presión que quiere medirse y que va conectado a un tubo por el que se inyecta aire. Cuando la pre-

sión del aire es superior a la del agua, actúa un contacto eléctrico. Inyectando aire por el conducto superior se puede lograr que la membrana se deforme y abra el contacto; esto es una medida de la presión del agua. Este aparato presente el inconveniente de provocar la deformación de la membrana, es decir, el retroceso hacia el terreno de un cierto volumen de agua en el mismo momento de la medida; si el terreno es poco permeable,se comete un error que no puede ser necesariamente despreciable.

Dentro de los piezómetros existen otros muchos diseños, entre los cuales se menciona el Philips, que consiste en una cabeza sensible que, conectada a una tubería de agua, puede hincarse a presión en suelos suaves. El elemento sensible es una membrana de acero inoxidable, instrumentada con celdas, que sufren una deformación mínina con la presión. La máxima alimentación de agua que se requiere para registrar hasta 3 Kg/cm^2 se ha estimado en centésimo de centímetro cúbico. Las limitaciones de este aparato parecen radicar en la poca duración de la membrana por problemas de corrosión, talvez a causa de tensiones eléctricas provocadas por los diferentes metales que intervienen en su construcción.

Para la instalación de piezómetros en arcilla, el Dr. A. Casagrande ha propuesto un método de diseño e instalación, para medida de presiones neutrales en suelos plásticos.

8.1.1.1. Diseño y Construcción de la Celda Porosa

La celda porosa está constituída por un tubo de 60 cm de longitud, perforado para permitir la entrada del agua. El diámetro interior del tubo puede ser de 2,5 cm. El extremo inferior se sella con hule y el superior se conecta a un tubo sarán de 1,3 cm (1/2 pulgada) de diámetro, con un empaque también sellado con hule, el tubo sarán debe ser de longitud suficiente para que sobresalga en la superficie.

8.1.1.2. Instlación del Piezómetro

1) Se realiza un sondeo adecuado hasta el nivel a explorar siendo recomendable un ademe de 5 cm. de diámetro, la sección inferior del ademe debe ser de 3 cm. de longitud, sin uniones y sin zapata de ataque en su extremo inferior. Los últimos 3 metros de ademe deben hincarse sin recurrir a ningún lavado o inyección de agua. Todo esto asegurará un buen contacto entre el final del ademe y el suelo.

2) El interior del ademe debe lavarse hasta el fondo, reemplazando después toda el agua del lavado por agua limpia; esto se logra invirtiendo el flujo del agua en la bomba de inyección y usando el tubo de inyección como de toma, colo

cándolo algunos centímetros sobre el fondo del sondeo; el ademe debe mantenerse lleno de agua, echando agua clara hasta que toda el agua turbia haya sido extraída.

3) En ese momento el ademe debe elevarse 60 cm.; esto se hará preferentemente con un gato, inmediatamente antes de vaciar la arena. Después de elevarse el ademe se vacía en el pozo arena saturada para llenar el fondo del pozo ya no ademado; una arena lavada y cribada por mallas comprendidas entre la No. 20 y la No. 40 es apropiada para estos usos. El nivel alcanzado por la arena en el pozo podrá verificarse con el apisonador, para tener la seguridad de que no se sobrepasen los 60 cm. indicados.

4) El tubo sarán se conecta a un tubo pequeño, se sumerge la celda porosa en el pozo algunos metros y se aplica un vacío al tanque; así se logra saturar todo el piezómetro con agua proveniente del pozo; cuando en el tanque aparece algo de agua se hace cesar la acción del vacío. Mientras la celda se hace bajar al fondo del pozo debe mantenerse algo de exeso de carga de agua en ella, para asegurar un pequeño flujo hacia afuera durante la colocación. La ubicación definitiva de la celda debe verificarse con el apisonador.

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
BIBLIOTECA

5) Cuando la celda porosa descance sobre la arena en el fondo del pozo, el ademe debe extraerse otros 60 cm., que corresponden a la longitud de la celda. El espacio así formado en torno a la celda debe llenarse vaciando en el pozo más arena saturada, hasta cubrir los 60 cm.

6) Mientras el ademe se extrae otros 30 cm., hasta su posición final, ese espacio debe irse llenando con más arena saturada.

7) Se vacía suficiente arena saturada dentro del ademe, como para llenar el tramo inferior de un metro. Esta arena debe apisonarse dando 10 golpes con el apisonador dejando caer desde una altura de 15 cm. El objeto de esta arena es contrarrestar las presiones de expansión de la bentonita, que se coloca enseguida.

8) Después de haber sido preparada hasta una consistencia ligeramente arriba de su límite plástico, la bentonita debe arrojarse al pozo formando bolas de 1 cm. de diámetro aproximado. Un sello efectivo se forma con cinco capas compactadas, de unos 7 cm. cada una. Entre cada dos capas debe colocarse una capa de 2 cm. de gravilla redondeada de 1 cm. El conjunto de las cinco capas de bentonita compactadas debe tener un espesor de unos 35 - 40 cm., aproximadamente.

9) Sobre el sello de bentonita se deposita otros 60 cm. de arena, bien compactada con el apisonador.

10) Otro sello de bentonita igual al tratado en 8) puede ponerse sobre la capa de arena indicada en 9).

11) Sobre el segundo sello de bentonita se coloca otro metro de arena y el resto del pozo puede quedar abierto o ser tapado con tierra. Finalmente la presión se lee bien sea determinando la altura de agua por medio de un ohmímetro o instalando en el extremo un manómetro.

8.1.2. Inclinómetros

Estos instrumentos sirven para medir tanto desplazamientos laterales como verticales, para cuantificar la magnitud de ellos y determinar con anticipación un estado crítico de la masa en movimiento.

Estos aparatos se instalan para medir las variaciones de la presión en el agua y su evolución como consecuencia de las cargas aplicadas (en terraplenes de prueba, a profundidades variables).

Para medir la compresión de las diferentes capas del terreno se usa el inclinómetro, que, como su nombre lo indica, sirve principalmente

para medir las inclinaciones de una línea originalmente vertical.

Por medio de un inclinómetro pueden medirse los desplazamientos horizontales. Un inclinómetro consta de secciones de tubo unidas mediante acoplamientos. Si se trata de medir movimientos en la cimentación los tubos se introducen en un sondeo. Entre las paredes del inclinómetro y las del tubo se vierte arena con el objeto de que se adapte bien el terreno. Los tubos siguen las deformaciones del terreno, y su inclinación se mide mediante un torpedo que se introduce en su interior.

El torpedo, instrumento medidor, 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.

Como los acoplamientos ceden, estos tubos siguen también los asientos del terreno, de forma que midiendo el nivel de cada sector de tubo es posible conocer los asientos diferenciales del terreno. La precisión de ciertos inclinómetros es del orden de muy pocos milímetros.

Uno de los métodos consiste en un tubo de inclinómetro de 10 cm de diámetro, que se introduce en el terreno y que lleva, varias bombillas

se sitúan en una cuadrícula colocada, en la boca del tubo, mediante una plomada óptica. Cada vez se encien den las bombillas situadas a la misma profundidad para tomar lecturas.

Los desplazamientos laterales de pan tallas se pueden medir, con el empleo de un tubo verti cal de 1 cm. de diámetro en cuyo interior cuelga del muro una plomada. Dentro del tubo, que es accesible, desde referencias fijas colocadas en la pantalla de la línea de plomada, se miden las distancias.

La comprobación del cese de los mo- vimientos a través de una grieta puede hacerse con los puntos de referencia en ambos labios de la grieta y medir la distancia con extensómetros, siendo preciso que estos aprecien hasta la milésima de milímetro.

Dentro de este tipo de instrumentos, uno de los más importantes, constituye el deformíme- tro lateral o inclinómetro, el mismo que consiste de un tubo fragmentado instalado en una perforación, de manera que si el suelo fluye lateralmente, la rigidez del tubo le permite doblegarse. En el interior del tubo existen ruías por las que es posible introducir un instrumento con ruedas laterales que se ciñen a estas guías y se adaptan a la deformación del tubo. Dentro de este instrumento existe un medidor eléctrico que básicamente consiste en un péndulo, que se mantie- ne siempre vertical y que, cuando el aparato sufre in-

clinado, hace diferentes lecturas sobre una resistencia eléctrica, siendo posible hacer las lecturas con precisión de uno o dos minutos de arco en el ángulo de inclinación de la tubería.

En los últimos años, otro tipo de inclinómetro, utilizado frecuentemente, es el torpedo de asentamiento. En este instrumento, el tubo que se hinca en la perforación previa consiste de tramos telescopeables, de manera que cuando el terreno se enjuta, los diferentes tramos de tubos se deslizan unos sobre otros y su longitud aparente varía. Con este aparato se puede medir movimientos relativos verticales del orden de 1 milímetro.

Dentro del manejo de los inclinómetros de deformación lateral, uno de los puntos más delicados, estriba en la necesidad de controlar cuidadosamente los movimientos de las cabezas de los tubos que afloran en el terreno natural. Con frecuencia otro problema que se presenta, es el garantizar una buena continuidad entre el tubo y el suelo, lo cual ha quedado desecha por la perforación previa. El relleno posterior de esta perforación en torno al tubo es un punto en el que reside uno de los secretos para que las lecturas sean de confianza. Dando buenos resultados, la arena cuidadosamente colocada y compactada por capas en torno al tubo. En otras ocasiones es correcto el uso de mortero o de cualquier relleno que se adapte perfectamente a las pare

des de excavación, sin que posea una rigidez excesiva.

Todos los instrumentos que se han desarrollado 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 describió 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 terreplén que se estaba construyendo; en este caso la idea era conocer la posición de cualquier superficie de falla que eventualmente llegara a formarse, lo que se logrará recuperando los tubos tras el deslizamiento y observando su deformación permanente.

Actualmente, el inclinómetro, que tiene un uso más extendido, es el desarrollado por Wilson. Es un dispositivo preciso, compacto y ligero para medir movimientos de tierra de hasta 170 m. de profundidad.

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 ruedillas 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 o 3 m. de longitud; los coples para unir los tramos de tubo suelen ser de 15 o 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 debe acoplarse con uniones de 30 cm., telescópicas, para permitir la acción del inclinómetro.

La unidad sensible 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.

El inclinómetro se hace descender por su tubería empleando todo el equipo auxiliar, 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.

Cuando el sistema sufre desplazamientos laterales, se deforma la tubería especial y se inclina la unidad sensible.

La sensiblidad 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 lo suficientemente flexible para seguir fielmente los movimientos del terreno y, a la vez lo suficientemente fuerte para soportar las maniobras de instalación.

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. 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 instlación.

La tubería del inclinómetro debe colocarse inmediatamente después de perforar el pozo. Puede hacerse introduciendo un acoplamiento de cuatro

tramos en una misma operación, utilizando un tripié 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.

8.1.3. Deformímetros

En la actualidad se utilizan deformímetros para medir desplazamientos laterales cada vez más pequeños, más delgados y alojados en tuberías de menor diámetro. Un deformímetro es un instrumento que sirve para medir deformaciones y para localizar cualquier superficie de falla a lo largo de la cual se deslicen las masas de suelo.

Este 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 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 desplamientos laterales anteriores a cualquier estado de falla por deslizamiento de tierras. Por ello sugieren introducir en el terreno un tubo de plástico con cuatro cintas dispuestas en cruz, tangencialmente al tubo. Cuando este se deforma, las cintas se romperán en las zonas de tracción y el análisis de los datos obtenidos permitirá reconstruir la deformación del tubo. En principio el manejo del instrumento se ve delicado y resulta dudoso el poder medir los desplamientos laterales, aun cuando la precisión del aparato permite situar cualquier ruptura de una cinta con un error no mayor de 15 o 20 cm.

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

8.2. PROBLEMAS DE INSTALACION

Conviene mencionar y comentar, todo un conjunto de problemas comunes a todas las instalaciones instrumentales de la ingeniería, los mismos que se indican seguidamente.

- Es muy frecuente que los instrumentos se entierren en el suelo y permanezcan en él durante mucho tiempo; numerosas veces bajo el nivel freático o sujetos a fluctuaciones del mismo. Limitando o excluyendo toda posibilidad de reemplazo o reparación.

- Los cambios más importantes y de mayor interés, muchas veces, ocurren muy lentamente, tales como, variaciones de temperatura, fluctuaciones del nivel freático. Presentándose serios problemas de interpretación que exigen buen criterio para rechazar lecturas erróneas o discordantes y fijar la atención en los datos esenciales, haciendo a un lado las influencias secundarias.

- Las mediciones en su mayor parte son relativas entre dos puntos; para establecer los movimientos absolutos es necesario contar con referencias fijas confiables.

- Es preciso conocer el comportamiento de estructuras durante la construcción en muchos problemas de instrumentación relacionados con la Mecánica de Suelos, 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 resistentes, robustos 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 o instalación, así como para la adquisición y construcción de los diapositivos auxiliares a que haya lugar.

- Valorar el tiempo en que podrán obtenerse conclusiones preliminares y definitivas, comporándolo con las necesidades de información que hayan sido planteadas, para definir si la oportunidad de la información obtenida es acorde con los requerimientos del caso.

- Estimar los riesgos materiales y humanos a que estarán sujetos hombres y equipos, programando las medidas de protección adecuadas.

- Efectuar un análisis económico, definiendo si el costo de la instrumentación gravitará sobre la obra considerada o si puede repartirse entre varias, tomando en cuenta los beneficios cuantificables que directa o indirectamente vaya a reportar el programa de instrumentación.

La ejecución del programa de pruebas debe efectuarse tomando en cuenta, además de todos los

anteriores, los siguientes puntos específicos:

. El especialista de Mecánica de Suelos, en combinación con el técnico de 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 proveerse la forma definitiva del reporte, incluyendo gráficas y tratamientos auxiliares.

. En general, convendrá tomar dos datos con mayor frecuencia de los que a primera vista parezca necesario, en previsión de que la obra muestre un comportamiento del supuesto.

. Deberá tratarse de tomar en cuenta todos los fenómenos que interfieren o pueden llegar a interferir a las mediciones durante todo el tiempo de su desarrollo. La probabilidad de que ocurran fenómenos ajenos al interés de la prueba, pero que la influencia, nunca debe desecharse. La prevención 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 en cuenta también otros motivos de pérdida de información, como son los extravíos, las equivocaciones en la anotación o en la identificación, fallas en las conexiones.

. 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 deberán 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 ha
ya ocurrido un sismo o se espere la falla.

CAPITULO 9

9. ESTABILIZACION DE LAS TERRAZAS DE LA UNIVERSIDAD TECNICAS PARTICULAR DE LOJA (Ref. 2,3,5,8,12)

Con el objeto de obtener los datos necesarios, del terreno en estudio y realizar los cálculos correspondientes a fin de determinar la estabilidad de estas terrazas, se procedió de la siguiente manera.

9.1. RECOLECCION DE MUESTRAS DE SUELO EN EL TERRENO

9.1.1. Equipo

Barretas, picos y palas (por cuanto la excavación se realizó manualmente).

Fundas de plástico para recolectar las muestras.

Latas o recipientes con tapa para contenido de humedad (se obtuvo su peso vacío antes de salir al terreno).

Flexómetro para localizar las perforaciones.

9.1.2. Procedimiento

9.1.2.1. Se hizo la excavación de seis pozos de 3 m. de profundidad y 60 m. de separación uno del otro de acuerdo a la ubicación en el pla

no No. 1 que se adjunta.

9.1.2.2. Se tomó muestras para el contenido de humedad y el resto de ensayos por cada metro de perforación, para corte directo se tomaron bloques de suelo. Las tapas se colocan en los recipientes de humedad inmediatamente después de obtenida la muestra de forma que se evite la pérdida de humedad. Al regresar al laboratorio, se pesa los recipientes que contienen suelo húmedo, retire las tapas, y coloque las muestras en el horno para secar. Regrese al laboratorio el día siguiente, pese el suelo seco y calcule el contenido de humedad.

9.1.2.3. Además se recolectaron en bolsas cantidades de suelo de aproximadamente 5 Kg. por medtro de profundidad en cada pozo. Estas bolsas deben llevarse al laboratorio, el material suficiente será puesto inmediatamente en una bandeja grande para que se seque al aire y se utilice en el ensayo de la Determinación de los Límites de Atteberg.

9.2. DETERMINACION DEL CONTENIDO DE HUMEDAD

El contenido de humedad viene a ser la cantidad de agua que existe en un suelo expresado como un porcentaje de peso seco de dicho suelo.

9.2.1. Equipo

Balanza con sensibilidad de 0,01 gr

Horno (preferentemente automático y graduable a una temperatura de 110 ± 5°C),

Depósitos para colocar las muestras que deben ser de metal no oxidable y cuyas dimensiones son standar.

9.2.2. Procedimiento

9.2.2.1. Pesar el recipiente, incluyendo su tapa. Identificar y revisar adecuadamente el recipiente. Los recipientes de humedad normalmente pueden ser de diferentes tamaños, siendo los más populares los de 5 cm. de diámetro y 3 cm. de altura.

9.2.2.2. Colocar una muestra representativa de suelo húmedo en el recipiente y determinar el peso del recipiente más el del suelo húmedo. Si el peso se determina inmediatamente, no es necesario colocar la tapa. Si se presenta una demora de 3 a 5 minutos o más, coloque la tapa del recipiente para mantener la humedad en el recipiente.

9.2.2.3. Después de pesar la muestra húmeda más el recipiente, remueva la tapa (es práctica común colocar la tapa debajo del recipiente) y coloque la muestra en el horno por un perfodo de

12 a 16 horas.

9.2.2.4. Cuando la muestra se haya secado hasta mostrar un peso constante, determine el peso del recipiente más el del suelo seco.

Asegúrese de usar la misma balanza para todas las mediciones de peso.

9.2.2.5. Calcule el contenido de humedad W. La diferencia entre el peso de suelo húmedo más el del recipiente y el peso del suelo seco más el del recipiente es el peso de agua Ww que estaba presente en la muestra. La diferencia entre el peso de suelo seco más el del recipiente y el peso del recipiente solo es el peso del suelo Ws.

$$W = \frac{\text{Peso del suelo húmedo-Peso del suelo seco}}{\text{Peso del suelo seco}} \times 100$$

$$W = \frac{\text{Peso del agua}}{\text{Peso suelo seco}} \times 100$$

$$W = \frac{Ww}{Ws} \times 100$$

DETERMINACION DEL CONTENIDO DE HUMEDAD

Proyecto _____ Trabajo No. _____

Localización del proyecto U.T.P.L.

Descripción del suelo _____

Realizado por V.I.C. Fecha de la práctica 1982 - 11 - 02

Fecha de pesaje 1982 - 11 - 03

Prof. 1.0 m.

Perforación No.	1	2	3	4	
Recipiente No. (lata)	1	2	3	4	
Peso de lata + suelo húmedo	95.12	90.82	101.12	90.98	gr.
Peso de lata + suelo seco	80.27	76.53	88.83	78.58	gr.
Peso de lata	14.54	14.42	14.09	14.04	gr.
Peso de suelo seco	65.73	62.11	74.74	64.54	gr.
Peso de agua	14.85	14.29	12.29	12.40	gr.
Contenido de humedad %	22.59	23.01	16.44	19.21	

Prof. 2.0 m.

Perforación No.	1	2	3		
Recipiente No. (lata)	5	6	7		
Peso de lata + suelo húmedo	96.15	84.44	85.99	gr.	
Peso de lata + suelo seco	83.94	64.06	69.63	gr.	
Peso de lata	14.65	14.61	14.43	gr.	
Peso de suelo seco	69.29	49.45	55.20	gr.	
Peso de agua	12.21	20.38	16.36	gr.	
Contenido de humedad %	17.62	41.21	29.64		

DETERMINACION DEL CONTENIDO DE HUMEDAD

Proyecto _____ Trabajo No. _____

Localización del proyecto U.T.P.L.

Descripción del suelo _____

Realizado por V.I.C. Fecha de la práctica 1982 - 11 - 03

Fecha de pesaje 1982 - 11 - 04

Prof. 1.0m Prof. 3.0 m.

Perforación No.	5	3	1	2	
Recipiente No. (lata)	8	9	10	11	
Peso de lata + suelo húmedo	87.90	107.30	105.82	102.08	gr.
Peso de lata + suelo seco	72.76	91.82	99.95	80.71	gr.
Peso de lata	13.70	14.53	14.47	13.64	gr.
Peso de suelo seco	59.06	77.29	85.50	67.07	gr.
Peso de agua	15.14	15.48	5.85	21.37	gr.
Contenido de humedad %	25.63	20.03	6.84	31.86	

Prof. 1.0m Prof. 2.0 m.

Perforación No.	6	5	4		
Recipiente No. (lata)	12	13	14		
Peso de lata + suelo húmedo	77.50	87.45	88.93	gr.	
Peso de lata + suelo seco	62.18	75.32	77.81	gr.	
Peso de lata	14.14	13.90	14.34	gr.	
Peso de suelo seco	48.04	61.42	63.47	gr.	
Peso de agua	15.32	12.13	11.12	gr.	
Contenido de humedad %	31.89	19.75	17.52		

DETERMINACION DEL CONTENIDO DE HUMEDAD

Proyecto _____ Trabajo No. _____

Localización del proyecto U.T.P.L.

Descripción del suelo _____

Realizado por V.I.C. Fecha de la práctica 1982 - 11 - 04

Fecha de pesaje 1982 - 11 - 05

Prof. 2.0m Prof. 3.0 m.

Perforación No.	6	6	5	4	
Recipiente No. (lata)	15	16	17	18	
Peso de lata + suelo húmedo	95.76	96.02	105.12	105.70	gr.
Peso de lata + suelo seco	84.74	80.11	89.75	93.22	gr.
Peso de lata	14.03	14.67	14.57	14.54	gr.
Peso de suelo seco	70.71	65.44	75.18	78.68	gr.
Peso de agua	11.02	15.91	15.37	12.48	gr.
Contenido de humedad %	15.58	24.31	20.44	15.86	

Perforación No.					
Recipiente No. (lata)					
Peso de lata + suelo húmedo					
Peso de lata + suelo seco					
Peso de lata					
Peso de suelo seco					
Peso de agua					
Contenido de humedad %					

9.3. LIMITES LIQUIDO Y PLASTICO DE UN SUELO

El límite líquido es el contenido de humedad para el cual un suelo que es ensayado en un dispositivo reglamentario (Aparato de Casagrande), luego de ser dividido cierra sus dos mitades un una longitud aproximada de media pulgada en razón a aplicarse sobre él, el efecto de 25 golpes producidos sobre la taza en la que se contiene el suelo y que forma parte del dispositivo.

El límite plástico de un suelo es el contenido de humedad expresado como porcentaje del peso del suelo seco para el cual una muestra de suelo comienza a fracturarse cuando se la moldea mediante sucesivos decrecimientos del contenido de humedad en cilindros de 1/8" de diámetro.

9.3.1. Equipo

Aparato de Casagrande para medir el límite líquido; compuesto por la base, la taza de bronce en la que se coloca la muestra y el dispositivo de rotación que permite elevar la taza hasta cierta altura y dejarla caer hasta que golpee sobre la base.

Cortador de muestras (calibrador). Estos cortadores son de dos tipos: uno recto que es el que más comunmente debe usarse en los ensayos para cortar las muestras; y, el otro curvo utilizado especialmente cuando la muestra a ensayarse está formada

por arenas finas limosas, en este caso especial es difícil el corte con el cortador recto.

Bandeja de porcelana para mezclar la muestra de suelo.

Espátula para mezclar la muestra de suelo cuando se le adiciona agua destilada.

Balanza de sensibilidad de 0,01 gr.

Recipientes para contenido de humedad.

Horno automático graduable a una temperatura de 110 ± 5°C.

Tamiz No. 40, fondo y tapa.

Placa de vidrio para hacer el límite plástico.

9.3.2. Procedimiento

9.3.2.1. Límite Líquido

9.3.2.1.1. Se pulveriza una cantidad suficiente de suelo secado al aire (de una muestra de 5 Kg. puesta a secar al aire), para obtener una muestra representativa del material que pasa a través del tamiz No. 40 de alrededor de 250 ± 10 gr. Es necesario asegurarse de botar el remanente retenido en el tamiz pues no es representativo del

suelo que se trajo del terreno. Además se debe asegurar, la destrucción de todos los grumos presentes. No es conveniente secar el suelo al horno para pasarlo a través del tamiz No. 40 pues ésta práctica reduce el valor real de los límites líquido y plástico del suelo.

9.3.2.1.2. A continuación debe verificarse que la altura de la máquina del límite líquido que se utiliza sea exactamente de 1 cm. ($\pm$ 0,1 mm). Para esta operación se utiliza la cabeza en forma de dado de 1 cm. en el extremo superior del cortador de muestras, en mabos tipos de cortadores de muestra existe un volumen cuyo espesor es de 1 cm. y que sirve para realizar la calibración del aparato. La calibración se hace con respecto a la marca de desgaste que se nota en la parte inferior de la cazuela, y no con respecto a la mínima distancia. Si la altura de la caída no se calibra dentro de estos límites, es posible introducir un error de varias unidades en la determinación del contenido de humedad.

9.3.2.1.3. Colocar los 250 gr, de suelo en el recipiente de porcelana, añadir una pequeña cantidad de agua y mezclar cuidadosamente el suelo con la espátula hasta obtener un color uniforme. Una mezcla pobre del conjunto suelo-agua es generalmente causa adicional de error en el ensayo. Cuando el color es uniforme en toda la mezcla y ésta

adquiere una apariencia cremosa, su estado es adecuado en general. Se debe continuar añadiendo pequeñas cantidades de agua y mezclando cada vez hasta obtener una mezcla homogénea. Cuando se encuentre el suelo en un punto de consistencia (pegajosidad) tal que se pueda estimar (o simplemente hacer un esayo de prueba) que tomará alrededor de 50 golpes para cerrar en una longitud de 12,7 mm de ranura, remover alrededor de 20 gr. de esta muestra adecuadamente mezclada del plato en el que se está trabajando para determinación posterior del límite plástico. A continuación se debe añadir un poco más de agua de manera que la consistencia resultante permita un número de golpes para la falla en el rango de 30 a 35.

9.3.2.1.4. Remover la cazuela de bronce del aparato de límite líquido y colocar dentro de la cazuela una pequeña cantidad de suelo hasta la profundidad adecuada para el trabajo de la herramienta ranuradora, bien centrada en la cazuela. A continuación se debe emparejar la superficie de la pasta de suelo cuidadosamente con una espátula, y mediante el uso del cortador de muestras, cortar una ranura clara, recta, que separe completamente la masa de suelo en dos partes. La mayor profundidad del suelo es la pasta deberá ser aproximadamente de 1 cm. igual a la altura de la cabeza del cortador de muestras. Al utilizar el cortador de muestras, se debe mantener firmemente perpendicular a la superficie

de la cazuela, de forma que la profundidad de la ranura sea homogénea en toda su longitud.

Después de hacer la ranura, se coloca rápidamente la cazuela en su sitio del aparato y hacer el conteo de golpes. El mecanismo de rotación se muestra a una velocidad aproximada de 2 golpes por segundo (2 caídas de la taza por segundo). El procedimiento se continúa hasta cuando las dos mitades del suelo ensayado comienzan a unirse en una distancia de aproximadamente 1/2". Anote el número necesario de golpes para producir este efecto.

9.3.2.1.5. Tomar una muestra para medir contenido de humedad (tan grande como sea posible y cerca de los 40 gr.) y colocarla en una lata o recipiente para humedad cuyo peso debió determinarse con anterioridad, y asegurarse que esta muestra corresponda a la zona donde se cerró la ranura. Colocar la tapa del recipiente para contenido de humedad y colocarlo a un lado temporalmente. Remover los restos del suelo de la cazuela y volverlos al recipiente donde se había preparado la muestra. Lavar y limpiar perfectamente la cazuela.

Añadir una pequeña cantidad de agua al recipiente de porcelana de preparación de suelo y mezclar cuidadosamente hasta

obtener una coloración homogénea y consistencia para obtener un número de golpes entre 25 y 30 aproximadamente. Repetir los pasos 9.3.2.1.4. y 9.3.2.1.5. anteriores.

9.3.2.1.6. Repetir la secuencia para dos ensayos adicionales con número de golpes entre 20 y 25 y entre 15 y 20, respectivamente para un total de cuatro determinaciones en el ensayo.

Es necesario que la diferencia entre el número de golpes en cada ensayo individual sea de por lo menos dos y preferiblemente tres para obtener una dispersión adecuada en el gráfico y ojalá una medición en la cual el número de golpes sea muy cercano a 25 golpes. Es preciso asegurarse de limpiar perfectamente la cauzuela de bronce después de cada ensayo y secarla cuidadosamente.

No es aconsejable dejar la muestra de suelo en la cazuela de bronce por un período de tiempo muy largo. Esto podría permitir el desarrollo de adhesión entre el suelo y la cazuela.

9.3.2.1.7. Pesar las cuatro muestras de humedad obtenidas en los diferentes ensayos, remover las tapas, y colocar los recipientes en el horno a 110°C para que se seque durante 12 a 18 horas.

9.3.2.2. Límite Plástico

9.3.2.2.1. Dividir en varios pedazos o porciones pequeñas la muestra de 20 a 30 gr. de suelo que se había separado con anterioridad durante la preparación de la muestra para límite líquido.

9.3.2.2.2. Enrollar el suelo con la mano extendida sobre la placa de vidrio o sobre un pedazo de papel colocado a su vez sobre una superficie lisa, con presión suficiente para moldearlo en forma de cilindro o hilo de diámetro uniforme por la acción de unos 80 a 90 golpes o movimientos de mano por minuto (un golpe igual movimiento hacia adelante y hacia atrás). Cuando el diámetro del hilo o cilindro de suelo llegue a 3 mm. (1/8 pulg) se debe romper en pequeños pedazos, y con ellos moldear nuevamente unas bolas o masas que a su vez vuelvan a enrollarse. El proceso de hacer bolas o masas de suelo y enrollarlas debe continuarse alternativamente hasta cuando el hilo o cilindro de suelo se rompa bajo la presión de enrollamiento y no permite que se le enrolle adicionalmente.

Si el cilindro se desmorona a un diámetro superior a 3 mm, esta condición es satisfactoria para definir el límite plástico si el cilindro se había enrollado con anterioridad hasta más o menos 3 mm. La falla del cilindro se puede definir de la siguiente manera:

1) Simplemente por separación en pequeños pedazos.

2) Por desprendimiento de escamas de forma tubular (cilindros huecos) de dentro hacia fuera del cilindro o hilo de suelo.

3) Pedacitos sólidos en forma de barril de 6 a 8 mm de largo (para arcillas altamente plásticas).

Para producir la falla no es necesario reducir la velocidad de enrollado y/o la presión de la mano cuando se llega a 3 mm de diámetro. Los suelos de muy baja plasticidad son una excepción en este sentido, en estos casos la bola inicial debe ser del orden de 3 mm antes de empezar a enrollar con la mano.

9.3.2.2.3. Luego de producido el agrietamiento de la muestra, esta debe recogerse en su totalidad y proceder a obtener su contenido de humedad. El valor porcentual del contenido de humedad será el límite plástico.

9.3.2.2.4. Pesar el recipiente cubierto, remover su tapa y colocarlo dentro del horno.

9.3.3. Cálculos

Al día siguiente es necesario regresar al laboratorio y pesar todas las muestras secadas

en el horno para poder calcular los contenidos de humedad correspondientes. Dibujar la gráfica de contenido de humedad contra número de golpes resultantes del ensayo de límite líquido en el formato que se presenta con el fin de obtener el valor del límite líquido.

Calcule además el límite plástico y el índice de plasticidad como

$$Ip = LL - LP$$

donde:

Ip = índice de plasticidad
LL = límite líquido
LP = límite plástico

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE BIBLIOTECA

SISTEMA MODIFICADO DE LA "U.S. PUBLIC ROADS ADMINISTRATION" (P.R.) (1945) : CLASIFICACIÓN EN GRUPOS

Clasificación general	Materiales granulares (35 % o menos que pasa por el tamiz N.º 200)			Materiales limo-arcilla (Más del 35 % que pasa por el tamiz N.º 200)			
Clasificación en grupos.....	A - 1	A - 3*	A - 2	A - 4	A - 5	A - 6	A - 7
Análisis granulométrico, % que pasa:							
Tamiz N.º 10							
Tamiz N.º 40	50 máx.	51 mín.					
Tamiz N.º 200	25 máx.	10 máx.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Características de la fracción que pasa por el tamiz N.º 40:							
Límite líquido (%)				40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Indice de plasticidad (%)	6 máx.	NP		10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Indice de grupo			4 máx.	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.
Comportamiento general como cimiento	De excelente a bueno.			De regular a malo.			

PROCEDIMIENTO DE CLASIFICACIÓN: Valiéndose de los resultados de los ensayos indicados, proceder de izquierda a derecha en la tabla hasta encontrar por eliminación el grupo correcto. El primer grupo de la izquierda con el cual cumplen los datos es la clasificación correcta. (*Nota*: Todos los valores de los ensayos se dan en números enteros. Si los resultados vienen expresados en forma decimal, se convertirán al número entero más próximo.)

* La colocación del grupo A-3 delante del A-2 es necesaria, debido al proceso de eliminación de derecha a izquierda, sin que ello indique superioridad del A-3 sobre el A-2.

SISTEMA MODIFICADO DE LA "U.S. PUBLIC ROADS ADMINISTRATION" (P.R.) (1945) : CLASIFICACIÓN EN SUBGRUPOS

Clasificación general	Materiales granulares (35 % o menos que pasa por el tamiz N.º 200*)						Materiales limo-arcilla (más del 35 % que pasa por el tamiz N.º 200*)			
Clasificación en grupos	A - 1		A - 3	A - 2			A - 4	A - 5	A - 6	A - 7
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6 A-2-7				A-7-5 A-7-6
Análisis granulométrico, % que pasa:										
Tamiz N.º 10 *	50 máx.									
Tamiz N.º 40 *	30 máx.	50 máx.	51 mín							
Tamiz N.º 200 *	15 máx.	25 máx.	10 máx	35 máx.	35 máx.	35 máx. 35 máx.	36 mín	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Características de la fracción que pasa por el tamiz N.º 40 *:										
Límite líquido (%)				40 máx.	41 mín	40 máx. 41 mín.	40 máx.	41 mín	40 máx.	41 mín.
Indice de plasticidad (%).....	6 máx.		NP	10 máx	10 máx.	11 mín. 11 mín.	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín. a)
Indice de grupo b).....	0		0	0		4 máx.	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.
Materiales que constituyen fundamentalmente estos grupos.....	Fragmentos de piedra, grava y arena.		Arena fina	Grava y arena limosas o arenosas			Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Comportamiento general como cimiento.	De excelente a bueno.						De regular a malo.			

PROCEDIMIENTO DE CLASIFICACIÓN: Valiéndose de los resultados de los ensayos indicados, proceder de izquierda a derecha en la tabla, hasta encontrar por eliminación el grupo correcto. El primer grupo de la izquierda con el cual cumplan los datos, es la clasificación correcta.

a) El índice de plasticidad del subgrupo A-7-5 es igual o menor que el límite líquido menos 30. El índice de plasticidad del subgrupo A-7-6 es mayor que el límite líquido menos 30.

b) Ver la fórmula para el cálculo del índice de grupo (Fig. 4.3). El índice de grupo se indicará entre paréntesis, después del símbolo del grupo, como por ejemplo: A-2-6 (3), A-4 (5), A-6 (12), A-7-5 (17), etc.

* Los tamices son americanos. Las equivalencias aproximadas con los ingleses son como sigue:

Estados Unidos A.S.T.M. E 11/26	Gran Bretaña B.S. 410
10	8
40	36
200	200

DETERMINACION DE LIMITES DE ATTERBERG

Proyecto _____ Trabajo No. _____

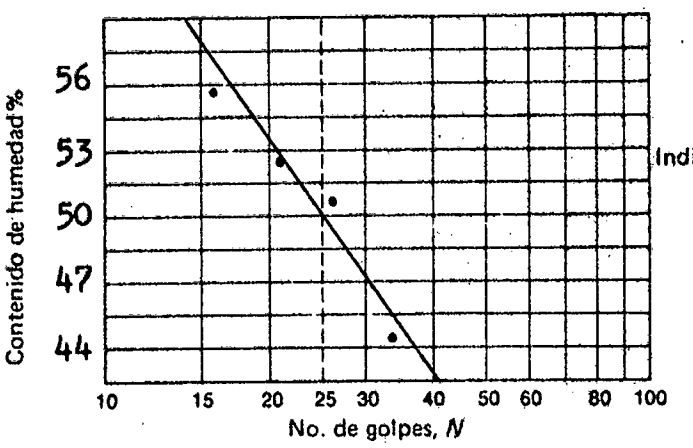
Localización del proyecto U.T.P.L. Perforación No. 1 Muestra No. 1

Descripción del suelo SUCS : MH ó OH ; Sistema BOPR - AASHTO : A-7-5

Profundidad de la muestra 1.00 m. Realizado por V.I.C. Fecha 1982 - 11

Determinación del límite líquido

Lata No.	5	11	12	13		
Peso de suelo húmedo + lata	37.44	39.67	33.42	32.81	gr.	
Peso de suelo seco + lata	32.23	32.88	28.84	28.23	gr.	
Peso de lata	20.56	19.54	20.16	20.05	gr.	
Peso de suelo seco	11.67	13.34	8.68	8.18	gr.	
Peso de agua	5.21	6.79	4.58	4.58	gr.	
Contenido de humedad %	44.64	50.90	52.76	55.99		
Número de golpes, *N*	34	26	21	16		



Indice de flujo F_l = _____

Límite líquido = 50.00

Límite plástico = 31.93

Indice de plasticidad I_p = 18.07

Determinación del límite plástico

Lata No.	15	19		
Peso de suelo húmedo + lata	26.31	26.82	gr.	
Peso de suelo seco + lata	24.77	25.28	gr.	
Peso de lata	19.85	20.55	gr.	
Peso de suelo seco	4.92	4.73	gr.	
Peso de agua	1.54	1.54	gr.	
Contenido de humedad %	31.30	32.56		

DETERMINACION DE LIMITES DE ATTERBERG

Proyecto _____ Trabajo No. _____

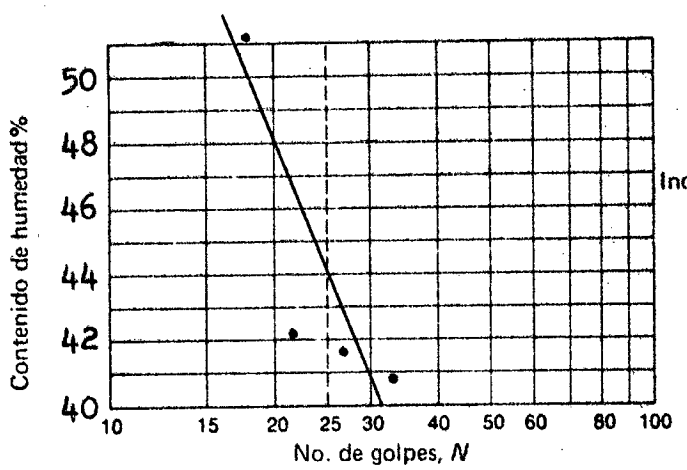
Localización del proyecto U.T.P.L Perforación No. 1 Muestra No. 5

Descripción del suelo SUCS : CL ; Sistema BOPR - AASHTO : A-7-6

Profundidad de la muestra 2.00 m. Realizado por V.I.C. Fecha 1982 - 11

Determinación del límite líquido

Lata No.	4	9	13	8		
Peso de suelo húmedo + lata	38.33	32.99	33.47	34.35	gr.	
Peso de suelo seco + lata	33.02	29.29	29.49	29.40	gr.	
Peso de lata	20.02	20.43	20.05	19.73	gr.	
Peso de suelo seco	13.00	8.86	9.44	9.67	gr.	
Peso de agua	5.31	3.70	3.98	4.95	gr.	
Contenido de humedad %	40.85	41.76	42.16	51.19		
Número de golpes, *N*	33	27	22	18		



Indice de flujo F_i = _____

Límite líquido = 44.00

Límite plástico = 25.62

Indice de plasticidad I_p = 18.38

Determinación del límite plástico

Lata No.	15	19		
Peso de suelo húmedo + lata	30.68	29.06	gr.	
Peso de suelo seco + lata	28.44	27.35	gr.	
Peso de lata	19.85	20.55	gr.	
Peso de suelo seco	8.59	6.80	gr.	
Peso de agua	2.24	1.71	gr.	
Contenido de humedad %	26.08	25.15		

DETERMINACION DE LIMITES DE ATTERBERG

Proyecto _____ Trabajo No. _____

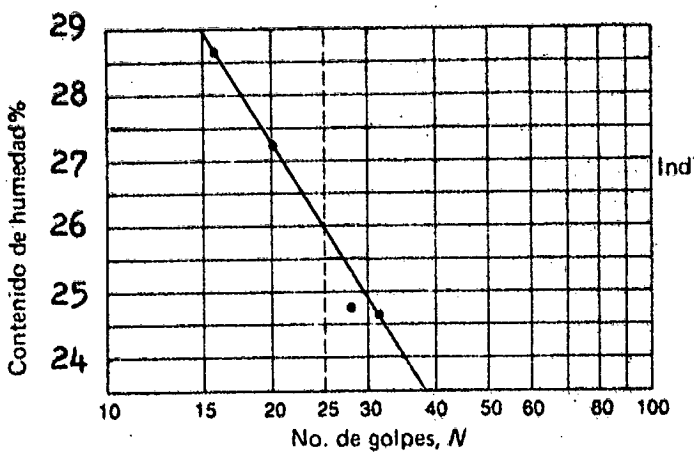
Localización del proyecto U.T.P.L. Perforación No. 1 Muestra No. 10

Descripción del suelo SUCS : ML - CL ; Sistema BOPR - AASHTO : A-4

Profundidad de la muestra 3.00 m. Realizado por V.I.C. Fecha 1982 - 11

Determinación del límite líquido

Lata No.	16	21	24	25		
Peso de suelo húmedo + lata	40.83	43.43	39.04	39.38	gr.	
Peso de suelo seco + lata	36.84	38.74	35.00	35.19	gr.	
Peso de lata	20.66	19.80	20.16	20.58	gr.	
Peso de suelo seco	16.18	18.94	14.84	14.61	gr.	
Peso de agua	3.99	4.69	4.04	4.19	gr.	
Contenido de humedad %	24.66	24.76	27.22	28.67		
Número de golpes, *N*	32	28	20	16		



Indice de flujo F_i = _____

Límite líquido = 26.00

Límite plástico = 19.16

Indice de plasticidad I_p = 6.84

Determinación del límite plástico

Lata No.	26	27		
Peso de suelo húmedo + lata	28.54	28.78	gr.	
Peso de suelo seco + lata	27.27	27.37	gr.	
Peso de lata	20.47	20.19	gr.	
Peso de suelo seco	6.80	7.18	gr.	
Peso de agua	1.27	1.41	gr.	
Contenido de humedad %	18.68	19.63		

DETERMINACION DE LIMITES DE ATTERBERG

Proyecto _____ Trabajo No. _____

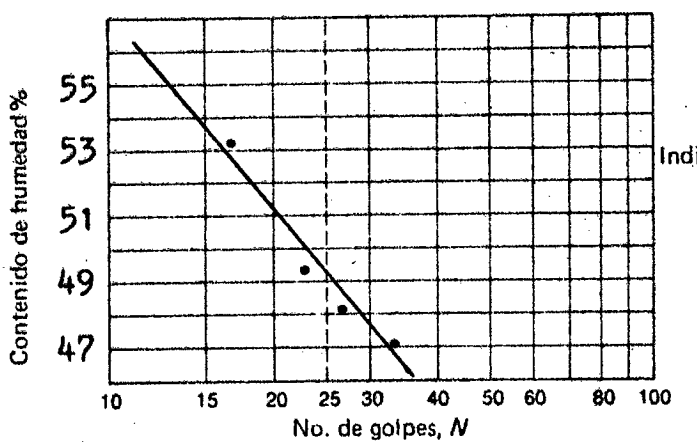
Localización del proyecto U.T.P.L Perforación No. 2 Muestra No. 2

Descripción del suelo SUCS: CL ; Sistema BOPR - AASHTO : A-7-6

Profundidad de la muestra 1.00 m. Realizado por V.I.C. Fecha 1982 - 11

Determinación del límite líquido

Lata No.	1	3	6	20		
Peso de suelo húmedo + lata	35.36	34.92	35.82	35.39	gr.	
Peso de suelo seco + lata	30.55	30.12	30.80	30.17	gr.	
Peso de lata	20.34	20.14	20.64	20.37	gr.	
Peso de suelo seco	10.21	9.98	10.16	9.80	gr.	
Peso de agua	4.81	4.80	5.02	5.22	gr.	
Contenido de humedad %	47.11	48.10	49.41	53.27		
Número de golpes, *N*	34	27	23	17		



Indice de flujo F_i = _____

Límite líquido = 49.30

Límite plástico = 27.05

Indice de plasticidad I_p = 22.25

Determinación del límite plástico

Lata No.	22	23		
Peso de suelo húmedo + lata	25.15	24.04	gr.	
Peso de suelo seco + lata	24.09	23.12	gr.	
Peso de lata	20.17	19.72	gr.	
Peso de suelo seco	3.92	3.40	gr.	
Peso de agua	1.06	0.92	gr.	
Contenido de humedad %	27.04	27.06		

DETERMINACION DE LIMITES DE ATTERBERG

Proyecto _____ Trabajo No. _____

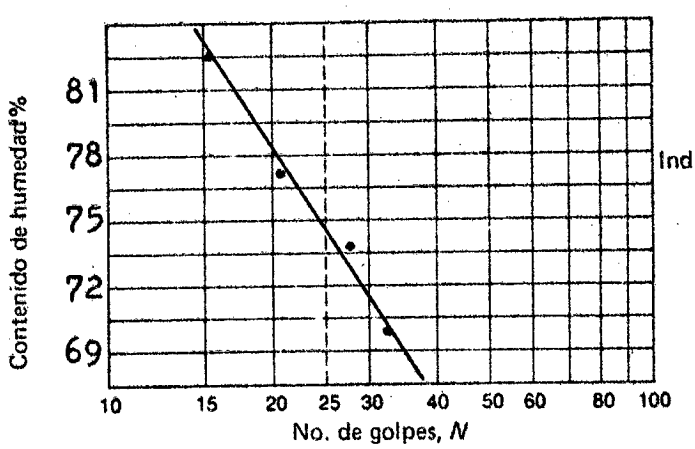
Localización del proyecto U.T.P.L. Perforación No. 2 Muestra No. 6

Descripción del suelo SUCS : MH ó OH ; Sistema BOPR - AASHTO : A-7-5

Profundidad de la muestra 2.00 m. Realizado por V.I.C. Fecha 1982 - 11

Determinación del límite líquido

Lata No.	1	3	6	20		
Peso de suelo húmedo + lata	39.85	36.02	37.20	33.93	gr.	
Peso de suelo seco + lata	31.82	29.39	29.98	27.80	gr.	
Peso de lata	20.34	20.14	20.64	20.37	gr.	
Peso de suelo seco	11.48	9.25	9.34	7.43	gr.	
Peso de agua	8.03	6.63	7.22	6.13	gr.	
Contenido de humedad %	69.95	71.68	77.30	82.50		
Número de golpes, *N*	33	28	21	16		



Indice de flujo F_i = _____

Límite líquido = 74.50

Límite plástico = 39.79

Indice de plasticidad I_p = 34.71

Determinación del límite plástico

Lata No.	22	23		
Peso de suelo húmedo + lata	23.19	23.17	gr.	
Peso de suelo seco + lata	22.32	22.20	gr.	
Peso de lata	20.17	19.72	gr.	
Peso de suelo seco	2.15	2.48	gr.	
Peso de agua	0.87	0.97	gr.	
Contenido de humedad %	40.47	39.11		

DETERMINACION DE LIMITES DE ATTERBERG

Proyecto _____ Trabajo No. _____

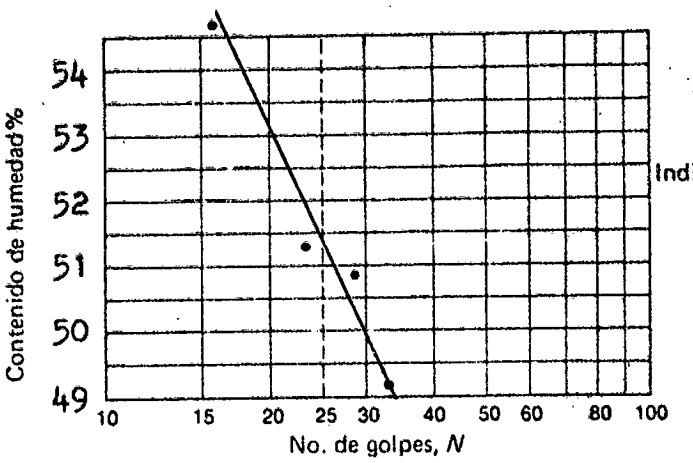
Localización del proyecto U.T.P.L. Perforación No. 2 Muestra No. 11

Descripción del suelo SUCS : MH ó OH ; Sistema BOPR - AASHTO : A-7-5

Profundidad de la muestra 3.00 m. Realizado por V.I.C. Fecha 1982 - 11

Determinación del límite líquido

Lata No.	16	21	24	25		
Peso de suelo húmedo + lata	34.49	33.36	32.61	32.47	gr.	
Peso de suelo seco + lata	29.93	28.79	28.39	28.27	gr.	
Peso de lata	20.66	19.80	20.16	20.58	gr.	
Peso de suelo seco	9.27	8.99	8.23	7.69	gr.	
Peso de agua	4.56	4.57	4.22	4.20	gr.	
Contenido de humedad %	49.19	50.83	51.28	54.62		
Número de golpes, *N*	33	29	23	16		



Indice de flujo F_l = _____

Límite líquido = 51.35

Límite plástico = 30.79

Indice de plasticidad I_p = 20.56

Determinación del límite plástico

Lata No.	26	27		
Peso de suelo húmedo + lata	27.92	27.65	gr.	
Peso de suelo seco + lata	26.14	25.92	gr.	
Peso de lata	20.47	20.19	gr.	
Peso de suelo seco	5.67	5.73	gr.	
Peso de agua	1.78	1.73	gr.	
Contenido de humedad %	31.39	30.19		

DETERMINACION DE LIMITES DE ATTERBERG

Proyecto _____ Trabajo No. _____

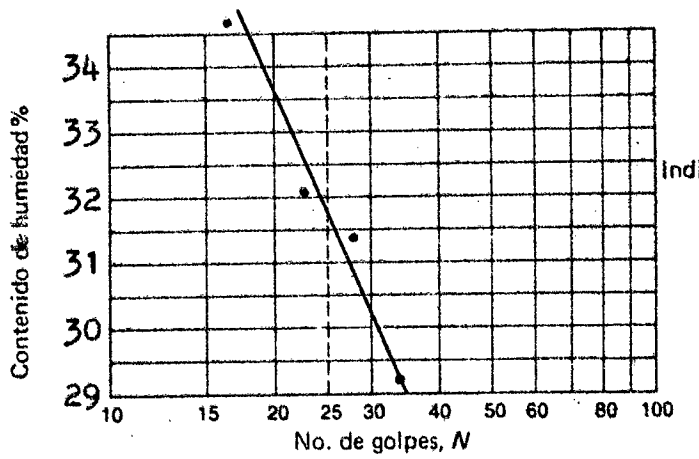
Localización del proyecto U.T.P.L. Perforación No. 3 Muestra No. 3

Descripción del suelo SUCS: CL ; Sistema BOPR - AASHTO : A-6

Profundidad de la muestra 1.00 m. Realizado por V.I.C. Fecha 1982 - 11

Determinación del límite líquido

Lata No.	5	8	9	10		
Peso de suelo húmedo + lata	49.06	33.99	36.74	34.17	gr.	
Peso de suelo seco + lata	42.61	30.58	32.78	30.62	gr.	
Peso de lata	20.56	19.73	20.43	20.39	gr.	
Peso de suelo seco	22.05	10.85	12.35	10.23	gr.	
Peso de agua	6.45	3.41	3.96	3.55	gr.	
Contenido de humedad %	29.25	31.43	32.06	34.70		
Número de golpes, *N*	34	28	23	17		



Indice de flujo F_i = _____

Límite líquido = 31.78

Límite plástico = 19.47

Indice de plasticidad I_p = 12.31

Determinación del límite plástico

Lata No.	13	17		
Peso de suelo húmedo + lata	27.70	29.30	gr.	
Peso de suelo seco + lata	26.45	27.88	gr.	
Peso de lata	20.05	20.56	gr.	
Peso de suelo seco	6.40	7.32	gr.	
Peso de agua	1.25	1.42	gr.	
Contenido de humedad %	19.53	19.40		

DETERMINACION DE LIMITES DE ATTERBERG

Proyecto _____ Trabajo No. _____

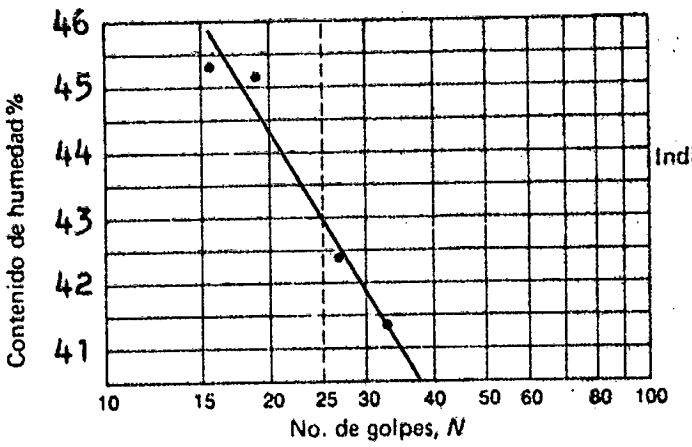
Localización del proyecto U.T.P.L. Perforación No. 3 Muestra No. 7

Descripción del suelo SUCS : OL ó ML ; Sistema BOPR - AASHTO : A-7-6

Profundidad de la muestra 2.00 m. Realizado por V.I.C. Fecha 1982 - 11

Determinación del límite líquido

Lata No.	5	11	12	13		
Peso de suelo húmedo + lata	38.46	36.84	36.26	38.13	gr.	
Peso de suelo seco + lata	33.22	31.69	31.25	32.49	gr.	
Peso de lata	20.56	19.54	20.16	20.05	gr.	
Peso de suelo seco	12.66	12.15	11.09	12.44	gr.	
Peso de agua	5.24	5.15	5.01	5.64	gr.	
Contenido de humedad %	41.39	42.39	45.18	45.34		
Número de golpes, *N*	33	27	19	16		



Indice de flujo F_l = _____

Límite líquido = 43.00

Límite plástico = 27.86

Indice de plasticidad I_p = 15.14

Determinación del límite plástico

Lata No.	15	19		
Peso de suelo húmedo + lata	25.67	26.34	gr.	
Peso de suelo seco + lata	24.40	25.08	gr.	
Peso de lata	19.85	20.55	gr.	
Peso de suelo seco	4.55	4.53	gr.	
Peso de agua	1.27	1.26	gr.	
Contenido de humedad %	27.91	27.81		

DETERMINACION DE LIMITES DE ATTERBERG

Proyecto _____ Trabajo No. _____

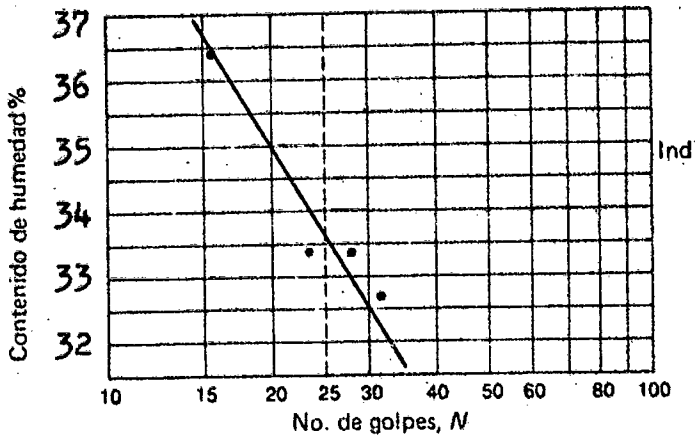
Localización del proyecto U.T.P.L. Perforación No. 3 Muestra No. 9

Descripción del suelo SUCS: CL ; Sistema BOPR - AASHTO: A-6

Profundidad de la muestra 3.00 m. Realizado por V.I.C. Fecha 1982 - 11

Determinación del límite líquido

Lata No.	2	4	8	9		
Peso de suelo húmedo + lata	38.05	37.99	41.47	38.09	gr.	
Peso de suelo seco + lata	33.76	33.49	36.02	33.37	gr.	
Peso de lata	20.64	20.02	19.73	20.43	gr.	
Peso de suelo seco	13.12	13.47	16.29	12.94	gr.	
Peso de agua	4.29	4.50	5.45	4.72	gr.	
Contenido de humedad %	32.70	33.41	33.46	36.48		
Número de golpes, *N*	32	28	23	16		



Indice de flujo F_i = _____

Límite líquido = 33.51

Límite plástico = 22.94

Indice de plasticidad I_p = 10.57

Determinación del límite plástico

Lata No.	10	17		
Peso de suelo húmedo + lata	26.37	27.88	gr.	
Peso de suelo seco + lata	25.25	26.52	gr.	
Peso de lata	20.39	20.56	gr.	
Peso de suelo seco	4.86	5.96	gr.	
Peso de agua	1.12	1.36	gr.	
Contenido de humedad %	23.05	22.82		

UNIVERSIDAD TÉCNICA PARTICULAR DE LOJA
BIBLIOTECA

DETERMINACIÓN DE LIMITES DE ATTERBERG

Proyecto _____ Trabajo No. _____

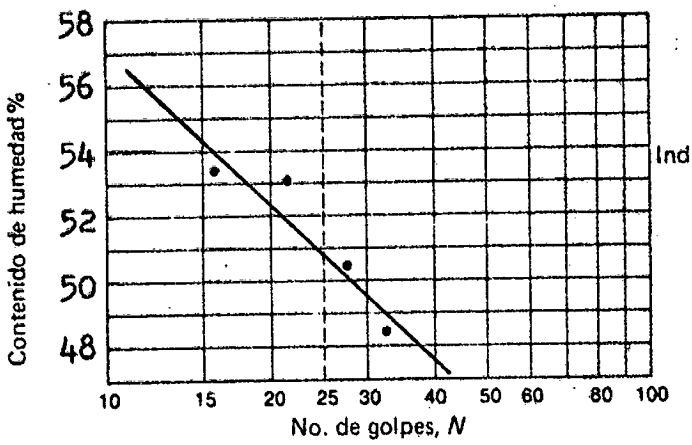
Localización del proyecto U.T.P.L. Perforación No. 4 Muestra No. 4

Descripción del suelo SUCS: CH ; Sistema BOPR - AASHTO: A-7-6

Profundidad de la muestra 1.00 m. Realizado por V.I.C. Fecha 1982 - 11

Determinación del límite líquido

Lata No.	2	5	10	11		
Peso de suelo húmedo + lata	34.72	32.89	32.30	31.51	gr.	
Peso de suelo seco + lata	30.12	28.75	28.17	27.29	gr.	
Peso de lata	20.64	20.56	20.39	19.54	gr.	
Peso de suelo seco	9.48	8.19	7.78	7.75	gr.	
Peso de agua	4.60	4.14	4.13	4.22	gr.	
Contenido de humedad %	48.52	50.55	53.08	54.45		
Número de golpes, *N*	33	28	22	16		



Indice de flujo F_i = _____

Límite líquido = 50.80

Límite plástico = 22.45

Indice de plasticidad I_p = 28.35

Determinación del límite plástico

Lata No.	12	17		
Peso de suelo húmedo + lata	25.03	25.73	gr.	
Peso de suelo seco + lata	24.13	24.79	gr.	
Peso de lata	20.16	20.56	gr.	
Peso de suelo seco	3.97	4.23	gr.	
Peso de agua	0.90	0.94	gr.	
Contenido de humedad %	22.67	22.22		

DETERMINACION DE LIMITES DE ATTERBERG

Proyecto _____ Trabajo No. _____

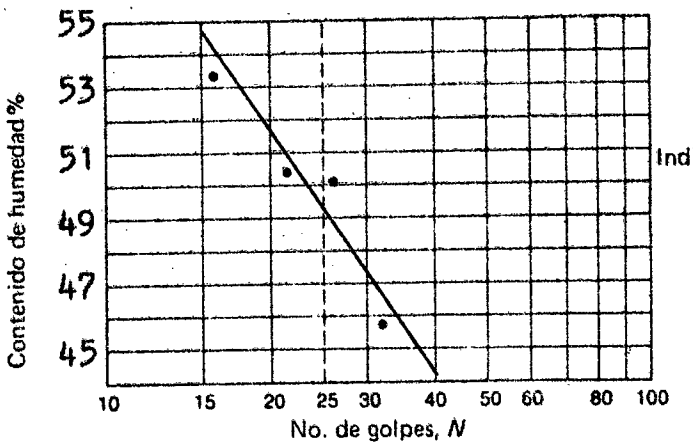
Localización del proyecto U.T.P.L. Perforación No. 4 Muestra No. 14

Descripción del suelo SUCS: CL ; Sistema BOPR - AASHTO: A-7-6

Profundidad de la muestra 2.00 m. Realizado por V.I.C. Fecha 1982 - 11

Determinación del límite líquido

Lata No.	1	3	19	20		
Peso de suelo húmedo + lata	37.14	35.24	38.63	35.58	gr.	
Peso de suelo seco + lata	31.86	30.20	32.56	30.29	gr.	
Peso de lata	20.34	20.14	20.55	20.37	gr.	
Peso de suelo seco	11.52	10.06	12.01	9.92	gr.	
Peso de agua	5.28	5.04	6.07	5.29	gr.	
Contenido de humedad %	45.83	50.10	50.54	53.33		
Número de golpes, *N*	32	26	22	16		



Indice de flujo F_i = _____

Límite líquido = 49.25

Límite plástico = 23.27

Indice de plasticidad I_p = 25.98

Determinación del límite plástico

Lata No.	21	22		
Peso de suelo húmedo + lata	31.77	35.66	gr.	
Peso de suelo seco + lata	29.57	32.66	gr.	
Peso de lata	19.80	20.17	gr.	
Peso de suelo seco	9.77	12.49	gr.	
Peso de agua	2.20	3.00	gr.	
Contenido de humedad %	22.52	24.02		

DETERMINACION DE LIMITES DE ATTERBERG

Proyecto _____ Trabajo No. _____

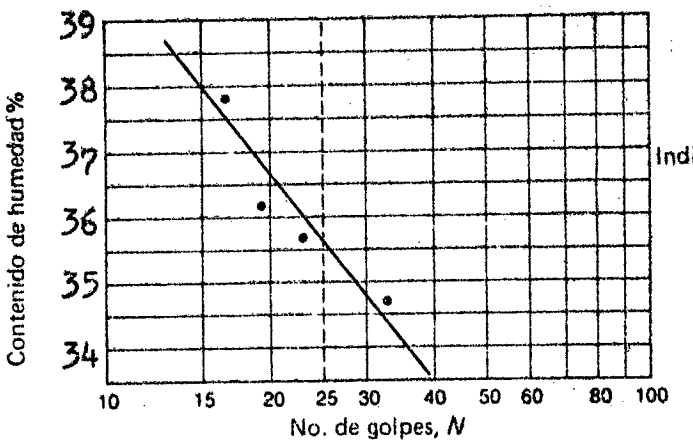
Localización del proyecto U.T.P.L. Perforación No. 4 Muestra No. 18

Descripción del suelo SUCS: CL ; Sistema BOPR - AASHTO: A-6

Profundidad de la muestra 3.00 m. Realizado por V.I.C. Fecha 1982 - 11

Determinación del límite líquido

Lata No.	6	23	24	25		
Peso de suelo húmedo + lata	36.45	37.24	33.85	36.42	gr.	
Peso de suelo seco + lata	32.38	32.63	30.21	32.07	gr.	
Peso de lata	20.64	19.72	20.16	20.58	gr.	
Peso de suelo seco	11.74	12.91	10.05	11.49	gr.	
Peso de agua	4.07	4.61	3.64	4.35	gr.	
Contenido de humedad %	34.67	35.71	36.22	37.86		
Número de golpes, *N*	33	23	19	17		



Indice de flujo F_i = _____

Límite líquido = 35.65

Límite plástico = 19.19

Indice de plasticidad I_p = 16.46

Determinación del límite plástico

Lata No.	26	27		
Peso de suelo húmedo + lata	26.11	25.67	gr.	
Peso de suelo seco + lata	25.20	24.79	gr.	
Peso de lata	20.47	20.19	gr.	
Peso de suelo seco	4.73	4.60	gr.	
Peso de agua	0.91	0.88	gr.	
Contenido de humedad %	19.24	19.13		

DETERMINACION DE LIMITES DE ATTERBERG

Proyecto _____ Trabajo No. _____

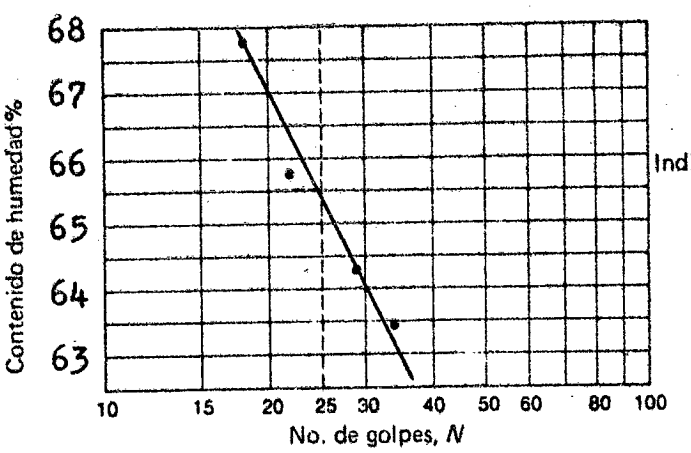
Localización del proyecto U.T.P.L. Perforación No. 5 Muestra No. 8

Descripción del suelo SUCS: CH ; Sistema BOPR - AASHTO: A-7-6

Profundidad de la muestra 1.00 m. Realizado por V.I.C. Fecha 1982 - 11

Determinación del límite líquido

Lata No.	1	3	20	21		
Peso de suelo húmedo + lata	29.92	33.07	31.66	31.83	gr.	
Peso de suelo seco + lata	26.20	28.01	27.18	26.97	gr.	
Peso de lata	20.34	20.14	20.37	19.80	gr.	
Peso de suelo seco	5.86	7.87	6.81	7.17	gr.	
Peso de agua	3.72	5.06	4.48	4.86	gr.	
Contenido de humedad %	63.48	64.29	65.79	67.78		
Número de golpes, *N*	34	29	22	18		



Indice de flujo F_i = _____

Límite líquido = 65.40

Límite plástico = 29.49

Indice de plasticidad I_p = 35.91

Determinación del límite plástico

Lata No.	22	16		
Peso de suelo húmedo + lata	28.34	27.88	gr.	
Peso de suelo seco + lata	26.52	26.20	gr.	
Peso de lata	20.17	20.66	gr.	
Peso de suelo seco	6.35	5.54	gr.	
Peso de agua	1.82	1.68	gr.	
Contenido de humedad %	28.66	30.32		

DETERMINACION DE LIMITES DE ATTERBERG

Proyecto _____ Trabajo No. _____

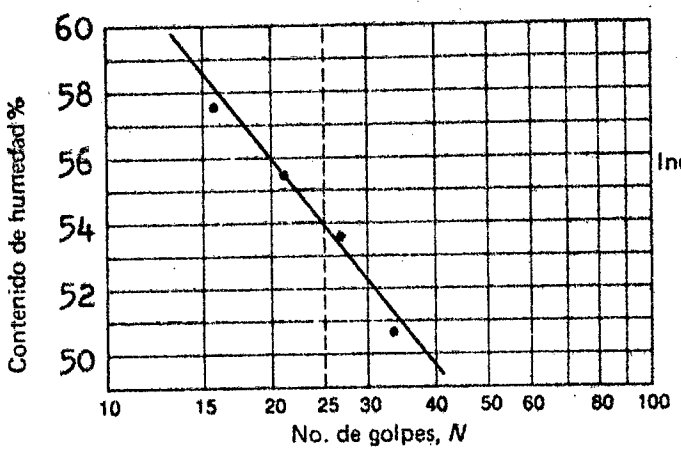
Localización del proyecto U.T.P.L. Perforación No. 5 Muestra No. 13

Descripción del suelo SUCS: CH ; Sistema BOPR - AASHTO: A-7-6

Profundidad de la muestra 2.00 m. Realizado por V.I.C. Fecha 1982 - 11

Determinación del límite líquido

Lata No.	7	14	28	18		
Peso de suelo húmedo + lata	34.91	35.63	30.80	36.28	gr.	
Peso de suelo seco + lata	30.06	30.26	26.82	30.34	gr.	
Peso de lata	20.52	20.26	19.66	20.04	gr.	
Peso de suelo seco	9.54	10.00	7.16	10.30	gr.	
Peso de agua	4.85	5.37	3.98	5.94	gr.	
Contenido de humedad %	50.84	53.70	55.59	57.67		
Número de golpes, *N*	34	27	21	16		



Indice de flujo F_i = _____

Límite líquido = 54.00

Límite plástico = 22.56

Indice de plasticidad I_p = 31.44

Determinación del límite plástico

Lata No.	29	30		
Peso de suelo húmedo + lata	26.72	27.03	gr.	
Peso de suelo seco + lata	25.55	25.90	gr.	
Peso de lata	20.54	20.71	gr.	
Peso de suelo seco	5.01	5.19	gr.	
Peso de agua	1.17	1.13	gr.	
Contenido de humedad %	23.35	21.77		

DETERMINACION DE LIMITES DE ATTERBERG

Proyecto _____ Trabajo No. _____

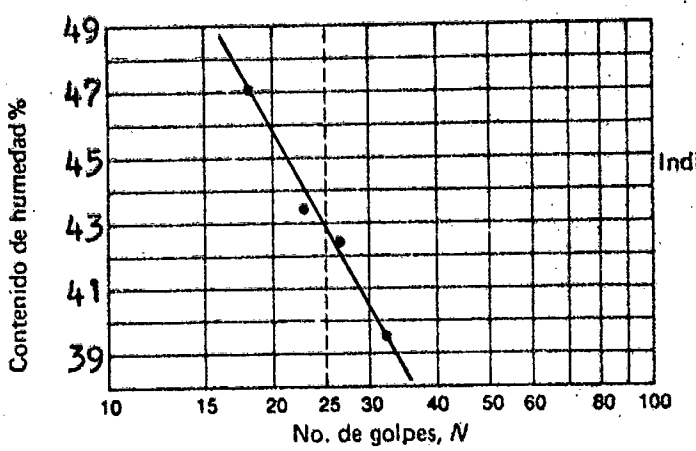
Localización del proyecto U.T.P.L. Perforación No. 5 Muestra No. 12

Descripción del suelo SUCS: CL ; Sistema BOPR - AASHTO: A-7-6

Profundidad de la muestra 3.00 m. Realizado por V.I.C. Fecha 1982 - 11

Determinación del límite líquido

Lata No.	2	4	11	12		
Peso de suelo húmedo + lata	39.14	34.09	33.51	32.45	gr.	
Peso de suelo seco + lata	33.89	29.89	29.27	28.52	gr.	
Peso de lata	20.64	20.02	19.54	20.16	gr.	
Peso de suelo seco	13.25	9.87	9.73	8.36	gr.	
Peso de agua	5.25	4.20	4.24	3.93	gr.	
Contenido de humedad %	39.62	42.55	43.58	47.01		
Número de golpes, *N*	33	27	23	18		



Indice de flujo F_i = _____

Límite líquido = 42.80

Límite plástico = 24.99

Indice de plasticidad I_p = 17.81

Determinación del límite plástico

Lata No.	15	16		
Peso de suelo húmedo + lata	28.09	31.65	gr.	
Peso de suelo seco + lata	26.46	29.43	gr.	
Peso de lata	19.85	20.66	gr.	
Peso de suelo seco	6.61	8.77	gr.	
Peso de agua	1.63	2.22	gr.	
Contenido de humedad %	24.66	25.31		

DETERMINACION DE LIMITES DE ATTERBERG

Proyecto _____ Trabajo No. _____

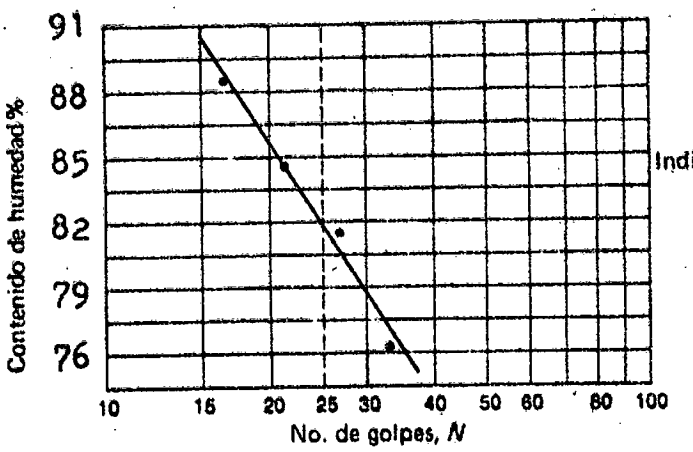
Localización del proyecto U.T.P.L. Perforación No. 6 Muestra No. 12

Descripción del suelo SUCS: CH ; Sistema BOPR - AASHTO: A-7-5

Profundidad de la muestra 1.00 m. Realizado por V.I.C. Fecha 1982 - 11

Determinación del límite líquido

Lata No.	31	32	33	34		
Peso de suelo húmedo + lata	34.51	32.33	32.63	31.72	gr.	
Peso de suelo seco + lata	28.28	27.06	26.71	26.16	gr.	
Peso de lata	20.11	20.60	19.72	19.89	gr.	
Peso de suelo seco	8.17	6.46	6.99	6.27	gr.	
Peso de agua	6.23	5.27	5.92	5.56	gr.	
Contenido de humedad %	76.25	81.58	84.69	88.68		
Número de golpes, *N*	34	27	22	17		



Indice de flujo F_i = _____

Límite líquido = 81.80

Límite plástico = 31.73

Indice de plasticidad I_p = 50.07

Determinación del límite plástico

Lata No.	35	36		
Peso de suelo húmedo + lata	24.66	24.85	gr.	
Peso de suelo seco + lata	23.53	23.71	gr.	
Peso de lata	20.06	20.02	gr.	
Peso de suelo seco	3.47	3.69	gr.	
Peso de agua	1.13	1.14	gr.	
Contenido de humedad %	32.56	30.89		

DETERMINACION DE LIMITES DE ATTERBERG

Proyecto _____ Trabajo No. _____

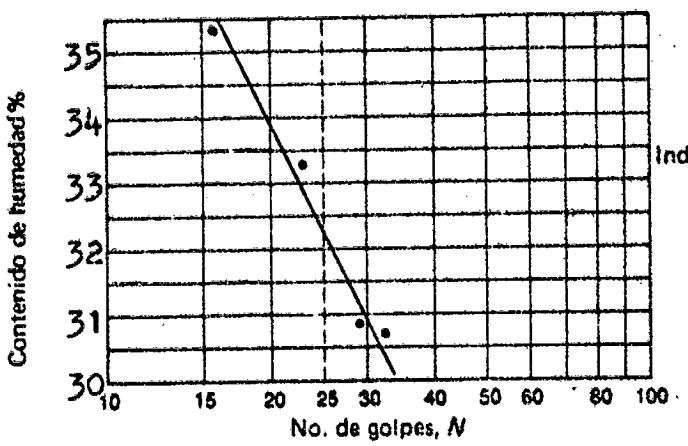
Localización del proyecto U.T.P.L. Perforación No. 6 Muestra No. 15

Descripción del suelo SUCS: CL ; Sistema BOPR - AASHTO: A-6

Profundidad de la muestra 2.00 m. Realizado por V.I.C. Fecha 1982 - 11

Determinación del límite líquido

Lata No.	4	12	2	11		
Peso de suelo húmedo + lata	43.45	41.03	41.45	39.18	gr.	
Peso de suelo seco + lata	37.94	36.10	36.25	34.04	gr.	
Peso de lata	20.02	20.16	20.64	19.54	gr.	
Peso de suelo seco	17.92	15.94	15.61	14.50	gr.	
Peso de agua	5.51	4.93	5.20	5.14	gr.	
Contenido de humedad %	30.75	30.93	33.31	35.45		
Número de golpes, *N*	33	29	23	16		



Indice de flujo F_l = _____

Límite líquido = 32.30

Límite plástico = 19.59

Indice de plasticidad I_p = 12.71

Determinación del límite plástico

Lata No.	15	16		
Peso de suelo húmedo + lata	26.85	30.03	gr.	
Peso de suelo seco + lata	25.70	28.50	gr.	
Peso de lata	19.85	20.66	gr.	
Peso de suelo seco	5.85	7.84	gr.	
Peso de agua	1.15	1.53	gr.	
Contenido de humedad %	19.66	19.52		

DETERMINACION DE LIMITES DE ATTERBERG

Proyecto _____ Trabajo No. _____

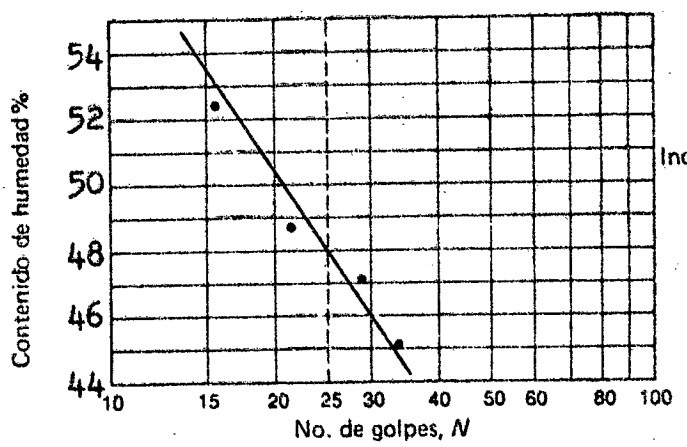
Localización del proyecto U,T.P.L. Perforación No. 6 Muestra No. 16

Descripción del suelo SUCS: CL : Sistema BOPR - AASHTO: A-7-6

Profundidad de la muestra 3.00 m. Realizado por V.I.C. Fecha 1982 - 11

Determinación del límite líquido

Lata No.	30	14	18	28		
Peso de suelo húmedo + lata	36.72	32.85	38.25	37.07	gr.	
Peso de suelo seco + lata	31.74	28.82	32.28	31.08	gr.	
Peso de lata	20.71	20.26	20.04	19.66	gr.	
Peso de suelo seco	11.03	8.56	12.24	11.42	gr.	
Peso de agua	4.98	4.03	5.97	5.99	gr.	
Contenido de humedad %	45.15	47.08	48.77	52.45		
Número de golpes, *N*	34	29	22	16		



Indice de flujo F_i = _____

Límite líquido = 48.00

Límite plástico = 27.56

Indice de plasticidad I_p = 20.44

Determinación del límite plástico

Lata No.	29	7		
Peso de suelo húmedo + lata	24.73	25.26	gr.	
Peso de suelo seco + lata	23.83	24.23	gr.	
Peso de lata	20.54	20.52	gr.	
Peso de suelo seco	3.29	3.71	gr.	
Peso de agua	0.90	1.03	gr.	
Contenido de humedad %	27.36	27.76		

9.4. ANALISIS GRANULOMETRICO - METODO MECANICO

9.4.1. Equipo

Juego de tamices reglamentario, cuyo tamaño máximo 3" y el mínimo No. 200. El juego incluye la tapa y el depósito final.

Vibrador mecánico

Balanzas de sensibilidad:

0.1 gr para muestras de suelo menores o iguales a 500 gr.

1 gr para muestras de suelo mayores a 500 gr.

Cuarteador de muestras

Horno automático graduable a una temperatura de 110 $\pm$ 5°C.

9.4.2. Procedimiento

9.4.2.1. Tomar una muestra representativa de suelo (secada al aire en una bandeja grande por un período mínimo de 24 horas) y proceder al desprendimiento de partículas de suelo fino de las partículas de grano grueso. Luego secar la muestra al horno.

Si la muestra debe lavarse no es necesario pulverizar el suelo, sin embargo, el proceso se agilita considerablemente si con ante-

rioridad se pulveriza el auelo y se hace pasar a través de un tamiz No. 200, descartando la fracción menor.

9.4.2.2. Si la muestra contiene apreciable cantidad de gravas, y muy pocos finos, el lavado se puede omitir y en ese caso seguir el paso 9.4.2.4.

Colocar la muestra sobre el tamiz No. 200 y lavar cuidadosamente el material a través del tamiz utilizando agua común, hasta cuando el agua que pasa a través del tamiz mantenga su transparencia. Es necesario ser muy cuidadoso en este proceso para evitar daños en el tamiz y la pérdida de suelo que eventualmente pueda salpicar fuera del tamiz.

9.4.2.3. Vereter cuidadosamente el residuo, con ayuda del agua, en un recipiente desecador, y permitirle sedimentar por un período de tiempo suficiente hasta lograr que el agua en la parte superficial de la suspensión se vuelva transparente. Botar tanto como se pueda de esta agua transparente, y colocar el recipiente con la suspensión suelo y agua en el horno para secado.

9.4.2.4. Al día siguiente, regresar al laboratorio y pesar el residuo secado al horno.

A continuación hacer pasar la muestra a través de una serie de tamices que varíen

desde los diámetros mayores arriba hasta los diámetros inferiores abajo. Como el objetivo de la práctica es lograr una curva semilogarítmica el porcentaje de material más fino contra el tamaño de las partículas será necesario obtener una distribución razonable de puntos a lo largo del rango potencial de diámetros presentes en la muestra. A continuación se indica la serie de tamices utilizados:

TAMIZ No.	ABERTURA (mm).
Tapa	
3/4"	19,00
3/8"	9,50
4	4,75
10	2,00
30	0,60
50	0,30
100	0,150
200	0,075
Fondo	

9.4.2.5. Colocar la serie de tamices en el vibrador mecánico y tamizar aproximadamente 5 a 10 minutos.

9.4.2.6. Quitar la serie de tamices del vibrador mecánico y obtener el peso del material que quedó retenido en cada tamiz. Sumar estos pesos y comparar el total con el peso total obtenido

en el paso 9.4.2.4.

Esta operación permite detectar cualquier pérdida de suelo durante el proceso de tamizado mecánico. Si se tiene una pérdida de más del 2% con respecto al peso original del residuo se considera que el experimento no es satisfactorio y por consiguiente debe repetirse.

9.4.2.7. Calcular el porcentaje en cada tamiz dividiendo el peso retenido en cada uno de ellos por el peso de la muestra original utilizada en el paso 9.4.2.2. Esto es válido ya que el material que haya pasado a través del tamiz 200 pasaría cualquier otro tamiz por encima del tamiz 200 en la serie.

9.4.2.8. Calcular el porcentaje que pasa comenzando por 100 % y subtraer el porcentaje retenido en cada tamiz como un proceso acumulativo.

9.4.2.9. Hacer la gráfica semilogarítmica del tamaño de la partícula contra el porcentaje más fino utilizando la gráfica que se presenta como formato para este experimento.

ANALISIS GRANULOMETRICO--MECANICO

Proyecto _____ Trabajo No. _____

Localización del proyecto U.T.P.L. Perforación No. 1 Muestra No. 1

Descripción del suelo SM ; A-7-5 Profundidad de la muestra 1.00 m.

Realizado por V.I.C. Fecha de la práctica 1982 - 11 - 10

Tamaño de la Muestra de Suelo (ASTM D1140-54)

Diámetro nominal de la partícula mayor	Peso mínimo aproximado de muestra, g
Tamiz No. 10	200
Tamiz No. 4	500
3/4 pulg.	1500

Peso de la muestra seca+recipiente	740.20 gr.
Peso del recipiente	355.00 gr.
Peso de la muestra seca, W_s	385.20 gr.

Lavado: 1451.30 gr.

1451.30 - 385.20 = 1066.10 gr. Lavado

Análisis por tamizado y forma de granos

Tamiz No.	Diam. (mm)	Peso retenido	% retenido	% que pase
3"	75.00	-----	-----	-----
1-1/2"	37.50	-----	-----	-----
3/4"	19.00	-----	-----	-----
3/8"	9.50	57.40	3.96	96.04
4	4.75	69.40	4.78	91.26
10	2.00	83.20	5.73	85.53
30	0.60	87.00	5.99	79.54
50	0.30	0.40	0.03	79.51
100	0.150	62.60	4.31	75.20
200	0.075	21.60	1.49	73.71
Fondo		2.70	0.19	73.52
		Σ=384.30 gr.	(385.20gr.)	

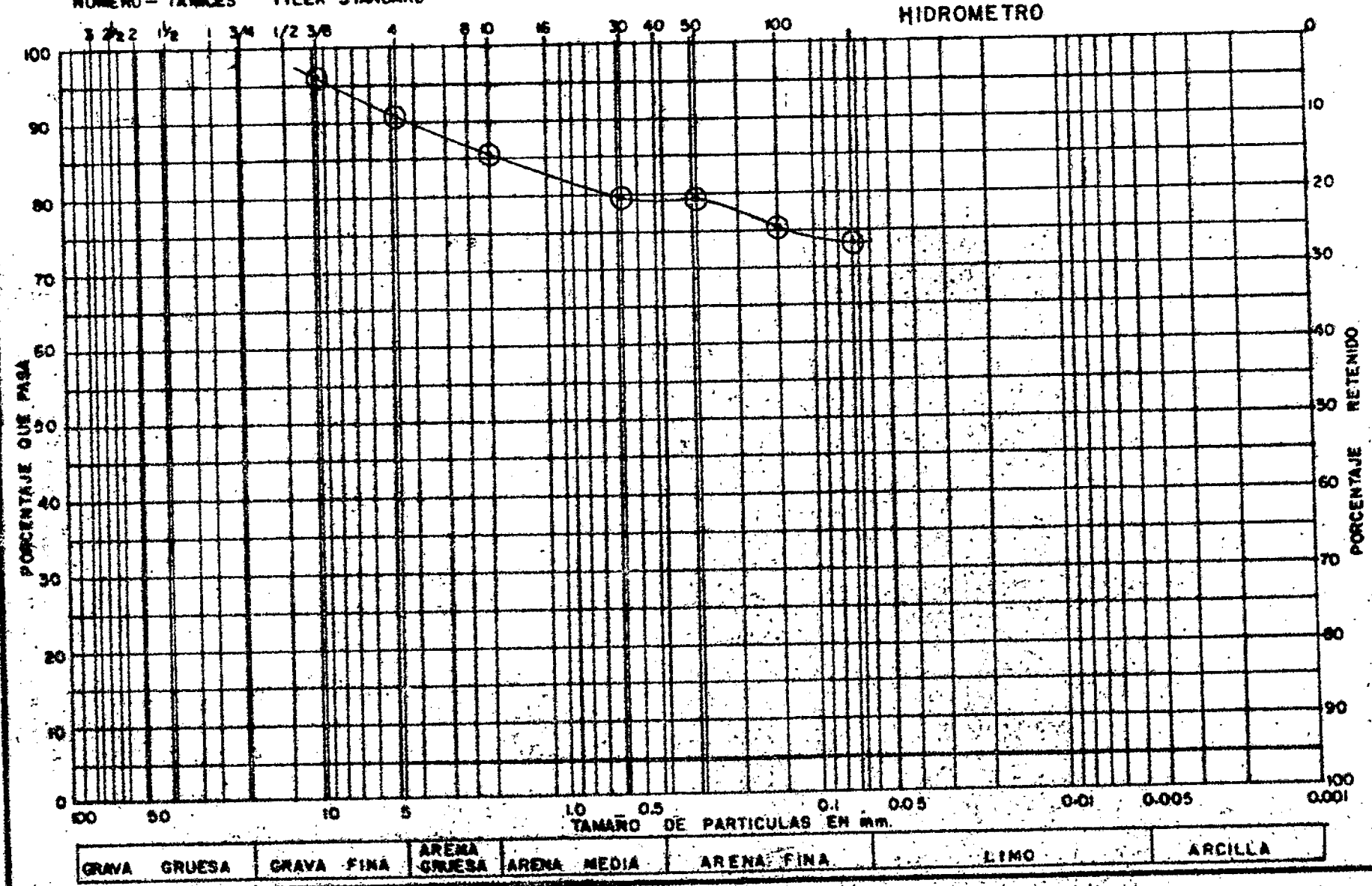
% que pasa = 100 – Σ % retenido.

Universidad Técnica Particular de Loja
INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PROYECTO Análisis por Tamisado
OBRA
LOCALIZACION U.T.P.L.
ENSAYO Nº 1 PERFORACION 1

CURVA GRANULOMETRICA

OPERADOR CALCULO REVISO FECHA 1982 - 11 - 10 PROF. 1.00 m.



D_{10} = ———

D_{30} = ———

D_{60} = ———

$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ = ———

$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}}$ = ———

GRAVA = ——— %

TOTAL ARENA = ——— %

FINOS = ——— %

OBSERVACIONES ———

ANÁLISIS GRANULOMETRICO--MECANICO

Proyecto _____ Trabajo No. _____

Localización del proyecto U.T.P.L. Perforación No. 1 Muestra No. 10

Descripción del suelo SM - SC ; A-4 Profundidad de la muestra 3.00 m.

Realizado por V.I.C. Fecha de la práctica 1982 - 11 - 10

Tamaño de la Muestra de Suelo (ASTM D1140-64)

Diámetro nominal de la partícula mayor	Peso mínimo aproximado de muestra, g
Tamiz No. 10	200
Tamiz No. 4	500
3/4 pulg.	1500

Peso de la muestra seca+recipiente	1421.40 gr.
Peso del recipiente	355.00 gr.
Peso de la muestra seca, W_s	1066.40 gr.

Lavado: 2018.30 gr.

2018.30 - 1066.40 = 951.90 gr. Lavado

Análisis por tamizado y forma de granos

Tamiz No.	Diam. (mm)	Peso retenido	% retenido	% que pasa
3"	75.00	-----	-----	-----
1-1/2"	37.50	-----	-----	-----
3/4"	19.00	136.70	6.77	93.23
3/8"	9.50	149.50	7.41	85.82
4	4.75	165.10	8.18	77.64
10	2.00	127.10	6.30	71.34
30	0.60	105.90	5.25	66.09
50	0.30	12.60	0.62	65.47
100	0.150	203.50	10.08	55.39
200	0.075	139.80	6.93	48.46
Fondo		22.90	1.13	47.33
		Σ =1063.10gr.	(1066.40gr.)	

% que pasa = 100 − Σ % retenido.

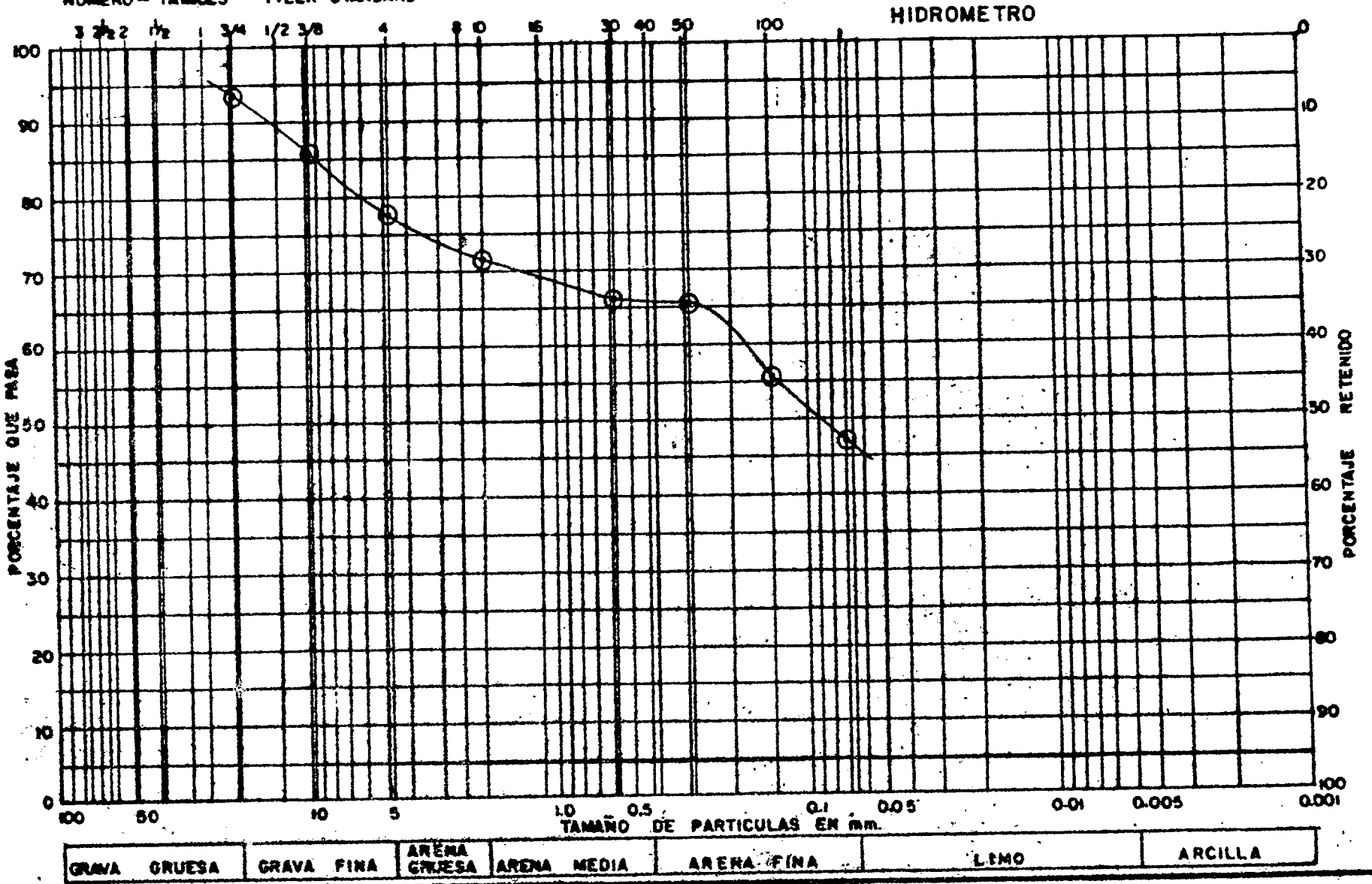
Universidad Técnica Particular de Loja
INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PROYECTO Análisis por Tamizado
OBRA
LOCALIZACION U.T.P.L.
ENSAYO Nº 2 PERFORACION 1
PROF. 3.00 m.

CURVA GRANULOMETRICA

OPERADOR CALCULO REVISO FECHA 1982 - 11 - 10

NUMERO – TAMICES TYLER STANDARD



D_{10} = ———

D_{30} = ———

D_{60} = ———

$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ = ———

$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}}$ = ———

GRAVA = ——— %

TOTAL ARENA = ——— %

FINOS = ——— %

OBSERVACIONES ———

ANALISIS GRANULOMETRICO–MECANICO

Proyecto _____ Trabajo No. _____

Localización del proyecto U.T.P.L. Perforación No. 4 Muestra No. 18

Descripción del suelo SC ; A-6 Profundidad de la muestra 3.00 m.

Realizado por V.I.C. Fecha de la práctica 1982 - 11 1 10

Tamaño de la Muestra de Suelo (ASTM D1140-54)

Diámetro nominal de la partícula mayor	Peso mínimo aproximado de muestra, g
Tamiz No. 10	200
Tamiz No. 4	500
3/4 pulg.	1500

Peso de la muestra seca+recipiente	775.40 gr.
Peso del recipiente	355.00 gr.
Peso de la muestra seca, W_s	420.40 gr.

Lavado: 1706.40 gr.

1706.40 - 420.40 = 1286.00gr. Lavado

Análisis por tamizado y forma de granos

Tamiz No.	Diam. (mm)	Peso retenido	% retenido	% que pasa
3"	75.00	-----	-----	-----
1-1/2"	37.50	-----	-----	-----
3/4"	19.00	26.90	1.58	98.42
3/8"	9.50	48.80	2.86	95.56
4	4.75	51.00	2.99	92.57
10	2.00	47.50	2.78	89.79
30	0.60	49.20	2.88	86.91
50	0.30	4.90	0.29	86.62
100	0.150	123.60	7.24	79.38
200	0.075	65.70	3.85	75.53
Fondo		2.30	0.13	74.43
		Σ=419.90gr.	(420.40gr.)	

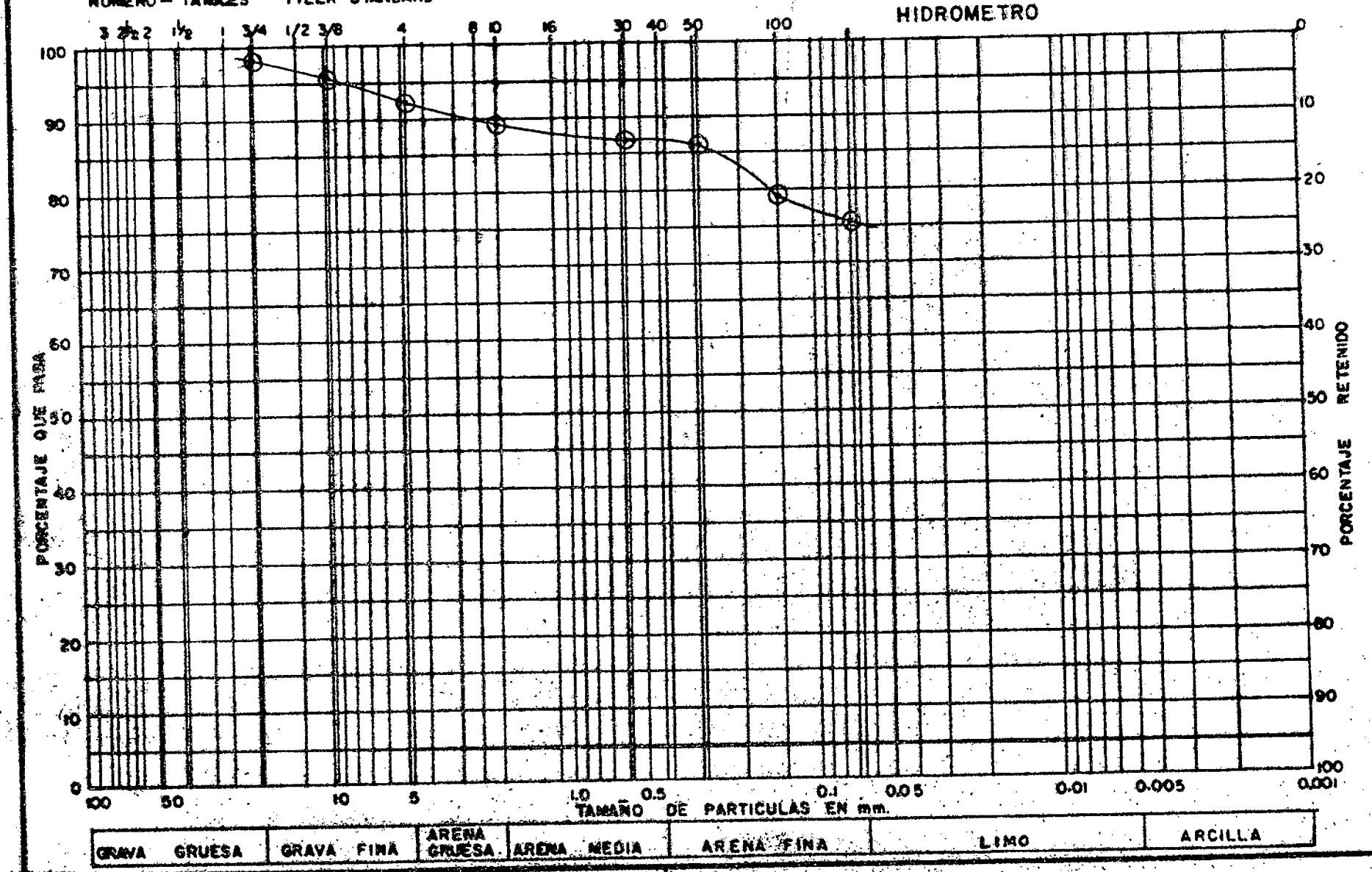
% que pasa = 100 – Σ % retenido.

Universidad Técnica Particular de Loja
INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PROYECTO Análisis por Tamizado
OBRA U.T.P.L.
LOCALIZACION
ENSAYO Nº 3 PERFORACION 4

CURVA GRANULOMETRICA

OPERADOR CALCULO REVISO FECHA 1982 - 11 - 10 PROF. 3.00 m.



D_{10} = ———

D_{30} = ———

D_{60} = ———

$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ = ———

$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}}$ = ———

GRAVA = ——— %

TOTAL ARENA = ——— %

FINOS = ——— %

OBSERVACIONES ———

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA BIBLIOTECA

9.5. ENSAYO DE CORTE DIRECTO

9.5.1. Equipo

Aparato de Corte Directo

Espátula y cuchillo para moldear muestras

Nivel pequeño

9.5.2. Procedimiento para Suelo Cohesivo

9.5.2.1. Moldear cuidadosamente tres o cuatro muestras al mismo tamaño tomadas de una muestra de bloque grande, o de una muestra de tubo o de cualquier otro tipo de fuente. Utilizar un anillo cortante de manera que el tamaño pueda ser controlado bastante aproximadamente. Cualquier muestra con un peso apreciablemente diferente de las otras debe descartarse y en su lugar moldear otra muestra.

9.5.2.2. Retroceder la separación y el agarre de los tornillos guía en la parte superior de la caja de corte y ensamblar las dos partes. Asegurarse de que las piedras porosas están saturadas a menos que se vaya a ensayar un suelo seco.

Medir las dimensiones de la caja de corte para calcular el área de la muestra.

9.5.2.3. Colocar cuidadosamente la muestra dentro de la caja de corte. La muestra debe ajustar perfectamente en la caja y llenarla hasta cerca de 5 mm de la parte superior de la caja de corte.

Colocar el bloque o pistón de carga en su sitio sobre el suelo, la carga normal Pv y ajustar el deformímetro de carátula vertical.

9.5.2.4. Separar cuidadosamente las mitades de la caja de corte dejando una pequeña separación apenas mayor que el tamaño de la partícula más grande presente en el suelo, retroceder los tornillos de separación y empalmar la cabeza de carga en su sitio utilizando los tornillos fijos para tal propósito.

Asegurarse de que la carga normal refleje la fuerza normal más el peso del bloque de carga y la mitad superior de la caja de corte.

9.5.2.5. Acoplar el deformímetro de deformación cortante, fijar en cero tanto el deformímetro horizontal como el vertical.

9.5.2.6. Comenzar la carga horizontal (cortante) y tomar lecturas del deformímetro de carga, desplazamiento de corte y desplazamientos verticales (de cambio de volumen). Si el ensayo se hace a deformación unitaria controlada tomar estas

lecturas a desplazamientos horizontales de 5, 10 y cada 10 ó 20 unidades de deformímetro de desplazamiento horizontal.

Utilizar una tasa de deformación unitaria del orden de 0,5 a no más de 2 mm/min. No utilizar tasas de deformación unitaria demasiado altas, ya que es posible que la carga pico de corte esté entre dos lecturas. La tasa de deformación unitaria debería ser tal que la muestra "falle" en 5 a 10 min.

9.5.3. Cálculos

Los siguientes cálculos son aplicables a suelos cohesivos.

9.5.3.1. Calcular el esfuerzo normal nominal como:

$$\sigma n = \frac{Pv}{A}$$

donde: A = Area de la sección transversal de la muestra del suelo en la caja de corte

Pv = carga total normal incluído el peso del bloque de carga y la mitad superior de la caja de corte.

9.5.3.2. Calcular el esfuerzo cortante con el mayor valor de la fuerza cortante horizontal Ph última como:

$$\tau = \frac{Ph\ (último)}{A}$$

9.5.3.3. Dibujar el valor del esfuerzo cortante τ contra σn para el ensayo. Trazar una línea recta a través de los puntos dibujados. Asegurarse de usar la misma escala tanto para la ordenada (τ) como para la abscisa. Obtener el intercepto de cohesión (si existe) con el eje ordenado y medir la pendiente para obtener el ángulo de fricción interno.

NOTA: **Usar un valor diferente de Pv para cada ensayo (se sugiere doblar la carga exterior, como en el presente caso, 1, 2, 4 Kg. más el peso del bloque o pistón de carga para los tres ensayos).**

ENSAYO DE CORTE DIRECTO (Cohesivos, No cohesivos)

Proyecto ______ Trabajo No. ______

Localización del proyecto U.T.P.L. Perforación No. 1 Muestra No. 5

Descripción del suelo CL Profundidad de la muestra 2.00 m.

Realizado por V.I.C. Fecha de la práctica 1982 - 11

Estado del suelo (húmedo, seco). Muestra de suelo (inalterada, alterada).

Datos para obtener la densidad de la muestra si no es inalterada

Peso inicial recipiente + suelo = ______
Peso final recipiente + suelo = ______
Peso de suelo usado = 128.78 gr.

Datos para el contenido de humedad
Peso suelo húmedo + lata = ______
Peso suelo seco + lata = ______
Peso de la lata = ______
Peso del agua = ______
Peso del suelo seco = ______
Contenido de humedad, w % = ______

Datos de la muestra para corte
Dimensiones de la muestra:
Diam. o lado = 6.31 cm.
Altura = 2.54 cm.
Area = 31.27 cm^2.
Vol. = 79.43 cm^3.

Densidad : $\gamma_{húmedo}$ = ______

γ_{seco} = 1.62 gr./cm^3.

Carga normal Pv = 9.61 Kg.

Esfuerzo normal σ_n = 0.31 Kg./cm^2.

Velocidad de carga = 0.50 mm /min

Constante del anillo de carga = 0.18018018 Kg /div.

1 Kg.	mm. Lectura del deformímetro vertical x 0.01	Desplazamiento vertical ΔV ( )	mm. Lectura del deformímetro horizontal x 0.01	Desplazamiento horizontal ( )	Area corregida A'	Deformímetro de carga	Fuerza de corte horizontal ( )	Esfuerzo cortante τ, kPa
	0	0	0	0	---	0	0	0
	+ 1.0		5			20		
	+ 1.2		10			27		
	+ 1.8		20			25		
	+ 2.0		40			45		
	+ 3.6		60			88		
	+ 4.9		80			100		
	+ 5.5		100			91		
	+ 6.4		120			86		
	+ 6.9		140			81		
	+ 7.0		[illegible]			79		
	+ 9.9		180			75		
	+12.0		200			74		

ENSAYO DE CORTE DIRECTO (Cohesivos, No cohesivos)

Proyecto _____ Trabajo No. _____

Localización del proyecto U.T.P.L. Perforación No. 1 Muestra No. 5

Descripción del suelo CL Profundidad de la muestra 2.00 m.

Realizado por V.I.C. Fecha de la práctica 1982 - 11

Estado del suelo (húmedo, seco). Muestra de suelo (inalterada, alterada).

Datos para obtener la densidad de la muestra si no es inalterada

Peso inicial recipiente + suelo = _____
Peso final recipiente + suelo = _____
Peso de suelo usado = 131.76 gr.

Datos para el contenido de humedad

Peso suelo húmedo + lata = _____
Peso suelo seco + lata = _____
Peso de la lata = _____
Peso del agua = _____
Peso del suelo seco = _____
Contenido de humedad, w % = _____

Datos de la muestra para corte

Dimensiones de la muestra:
Diam. o lado = 6.31 cm.
Altura = 2.54 cm.
Area = 31.27 cm^2
Vol. = 79.43 cm^3

Densidad : $\gamma_{húmedo}$ = _____

γ_{seco} = 1.66 gr./cm^3

Carga normal Pv = 17.63 Kg.

Esfuerzo normal σ_n = 0.56 Kg./cm^2

Velocidad de carga = 0.50 mm. /min

Constante del anillo de carga = 0.18018018 Kg. /div.

2 Kg.	mm. Lectura del deformímetro vertical x0.01	Desplazamiento vertical ΔV ( )	mm. Lectura del deformímetro horizontal x0.01	Desplazamiento horizontal ( )	Area corregida A'	Deformímetro de carga	Fuerza de corte horizontal ( )	Esfuerzo cortante T, kPa
	0	0	0	0	---	0	0	0
	+ 0.0		5			30		
	+ 0.0		10			29		
	+ 0.0		20			31		
	+ 0.0		40			42		
	+ 0.0		60			60		
	+ 0.0		80			84		
	+ 0.0		100			95		
	- 2.0		120			106		
	- 4.5		140			113		
	- 7.5		160			119		
	-10.0		180			121		
	-12.0		200			126		
	-13.0		220			131		
	-15.0		240			132		
	-17.0		260			132		
	-21.0		280			133		
	-24.5		300			135		
	-28.0		320			136		
	-30.0		340			134		
	-33.0		360			131		

ENSAYO DE CORTE DIRECTO (Cohesivos, No cohesivos)

Proyecto _____ Trabajo No. _____

Localización del proyecto U.T.P.L. Perforación No. 1 Muestra No. 5

Descripción del suelo CL Profundidad de la muestra 2.00 m.

Realizado por V.I.C. Fecha de la práctica 1982 - 11

Estado del suelo (húmedo, seco). Muestra de suelo (inalterada, alterada).

Datos para obtener la densidad de la muestra si no es inalterada

Peso inicial recipiente + suelo = _____

Peso final recipiente + suelo = _____

Peso de suelo usado = 119.50 gr.

Datos para el contenido de humedad

Peso suelo húmedo + lata = _____

Peso suelo seco + lata = _____

Peso de la lata = _____

Peso del agua = _____

Peso del suelo seco = _____

Contenido de humedad, w % = _____

Datos de la muestra para corte

Dimensiones de la muestra:

Diam. o lado = 6.31 cm.

Altura = 2.54 cm.

Area = 31.27 cm^2.

Vol. = 79.43 cm^3.

Densidad : $\gamma_{húmedo}$ = _____

γ_{seco} = 1.50 gr./cm^3.

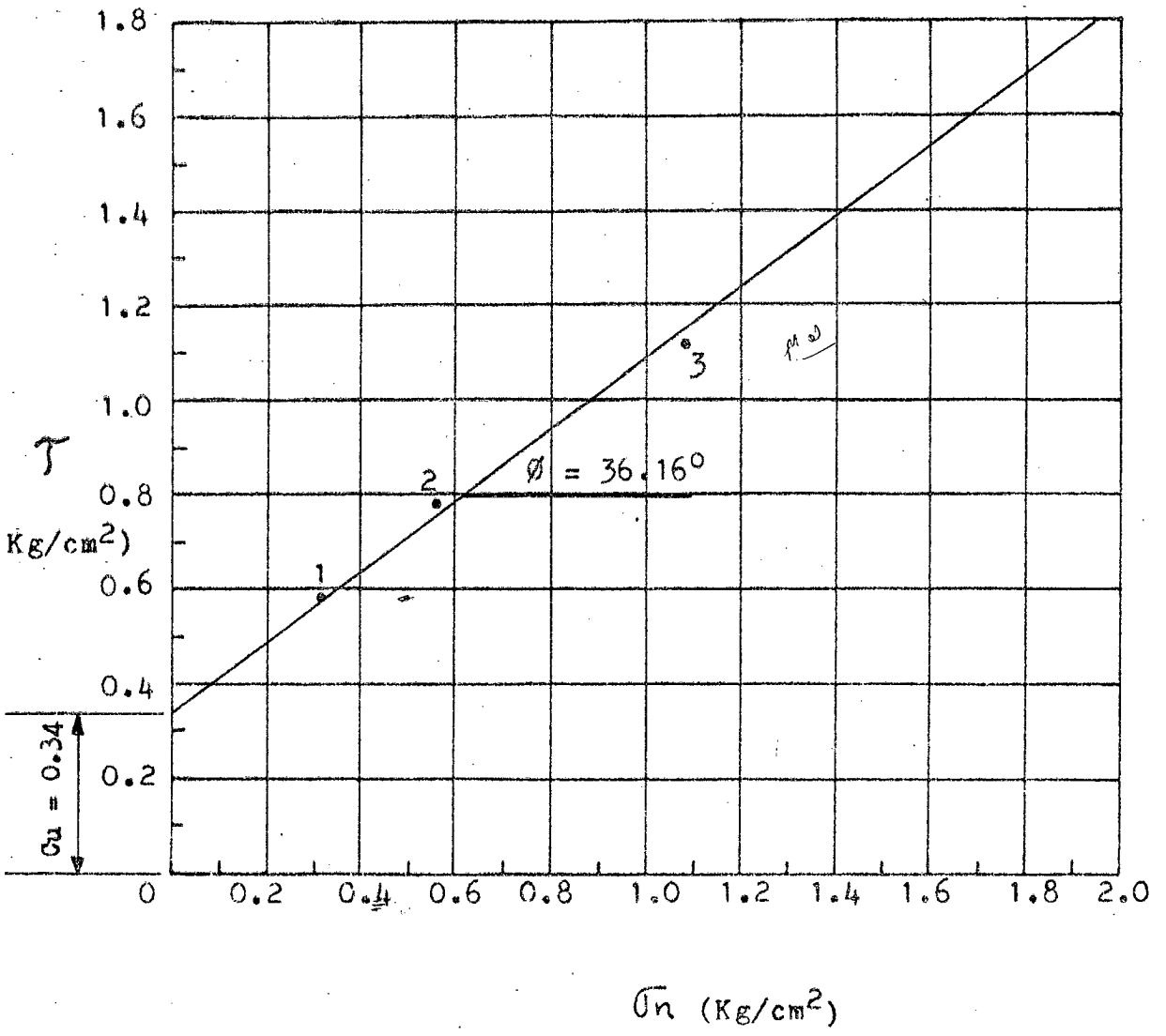
Carga normal Pv = 33.69 Kg.

Esfuerzo normal σ_n = 1.08 Kg./cm^2.

Velocidad de carga = 0.50 mm. /min

Constante del anillo de carga = 0.18018018 Kg. /div.

4 Kg.	mm. Lectura del deformímetro vertical x 0.01	Desplazamiento vertical ΔV ( )	mm. Lectura del deformímetro horizontal x 0.01	Desplazamiento horizontal ( )	Area corregida A'	Deformímetro de carga	Fuerza de corte horizontal ( )	Esfuerzo cortante T, kPa
	0	0	0	0	---	0	0	0
	+ 0.0		5		35			
	+ 0.0		10		51			
	+ 0.0		20		71			
	- 1.5		40		95			
	- 2.0		60		115			
	- 3.5		80		131			
	- 5.5		100		155			
	- 6.0		120		164			
	- 7.0		140		179			
	- 9.5		160		196			
	-10.0		180		208			
	-10.0		200		218			
	-10.0		220		227			
	-10.5		240		228			
	-12.0		260		227			
	-12.0		280		226			
	-12.0		300		225			



$$\tau = \frac{Ph}{A} = \frac{100\ (0.18018)}{31.27} = 0.58\ Kg./cm^2.$$

$$\sigma n = \frac{Pv}{A} = \frac{9.61}{31.27} = 0.31\ Kg./cm^2.$$

1 Kg.

$$\tau = \frac{136\ (0.18018)}{31.27} = 078\ Kg./cm^2.$$

$$\sigma n = \frac{17.63}{31.27} = 0.56\ Kg./cm^2.$$

2 Kg.

$$\tau = \frac{228\ (0.18018)}{31.27} = 1.31\ Kg./cm^2.$$

$$\sigma n = \frac{33.69}{31.27} = 1.08\ Kg./cm^2.$$

3 Kg.

ENSAYO DE CORTE DIRECTO (Cohesivos, No cohesivos)

Proyecto _____ Trabajo No. _____

Localización del proyecto U.T.P.L. Perforación No. 2 Muestra No. 6

Descripción del suelo MH ó OH Profundidad de la muestra 2.00 m.

Realizado por V.I.C. Fecha de la práctica 1982 - 11

Estado del suelo (húmedo, seco). Muestra de suelo (inalterada, alterada).

Datos para obtener la densidad de la muestra si no es inalterada

Peso inicial recipiente + suelo = _____
Peso final recipiente + suelo = _____
Peso de suelo usado = 132.53 gr.

Datos para el contenido de humedad

Peso suelo húmedo + lata = _____
Peso suelo seco + lata = _____
Peso de la lata = _____
Peso del agua = _____
Peso del suelo seco = _____
Contenido de humedad, w % = _____

Datos de la muestra para corte

Dimensiones de la muestra:
Diam. o lado = 6.31 cm.
Altura = 2.54 cm.
Area = 31.27 cm^2.
Vol. = 79.43 cm^3.

Densidad : $\gamma_{húmedo}$ = _____

γ_{seco} = 1.73 gr./cm^3.

Carga normal Pv = 9.61 Kg.

Esfuerzo normal σ_n = 0.31 Kg./cm^2.

Velocidad de carga = 0.50 mm. /min

Constante del anillo de carga = 0.18018018 Kg. /div.

1 Kg.	mm. Lectura del deformímetro vertical x 0.01	Desplazamiento vertical ΔV ( )	mm. Lectura del deformímetro horizontal x 0.01	Desplazamiento horizontal ( )	Area corregida A'	Deformímetro de carga	Fuerza de corte horizontal ( )	Esfuerzo cortante T, kPa
	0	0	0	0	---	0	0	0
	+ 0.5		5			30		
	+ 0.5		10			42		
	+ 0.6		20			59		
	+ 1.1		40			89		
	+ 2.8		60			110		
	+ 2.5		80			125		
	+ 7.5		100			135		
	+ 10.0		120			143		
	+15.0		140			148		
	+17.5		160			147		
	+19.5		180			142		
	+21.5		200			133		

ENSAYO DE CORTE DIRECTO (Cohesivos, No cohesivos)

Proyecto _____ Trabajo No. _____

Localización del proyecto U.T.P.L. Perforación No. 2 Muestra No. 6

Descripción del suelo MH 6 OH Profundidad de la muestra 2.00 m.

Realizado por V.I.C. Fecha de la práctica 1982 - 11

Estado del suelo (húmedo, seco). Muestra de suelo (inalterada, alterada).

Datos para obtener la densidad de la muestra si no es inalterada

Peso inicial recipiente + suelo = _____

Peso final recipiente + suelo = _____

Peso de suelo usado = 135.05 gr.

Datos para el contenido de humedad

Peso suelo húmedo + lata = _____

Peso suelo seco + lata = _____

Peso de la lata = _____

Peso del agua = _____

Peso del suelo seco = _____

Contenido de humedad, w % = _____

Datos de la muestra para corte

Dimensiones de la muestra:

Diam. o lado = 6.31 cm.

Altura = 2.54 cm.

Area = 31.27 cm^2

Vol. = 79.43 cm^3

Densidad : $\gamma_{húmedo}$ = _____

γ_{seco} = 1.70 gr./cm^3.

Carga normal Pv = 17.63 Kg.

Esfuerzo normal σ_n = 0.56 Kg./cm^2.

Velocidad de carga = 0.50 mm. /min

Constante del anillo de carga = 0.18018018 Kg. /div.

2 Kg.	mm. Lectura del deformímetro vertical x 0.01	Desplazamiento vertical ΔV ( )	mm. Lectura del deformímetro horizontal x 0.01	Desplazamiento horizontal ( )	Area corregida A'	Deformímetro de carga	Fuerza de corte horizontal ( )	Esfuerzo cortante T, kPa
	0	0	0	0	---	0	0	0
	+ 0.0		5			38		
	+ 0.0		10			47		
	+ 0.0		20			62		
	- 2.0		40			82		
	- 3.5		60			97		
	- 5.5		80			110		
	- 7.2		100			121		
	- 8.5		120			132		
	-10.0		140			142		
	-11.5		160			150		
	-12.2		180			151		
	-12.2		200			146		

ENSAYO DE CORTE DIRECTO (Cohesivos, No cohesivos)

Proyecto _____ Trabajo No. _____

Localización del proyecto U.T.P.L. Perforación No. 2 Muestra No. 6

Descripción del suelo MH ó OH Profundidad de la muestra 2.00 m.

Realizado por V.I.C. Fecha de la práctica 1982 - 11

Estado del suelo (húmedo, seco). Muestra de suelo (inalterada, alterada).

Datos para obtener la densidad de la muestra si no es inalterada

Peso inicial recipiente + suelo = _____

Peso final recipiente + suelo = _____

Peso de suelo usado = 130.90 gr.

Datos para el contenido de humedad

Peso suelo húmedo + lata = _____

Peso suelo seco + lata = _____

Peso de la lata = _____

Peso del agua = _____

Peso del suelo seco = _____

Contenido de humedad, w % = _____

Datos de la muestra para corte

Dimensiones de la muestra:

Diam. o lado = 6.31 cm.

Altura = 2.54 cm.

Area = 31.27 cm^2.

Vol. = 79.43 cm^3.

Densidad : $\gamma_{húmedo}$ = _____

γ_{seco} = 1.65 gr./cm^3.

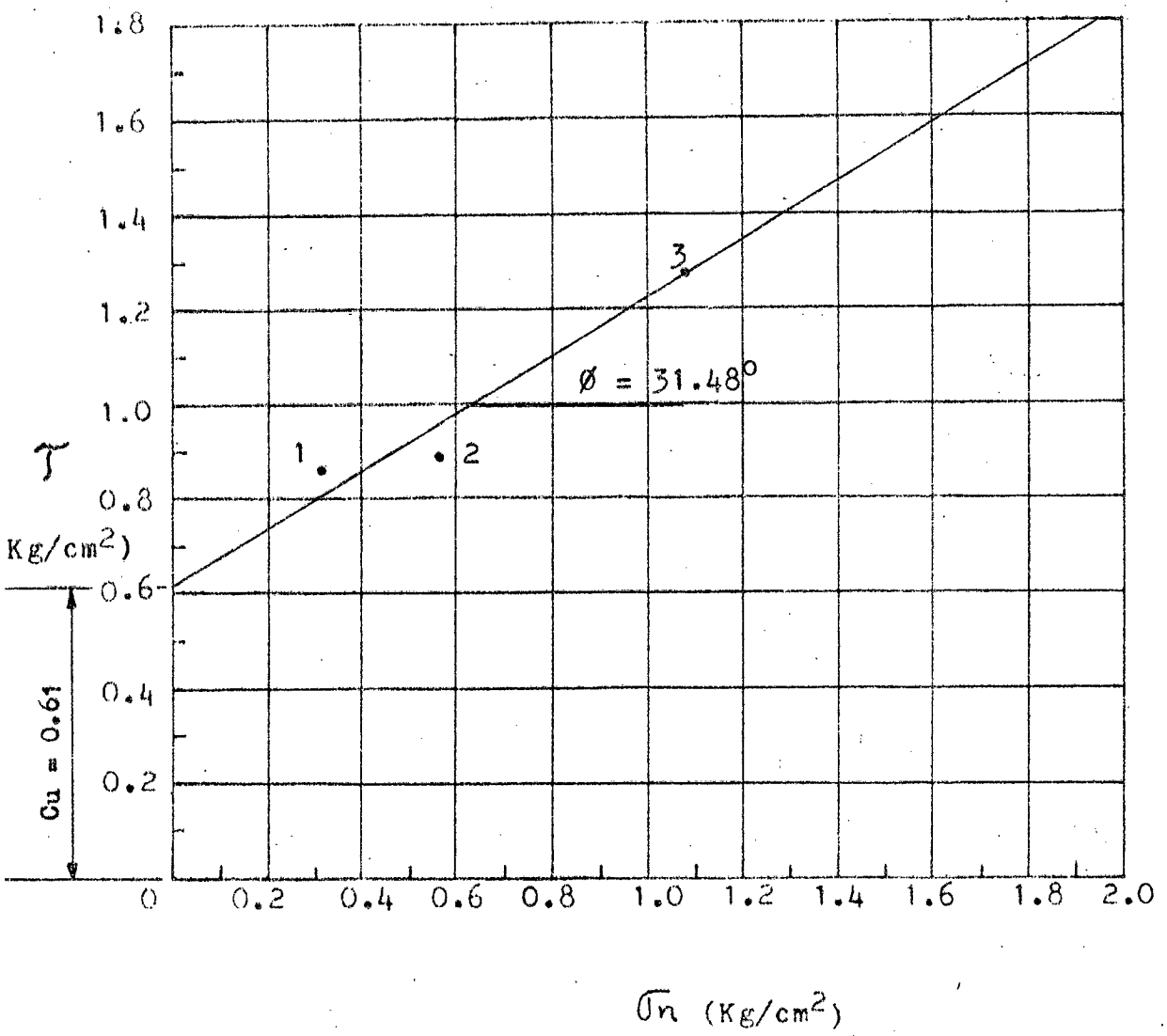
Carga normal Pv = 33.69 Kg.

Esfuerzo normal σ_n = 1.08 Kg./cm^2.

Velocidad de carga = 0.50 mm. /min

Constante del anillo de carga = 0.18018018 Kg. /div.

4 Kg.	mm. Lectura del deformímetro vertical x 0.01	Desplazamiento vertical ΔV ( )	mm. Lectura del deformímetro horizontal x 0.01	Desplazamiento horizontal ( )	Area corregida A'	Deformímetro de carga	Fuerza de corte horizontal ( )	Esfuerzo cortante T, kPa
	0	0	0	0	---	0	0	0
	+ 0.8		5			43		
	+ 0.8		10			59		
	+ 0.8		20			81		
	+ 0.8		40			110		
	- 1.2		60			130		
	- 1.2		80			151		
	- 2.0		100			170		
	- 2.0		120			174		
	- 2.0		140			195		
	- 3.0		160			205		
	- 3.0		180			211		
	- 3.0		200			218		
	- 3.0		220			220		
	- 3.0		240			218		
	- 3.0		260			216		
	- 3.0		280			213		



$$\tau = \frac{148\ (0.18018)}{31.27} = 0.85\ \text{Kg./cm}^2.$$

$$\sigma n = \frac{9.61}{31.27} = 0.31\ \text{Kg./cm}^2.$$

$$\tau = \frac{151\ (0.18018)}{31.27} = 0.87\ \text{Kg./cm}^2.$$

$$\sigma n = \frac{17.63}{31.27} = 0.56\ \text{Kg./cm}^2.$$

$$\tau = \frac{220\ (0.18018)}{31.27} = 1.27\ \text{Kg./cm}^2.$$

$$\sigma n = \frac{33.69}{31.27} = 1.08\ \text{Kg./cm}^2.$$

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA BIBLIOTECA

ENSAYO DE CORTE DIRECTO (Cohesivos, No cohesivos)

Proyecto _____ Trabajo No. _____

Localización del proyecto U.T.P.L. Perforación No. 3 Muestra No. 7

Descripción del suelo OL ó ML Profundidad de la muestra 2.00 m.

Realizado por V.I.C. Fecha de la práctica 1982 - 11

Estado del suelo (húmedo, seco). Muestra de suelo (inalterada, alterada).

Datos para obtener la densidad de la muestra si no es inalterada

Peso inicial recipiente + suelo = _____

Peso final recipiente + suelo = _____

Peso de suelo usado = 149.31 gr.

Datos para el contenido de humedad

Peso suelo húmedo + lata = _____

Peso suelo seco + lata = _____

Peso de la lata = _____

Peso del agua = _____

Peso del suelo seco = _____

Contenido de humedad, w % = _____

Datos de la muestra para corte

Dimensiones de la muestra:

Diam. o lado = 6.31 cm.

Altura = 2.54 cm.

Area = 31.27 cm^2

Vol. = 79.43 cm^3

Densidad : $\gamma_{húmedo}$ = _____

γ_{seco} = 1.88 gr./cm^3.

Carga normal Pv = 9.61 Kg.

Esfuerzo normal σ_n = 0.31 Kg./cm^2.

Velocidad de carga = 0.50 mm. /min

Constante del anillo de carga = 0.18018018 Kg. /div.

1 Kg.	mm. Lectura del deformímetro vertical x 0.01	Desplazamiento vertical ΔV ( )	mm. Lectura del deformímetro horizontal x 0.01	Desplazamiento horizontal ( )	Area corregida A'	Deformímetro de carga	Fuerza de corte horizontal ( )	Esfuerzo cortante T, kPa
	0	0	0	0	---	0	0	0
	+ 0.5		5			25		
	+ 0.5		10			35		
	+ 0.5		20			43		
	+ 0.5		40			56		
	+ 0.5		60			70		
	+ 0.5		80			79		
	+ 1.8		100			93		
	+ 3.0		120			105		
	+ 5.0		140			115		
	+ 8.0		160			123		
	+11.0		180			130		
	+16.0		200			134		
	+19.0		220			136		
	+21.0		240			138		
	+21.0		260			139		

ENSAYO DE CORTE DIRECTO (Cohesivos, No cohesivos)

Proyecto _____ Trabajo No. _____

Localización del proyecto U.T.P.L. Perforación No. 3 Muestra No. 7

Descripción del suelo OL & ML Profundidad de la muestra 2.00 m.

Realizado por V.I.C. Fecha de la práctica 1982 - 11

Estado del suelo (húmedo, seco). Muestra de suelo (inalterada, alterada).

Datos para obtener la densidad de la muestra si no es inalterada

Peso inicial recipiente + suelo = _____
Peso final recipiente + suelo = _____
Peso de suelo usado = 139.98 gr.

Datos de la muestra para corte

Dimensiones de la muestra:
Diam. o lado = 6.31 cm.
Altura = 2.54 cm.
Area = 31.27 cm^2
Vol. = 79.43 cm^3
Densidad : $\gamma_{húmedo}$ = _____

Datos para el contenido de humedad

Peso suelo húmedo + lata = _____
Peso suelo seco + lata = _____
Peso de la lata = _____
Peso del agua = _____
Peso del suelo seco = _____
Contenido de humedad, w % = _____

γ_{seco} = 1.76 gr./cm^3.

Carga normal Pv = 17.63 Kg.

Esfuerzo normal σ_n = 0.56 Kg./cm^2.

Velocidad de carga = 0.50 mm. /min

Constante del anillo de carga = 0.18018018 Kg./div.

2 Kg.	mm. Lectura del deformímetro vertical x 0.01	Desplazamiento vertical ΔV ( )	mm. Lectura del deformímetro horizontal x 0.01	Desplazamiento horizontal ( )	Area corregida A'	Deformímetro de carga	Fuerza de corte horizontal ( )	Esfuerzo cortante T, kPa
	0	0	0	0	----	0	0	0
	+ 1.0		5			31		
	+ 1.5		10			34		
	+ 2.0		20			41		
	+ 2.0		40			68		
	+ 2.0		60			84		
	+ 2.0		80			97		
	+2.0		100			107		
	+ 2.0		120			116		
	+ 2.0		140			120		
	+ 2.0		160			123		
	+ 2.0		180			122		
	+ 2.0		200			122		

ENSAYO DE CORTE DIRECTO (Cohesivos, No cohesivos)

Proyecto _____ Trabajo No. _____

Localización del proyecto U.T.P.L. Perforación No. 3 Muestra No. 7

Descripción del suelo OL & ML Profundidad de la muestra 2.00 m.

Realizado por V.I.C. Fecha de la práctica 1982 - 11

Estado del suelo (húmedo, seco). Muestra de suelo (inalterada, alterada).

Datos para obtener la densidad de la muestra si no es inalterada

Peso inicial recipiente + suelo = _____

Peso final recipiente + suelo = _____

Peso de suelo usado = 132.81 gr.

Datos de la muestra para corte

Dimensiones de la muestra:

Diam. o lado = 6.31 cm.

Altura = 2.54 cm.

Area = 31.27 cm^2.

Vol. = 79.43 cm^3.

Densidad : $\gamma_{húmedo}$ = _____

Datos para el contenido de humedad

Peso suelo húmedo + lata = _____

Peso suelo seco + lata = _____

Peso de la lata = _____

Peso del agua = _____

Peso del suelo seco = _____

Contenido de humedad, w % = _____

γ_{seco} = 1.67 gr./cm^3.

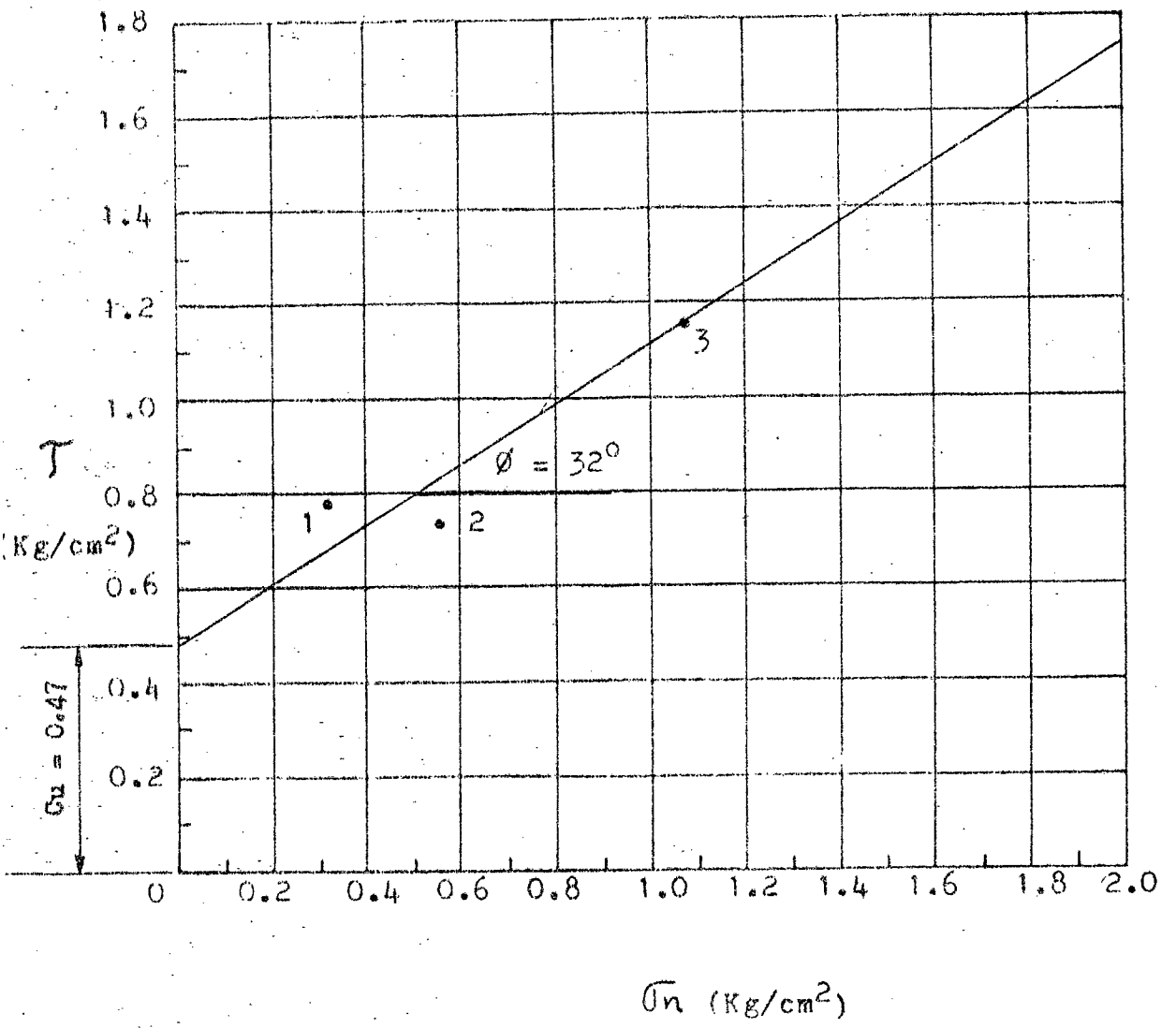
Carga normal Pv = 33.69 Kg.

Esfuerzo normal σ_n = 1.08 Kg./cm^2.

Velocidad de carga= 0.50 mm. /min

Constante del anillo de carga = 0.18018018 Kg. /div.

4 Kg.	mm. Lectura del deformímetro vertical x 0.01	Desplazamiento vertical ΔV ( )	mm. Lectura del deformímetro horizontal x 0.01	Desplazamiento horizontal ( )	Area corregida A'	Deformímetro de carga	Fuerza de corte horizontal ( )	Esfuerzo cortante T, kPa
	0	0	0	0	---	0	0	0
	+ 0.2		5			52		
	+ 0.2		10			56		
	- 1.0		20			68		
	- 2.0		40			90		
	- 3.0		60			112		
	- 5.0		80			135		
	- 5.2		100			150		
	- 5.6		120			160		
	- 6.0		140			171		
	- 6.1		160			177		
	- 6.1		180			192		
	6.8		200			195		
	- 7.0		220			198		
	- 7.5		240			201		
	- 7.5		260			200		
	- 8.0		280			200		
	- 9.0		300			196		
	- 9.1		320			192		



$$\tau = \frac{136\ (0.18018)}{31.27} = 0.78\ \text{Kg./cm}^2.$$

$$\sigma n = \frac{9.61}{31.27} = 0.31\ \text{Kg./cm}^2.$$

$$\tau = \frac{123\ (0.18018)}{31.27} = 0.71\ \text{Kg./cm}^2.$$

$$\sigma n = \frac{17.63}{31.27} = 0.56\ \text{Kg./cm}^2.$$

$$\tau = \frac{202\ (0.18018)}{31.27} = 1.16\ \text{Kg./cm}^2.$$

$$\sigma n = \frac{33.69}{31.27} = 1.08\ \text{Kg./cm}^2.$$

ENSAYO DE CORTE DIRECTO (Cohesivos, No cohesivos)

Proyecto _____ Trabajo No. _____

Localización del proyecto U.T.P.L. Perforación No. 5 Muestra No. 17

Descripción del suelo CL Profundidad de la muestra 3.00 m.

Realizado por V.I.C. Fecha de la práctica 1982 - 11

Estado del suelo (húmedo, seco). Muestra de suelo (inalterada, alterada).

Datos para obtener la densidad de la muestra si no es inalterada

Peso inicial recipiente + suelo = _____
Peso final recipiente + suelo = _____
Peso de suelo usado = 142.62 gr.

Datos para el contenido de humedad

Peso suelo húmedo + lata = _____
Peso suelo seco + lata = _____
Peso de la lata = _____
Peso del agua = _____
Peso del suelo seco = _____
Contenido de humedad, w % = _____

Datos de la muestra para corte

Dimensiones de la muestra:
Diam. o lado = 6.31 cm.
Altura = 2.54 cm.
Area = 31.27 cm^2.
Vol. = 79.43 cm^3.

Densidad : $\gamma_{húmedo}$ = _____ γ_{seco} = 1.80 gr./cm^3.

Carga normal Pv = 9.61 Kg. Esfuerzo normal σ_n = 0.31 Kg./cm^2.

Velocidad de carga = 0.50 mm. /min Constante del anillo de carga = 0.18018018 Kg. /div.

1 Kg.	mm. Lectura del deformímetro vertical x 0.01	Desplazamiento vertical ΔV ( )	mm. Lectura del deformímetro horizontal x 0.01	Desplazamiento horizontal ( )	Area corregida A'	Deformímetro de carga	Fuerza de corte horizontal ( )	Esfuerzo cortante T, kPa
	0	0	0	0	---	0	0	0
	+ 1.0		5			28		
	+ 2.0		10			28		
	+ 2.2		20			48		
	+ 5.0		40			77		
	+ 8.5		60			100		
	+13.5		80			107		
	+18.5		100			123		
	+24.5		120			125		
	+29.0		140			120		
	+34.5		160			116		
	+38.2		180			108		
	+42.5		200			100		

ENSAYO DE CORTE DIRECTO (Cohesivos, No cohesivos)

Proyecto _____ Trabajo No. _____

Localización del proyecto U.T.P.L. Perforación No. 5 Muestra No. 17

Descripción del suelo CL Profundidad de la muestra 3.00 m.

Realizado por V.I.C. Fecha de la práctica 1982 - 11

Estado del suelo (húmedo, seco). Muestra de suelo (inalterada, alterada).

Datos para obtener la densidad de la muestra si no es inalterada

Peso inicial recipiente + suelo = _____
Peso final recipiente + suelo = _____
Peso de suelo usado = 149.18 gr.

Datos para el contenido de humedad

Peso suelo húmedo + lata = _____
Peso suelo seco + lata = _____
Peso de la lata = _____
Peso del agua = _____
Peso del suelo seco = _____
Contenido de humedad, w % = _____

Datos de la muestra para corte

Dimensiones de la muestra:
Diam. o lado = 6.31 cm.
Altura = 2.54 cm.
Area = 31.27 cm^2.
Vol. = 79.43 cm^3.

Densidad : $\gamma_{húmedo}$ = _____

γ_{seco} = 1.88 gr./cm^3.

Carga normal Pv = 17.63 Kg.

Esfuerzo normal σ_n = 0.56 Kg./cm^2.

Velocidad de carga = 0.50 mm./min

Constante del anillo de carga = 0.18018018 Kg./div.

2 Kg.	mm. Lectura del deformímetro vertical x 0.01	Desplazamiento vertical ΔV ( )	mm. Lectura del deformímetro horizontal x 0.01	Desplazamiento horizontal ( )	Area corregida A'	Deformímetro de carga	Fuerza de corte horizontal ( )	Esfuerzo cortante T, kPa
	0	0	0	0	---	0	0	0
	+ 0.8		5			40		
	+ 0.8		10			35		
	+ 0.8		20			50		
	+ 0.8		40			90		
	+ 3.0		60			134		
	+ 7.0		80			175		
	+12.3		100			195		
	+16.0		120			197		
	+18.5		140			187		
	+21.7		160			180		
	+23.8		180			174		
	+24.7		200			165		

ENSAYO DE CORTE DIRECTO (Cohesivos, No cohesivos)

Proyecto _____ Trabajo No. _____

Localización del proyecto U.T.P.L. Perforación No. 5 Muestra No. 17

Descripción del suelo CL Profundidad de la muestra 3.00 m.

Realizado por V.I.C. Fecha de la práctica 1982 - 11

Estado del suelo (húmedo, seco). Muestra de suelo (inalterada, alterada).

Datos para obtener la densidad de la muestra si no es inalterada

Peso inicial recipiente + suelo = _____
Peso final recipiente + suelo = _____
Peso de suelo usado = 157.11 gr.

Datos para el contenido de humedad

Peso suelo húmedo + lata = _____
Peso suelo seco + lata = _____
Peso de la lata = _____
Peso del agua = _____
Peso del suelo seco = _____
Contenido de humedad, w % = _____

Datos de la muestra para corte

Dimensiones de la muestra:
Diam. o lado = 6.31 cm.
Altura = 2.54 cm.
Area = 31.27 cm^2
Vol. = 79.43 cm^3
Densidad : $\gamma_{húmedo}$ = _____

γ_{seco} = 1.98 gr./cm^3.

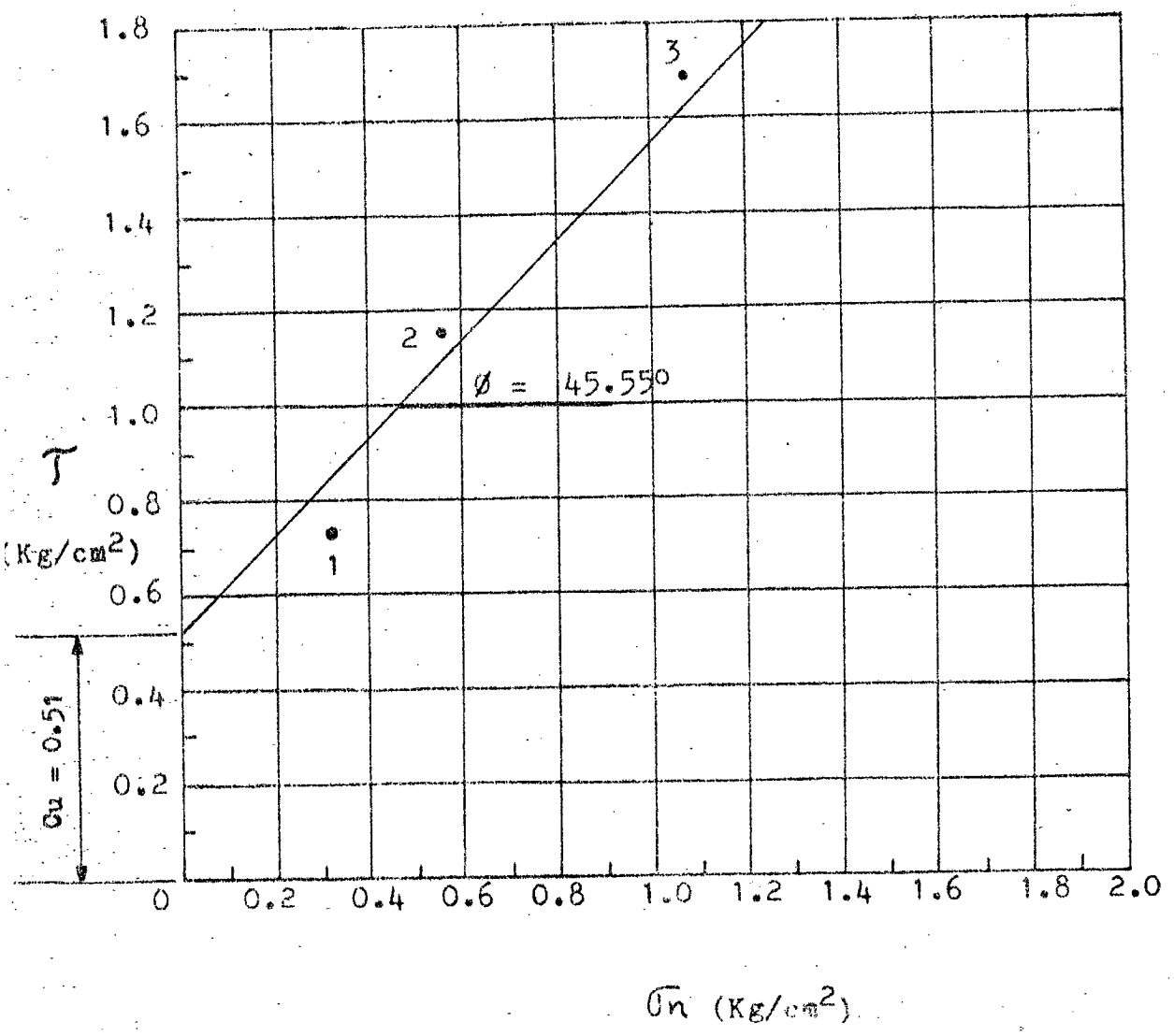
Carga normal Pv = 33.69 Kg.

Esfuerzo normal σ_n = 1.08 Kg./cm^2.

Velocidad de carga = 0.50 mm. /min

Constante del anillo de carga = 0.18018018 Kg. /div.

4 Kg.	mm. Lectura del deformímetro vertical x 0.01	Desplazamiento vertical ΔV ( )	mm. Lectura del deformímetro horizontal x 0.01	Desplazamiento horizontal ( )	Area corregida A'	Deformímetro de carga	Fuerza de corte horizontal ( )	Esfuerzo cortante τ, kPa
	0	0	0	0	---	0	0	0
	+ 1.3		5			44		
	+ 1.5		10			52		
	+ 1.5		20			57		
	- 1.0		40			96		
	- 3.0		60			131		
	- 6.8		80			167		
	- 9.2		100			184		
	-11.0		120			217		
	-13.5		140			236		
	-16.5		160			255		
	-19.8		180			270		
	-20.1		200			280		
	-20.8		220			286		
	-20.8		240			290		
	-20.8		260			292		
	-20.8		280			286		
	-20.5		300			274		
	-19.5		320			265		



$$\tau = \frac{125\ (0.18018)}{31.27} = 0.72\ \text{Kg./cm}^2.$$

$$\sigma n = \frac{9.61}{31.27} = 0.31\ \text{Kg./cm}^2.$$

$$\tau = \frac{197\ (0.18018)}{31.27} = 1.14\ \text{Kg./cm}^2.$$

$$\sigma n = \frac{17.63}{31.27} = 0.56\ \text{Kg./cm}^2.$$

$$\tau = \frac{292\ (0.18018)}{31.27} = 1.68\ \text{Kg./cm}^2.$$

$$\sigma n = \frac{33.69}{31.27} = 1.08\ \text{Kg./cm}^2.$$

ENSAYO DE CORTE DIRECTO (Cohesivos, No cohesivos)

Proyecto _____ Trabajo No. _____

Localización del proyecto U.T.P.L. Perforación No. 6 Muestra No. 15

Descripción del suelo CL Profundidad de la muestra 2.00 m.

Realizado por V.I.C. Fecha de la práctica 1982 - 11

Estado del suelo (húmedo, seco). Muestra de suelo (inalterada, alterada).

Datos para obtener la densidad de la muestra si no es inalterada

Peso inicial recipiente + suelo = _____

Peso final recipiente + suelo = _____

Peso de suelo usado = 151.83 gr.

Datos para el contenido de humedad

Peso suelo húmedo + lata = _____

Peso suelo seco + lata = _____

Peso de la lata = _____

Peso del agua = _____

Peso del suelo seco = _____

Contenido de humedad, w % = _____

Datos de la muestra para corte

Dimensiones de la muestra:

Diam. o lado = 6.31 cm.

Altura = 2.54 cm

Area = 31.27 cm^2

Vol. = 79.43 cm^3

Densidad : $\gamma_{húmedo}$ = _____

γ_{seco} = 1.91 gr./cm^3.

Carga normal Pv = 9.61 Kg.

Esfuerzo normal σ_n = 0.31 Kg./cm^2

Velocidad de carga = 0.50 mm. /min

Constante del anillo de carga = 0.18018018 Kg. /div.

1 Kg.	mm. Lectura del deformímetro vertical x 0.01	Desplazamiento vertical ΔV ( )	mm. Lectura del deformímetro horizontal x 0.01	Desplazamiento horizontal ( )	Area corregida A'	Deformímetro de carga	Fuerza de corte horizontal ( )	Esfuerzo cortante T, kPa
	0	0	0	0	---	0	0	0
	+ 0.5		5			25		
	+ 0.8		10			68		
	+ 1.5		20			75		
	+ 4.5		40			75		
	+10.0		60			104		
	+15.0		80			118		
	+21.0		100			115		
	+28.0		120			115		
	+36.0		140			110		
	+40.0		160			50		
	+45.0		180			40		
	+49.0		200			25		

ENSAYO DE CORTE DIRECTO (Cohesivos, No cohesivos)

Proyecto _____ Trabajo No. _____

Localización del proyecto U.T.P.L. Perforación No. 6 Muestra No. 15

Descripción del suelo CL Profundidad de la muestra 2.00 m.

Realizado por V.I.C. Fecha de la práctica 1982 - 11

Estado del suelo (húmedo, seco). Muestra de suelo (inalterada, alterada).

Datos para obtener la densidad de la muestra si no es inalterada

Peso inicial recipiente + suelo = _____

Peso final recipiente + suelo = _____

Peso de suelo usado = 144.07 gr.

Datos para el contenido de humedad

Peso suelo húmedo + lata = _____

Peso suelo seco + lata = _____

Peso de la lata = _____

Peso del agua = _____

Peso del suelo seco = _____

Contenido de humedad, w % = _____

Datos de la muestra para corte

Dimensiones de la muestra:

Diam. o lado = 6.31 cm.

Altura = 2.54 cm.

Area = 31.27 cm²

Vol. = 79.43 cm³

Densidad : $\gamma_{húmedo}$ = _____

γ_{seco} = 1.81 gr./cm³.

Carga normal Pv = 17.63 Kg.

Esfuerzo normal σ_n = 0.56 Kg./cm².

Velocidad de carga = 0.50 mm. /min

Constante del anillo de carga = 0.18018018 Kg. /div.

2 Kg.	mm. Lectura del deformímetro vertical x 0.01	Desplazamiento vertical ΔV. ( )	mm. Lectura del deformímetro horizontal x 0.01	Desplazamiento horizontal ( )	Area corregida A'	Deformímetro de carga	Fuerza de corte horizontal ( )	Esfuerzo cortante T. kPa
	0	0	0	0	---	0	0	0
	+ 1.5		5			35		
	+ 1.7		10			44		
	+ 4.0		20			72		
	+16.0		40			102		
	+26.0		60			115		
	+34.5		80			118		
	+42.0		100			130		
	+47.0		120			129		
	+52.5		140			130		
	+56.0		160			128		
	+62.0		180			117		
	+66.0		200			98		

ENSAYO DE CORTE DIRECTO (Cohesivos, No cohesivos)

Proyecto _____ Trabajo No. _____

Localización del proyecto U.T.P.L. Perforación No. 6 Muestra No. 15

Descripción del suelo CL Profundidad de la muestra 2.00 m.

Realizado por V.I.C. Fecha de la práctica 1982 - 11

Estado del suelo (húrnedo, seco). Muestra de suelo (inalterada, alterada).

Datos para obtener la densidad de la muestra si no es inalterada

Peso inicial recipiente + suelo = _____

Peso final recipiente + suelo = _____

Peso de suelo usado = 154.97 gr.

Datos para el contenido de humedad

Peso suelo húmedo + lata = _____

Peso suelo seco + lata = _____

Peso de la lata = _____

Peso del agua = _____

Peso del suelo seco = _____

Contenido de humedad, w % = _____

Datos de la muestra para corte

Dimensiones de la muestra:

Diam. o lado = 6.31 cm.

Altura = 2.54 cm.

Area = 31.27 cm^2.

Vol. = 79.43 cm^3.

Densidad : $\gamma_{húmedo}$ = _____

γ_{seco} = 1.95 gr./cm^3.

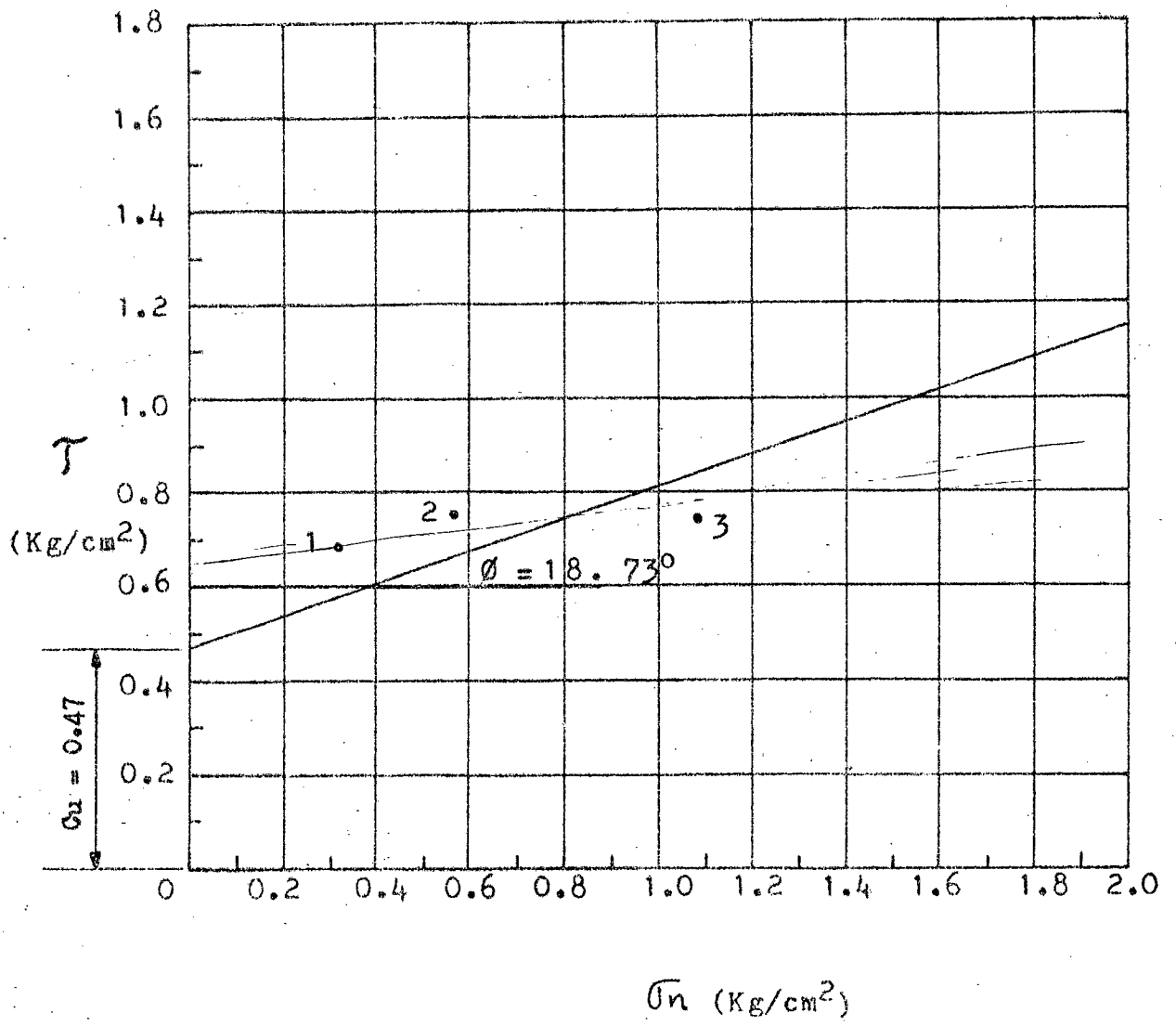
Carga normal Pv = 33.69 Kg.

Esfuerzo normal σ_n = 1.08 Kg./cm^2.

Velocidad de carga = 0.50 mm. /min

Constante del anillo de carga = 0.18018018 Kg. /div.

4 Kg.	mm. Lectura del deformímetro vertical x 0.01	Desplazamiento vertical ΔV ( )	mm. Lectura del deformímetro horizontal x 0.01	Desplazamiento horizontal ( )	Area corregida A'	Deformímetro de carga	Fuerza de corte horizontal ( )	Esfuerzo cortante T, kPa
	0	0	0	0	---	0	0	0
	+ 9.5		5			75		
	+10.0		10			65		
	+13.5		20			87		
	+19.0		40			114		
	+27.0		60			127		
	+36.0		80			120		
	+41.0		100			105		
	+47.0		120			95		
	+50.5		140			77		
	+55.0		160			56		
	+58.5		180			50		
	+58.5		200			42		



$$\tau = \frac{118\ (0.18018)}{31.27} = 0.68\ \text{Kg./cm}^2.$$

$$\sigma n = \frac{9.61}{31.27} = 0.31\ \text{Kg./cm}^2.$$

0.31 — 0.68

$$\tau = \frac{130\ (0.18018)}{31.27} = 0.75\ \text{Kg./cm}^2.$$

$$\sigma n = \frac{17.63}{31.27} = 0.56\ \text{Kg./cm}^2.$$

0,56 — 0,75

$$\tau = \frac{127\ (0.18018)}{31.27} = 0.73\ \text{Kg./cm}^2.$$

$$\sigma n = \frac{33.69}{31.27} = 1.08\ \text{Kg./cm}^2.$$

1,08 — 0,73

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
BIBLIOTECA

9.6. CALCULO DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD PARA LAS TERRAZAS DE LA UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA.

METODO DE LAS DOVELAS.

Datos Obtenidos en el Laboratorio:

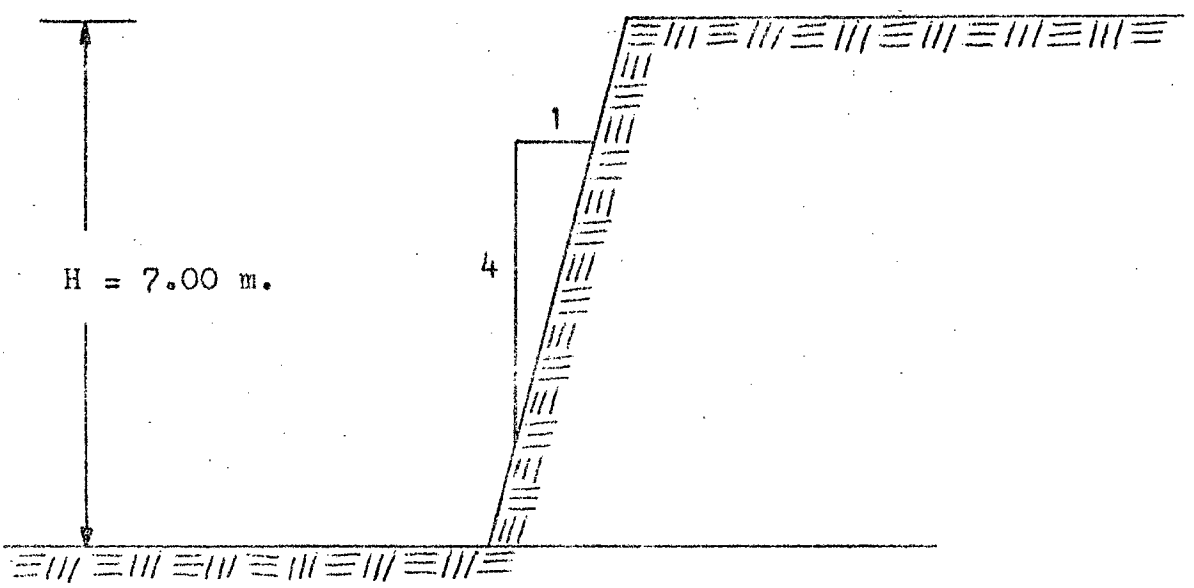
Cohesión: Cu = 0.34 Kg./cm^2. = 3.4 Ton./m^2.

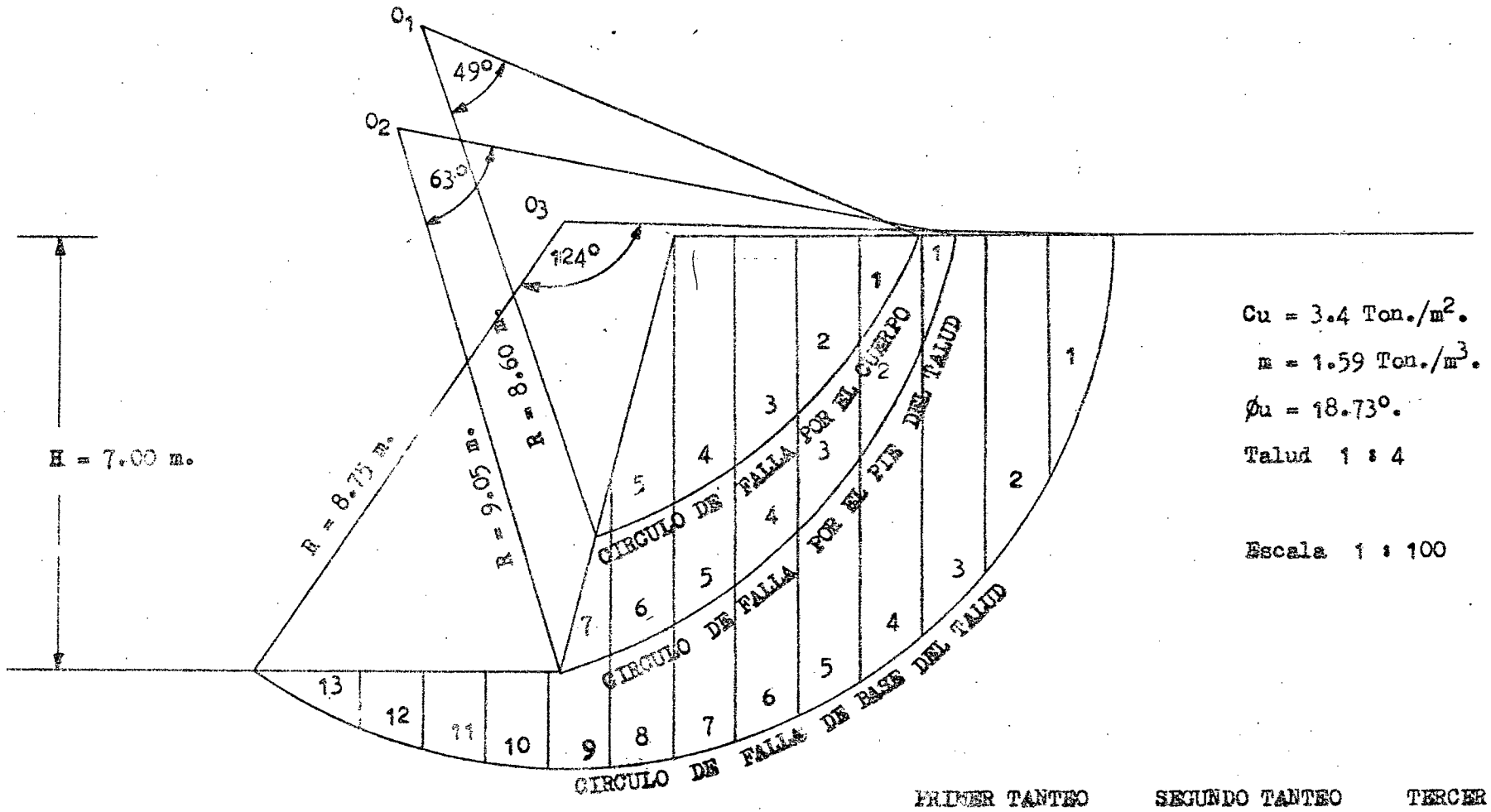
Peso unitario: γm = 1.59 gr./cm^3. = 1.59 Ton./m^3.

Angulo de fricción interna: $\phi u = 18.73^\circ = 18^\circ 43' 48''$

Talud de corte: 25 % 1:4 $\beta = 75.96^\circ = 75^\circ 57' 50''$

Escala 1:100





Cu = 3.4 Ton./m^2.

m = 1.59 Ton./m^3.

ϕu = 18.73°.

Talud 1 : 4

Escala 1 : 100

PRIMER TANTEO	SEGUNDO TANTEO	TERCER TANTEO
H = 7.00 m.	H = 7.00 m.	H = 7.00 m.
R = 8.60 m.	R = 9.05 m.	R = 8.75 m.
$\theta 1$ = 49°	$\theta 2$ = 63°	$\theta 3$ = 124°

PRIMER TANTEO

CALCULO DE FALLA POR EL CUERPO DEL TALUD

H = 7.00 m.

R = 8.60 m.

$\theta 1 = 49^{o}$.

AREA DE CADA DOVELA

$$A = \frac{bxh}{2} \quad , \quad A = \frac{B+b}{2} x\ h$$

$$A1 = \frac{0.95m \times 1.70m}{2} = 0.81\ m^2.$$

$$A2 = \frac{2.85m + 1.70m}{2} \times 1.0m = 2.28\ m^2.$$

$$A3 = \frac{3.70 + 2.85}{2} \times 1.0 = 3.28\ m^2.$$

$$A4 = \frac{4.30 + 3.70}{2} \times 1.0 = 4.00\ m^2.$$

$$A5 = \frac{1.15 \times 4.30}{2} = 2.47\ m^2.$$

PESO DE CADA DOVELA

$W = A \times \gamma m.$

$W1 = 0.81\ m^2 \times 1.59\ Ton./m^3. = 1.28\ Ton.$

W2 = 2.28 x 1.59 = 3.62 Ton.

W3 = 3.28 x 1.59 = 5.21 Ton.

W4 = 4.00 x 1.59 = 6.36 Ton.

W5 = 2.47 x 1.59 = 3.93 Ton.

No. de la dovela	Area de la dovela A(m^2)	Peso de la dovela W(Ton)	Brazo de momento d(m)	W x d Ton.m	WxTg ∅ux R Ton.m
1	0.81	1.28	7.32	9.40	3.73
2	2.28	3.62	6.50	23.51	10.56
3	3.28	5.21	5.50	28.64	15.19
4	4.00	6.36	4.50	28.62	18.55
5	2.47	3.93	3.62	14.23	11.46
				Σ=104.40	Σ=59.49

CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD

$$Fs = \frac{\sum W \times Tg\ \emptyset u \times R + Cu \times L \times R}{W \times d}$$

Donde:

Fs: Factor de seguridad

$\sum$: Sumatoria de

W : Peso de cada dovela

Tag Øu: Coeficiente de fricción

R : Radio del arco de circunferencia considerado

Cu: Cohesión del suelo

L : Longitud del arco de circunferencia

d : Brazo de momento

Cu x L x R = Momento de las fuerzas de adherencia a lo largo del arco de deslizamiento

W x Tag Øu x R = Momento que generan las fuerzas de rozamiento a lo largo del arco de deslizamiento.

W x d = Momento motor que genera el peso de la dovela con relación al centro O.

$$L = \frac{\pi \times R \times \theta^{o}}{180^{o}} = \frac{3.1416 \times 8.60m \times 49^{o}}{180^{o}} = 7.35\ m.$$

Cu x L x R = 3.40 Ton/m^2. x 7.35 m x 8.60 m = 215.05 Ton.m

$\sum$ W x Tag Øu x R = 59.49 Ton.m

$\sum$ W x d = 104.40 Ton.m

$$Fs = \frac{59.49\ Ton.m + 215.05\ Ton.m}{104.40\ Ton.m} = \frac{274.54\ Ton.m}{104.40\ Ton.m}$$

Fs = 2.63.

SEGUNDO TANTEO

CALCULO DE FALLA POR EL PIE DEL TALUD

H = 7.00 m.

R = 9.05 m.

$\theta 2 = 63^{\circ}$

$$A1 = \frac{0.55 \times 1.80}{2} = 0.50 \text{ m}^2.$$

$$A2 = \frac{3.60 + 1.80}{2} \times 1.0 = 2.70 \text{ m}^2.$$

$$A3 = \frac{4.75 + 3.60}{2} \times 1.0 = 4.18 \text{ m}^2.$$

$$A4 = \frac{5.60 + 4.75}{2} \times 1.0 = 5.18 \text{ m}^2.$$

$$A5 = \frac{6.25 + 5.60}{2} \times 1.0 = 5.93 \text{ m}^2.$$

$$A6 = \frac{2.80 + 6.25}{2} \times 1.0 = 4.53 \text{ m}^2.$$

$$A7 = \frac{0.75 \times 2.80}{2} = 1.05 \text{ m}^2.$$

W1 = 0.50 x 1.59 = 0.79 Ton.

W2 = 2.70 x 1.59 = 4.29 Ton.

W3 = 4.18 x 1.59 = 6.64 Ton.

W4 = 5.18 x 1.59 = 8.23 Ton.

W5 = 5.93 x 1.59 = 9.42 Ton.

W6 = 4.53 x 1.59 = 7.19 Ton.

W7 = 1.05 x 1.59 = 1.67 Ton.

No de la dovela	Area de la dovela A (m^2)	Peso de la dovela W (Ton)	Brazo de momento d (m)	W x d Ton.m	WxTagØuxR Ton.m
1	0.50	0.79	8.58	6.75	2.42
2	2.70	4.29	7.90	33.91	13.16
3	4.18	6.64	6.90	45.80	20.38
4	5.28	8.23	5.90	48.55	25.25
5	5.93	9.42	4.90	46.16	28.91
6	4.53	7.19	3.90	28.06	22.06
7	1.05	1.67	3.15	5.26	5.12
				Σ =214.49	Σ=117.30

CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD

$$L = \frac{\pi \times 9.05 \text{ m} \times 63^\circ}{180^\circ} = 9.95 \text{ m.}$$

$Cu \times L \times R = 3.4 \text{ Ton./m}^2 \times 9.95 \text{ m} \times 9.05 \text{ m} = 306.19 \text{ Ton.m}$

$\Sigma W \times Tag\ \emptyset u \times R = 117.30 \text{ Ton.m}$

$\Sigma W \times d = 214.49 \text{ Ton.m}$

$$Fs = \frac{117.30 \text{ Ton.m} + 306.19 \text{ Ton.m}}{214.49 \text{ Ton.m}} = \frac{423.49 \text{ Ton.m}}{214.49 \text{ Ton.m}}$$

$Fs = 1.97.$

TERCER TANTEO

CIRCULO DE FALLA EN LA BASE DEL TALUD

H = 7.00 m.

R = 8.75 m.

$\theta 3 = 124^{0}$

$$A1 = \frac{1.00 \times 3.85}{2} = 1.93 \text{ m}^2.$$

$$A2 = \frac{5.35 + 3.85}{2} \times 1.0 = 4.60 \text{ m}^2.$$

$$A3 = \frac{6.40 + 5.35}{2} \times 1.0 = 5.88 \text{ m}^2.$$

$$A4 = \frac{7.15 + 6.40}{2} \times 1.0 = 6.78 \text{ m}^2.$$

$$A5 = \frac{7.70 + 7.15}{2} \times 1.0 = 7.43 \text{ m}^2.$$

$$A6 = \frac{8.10 + 7.70}{2} \times 1.0 = 7.90 \text{ m}^2.$$

$$A7 = \frac{8.35 + 8.10}{2} \times 1.0 = 8.23 \text{ m}^2.$$

$$A8 = \frac{4.55 + 8.35}{2} \times 1.0 = 6.45 \text{ m}^2.$$

$$A9 = \frac{1.55 + 4.55}{2} \times 1.0 = 3.05 \text{ m}^2.$$

$$A10 = \frac{1.45 + 1.55}{2} \times 1.0 = 1.50 \text{ m}^2.$$

$$A11 = \frac{1.25 + 1.45}{2} \times 1.0 = 1.35 \text{ m}^2.$$

$$A12 = \frac{0.95 + 1.25}{2} \times 1.0 = 1.10 \text{ m}^2.$$

$$A13 = \frac{1.70 \times 0.95}{2} = 0.81 \text{ m}^2.$$

W1 = 1.93 x 1.59 = 3.06 Ton.

W2 = 4.60 x 1.59 = 7.31 Ton.

W3 = 5.88 x 1.59 = 9.34 Ton.

W4 = 6.78 x 1.59 = 10.77 Ton.

W5 = 7.43 x 1.59 = 11.81 Ton.

W6 = 7.90 x 1.59 = 12.56 Ton.

W7 = 8.23 x 1.59 = 13.08 Ton.

W8 = 6.45 x 1.59 = 10.26 Ton.

W9 = 3.05 x 1.59 = 4.85 Ton.

W10 = 1.50 x 1.59 = 2.39 Ton.

W11 = 1.35 x 1.59 = 2.15 Ton.

W12 = 1.10 x 1.59 = 1.75 Ton.

W13 = 0.81 x 1.59 = 1.28 Ton.

No de la dovela	Area de la dovela A (m^2)	Peso de la dovela W (Ton)	Brazo de momento d (m)	W x d Ton.m	WxTgØuxR Ton.m
1	1.93	3.06	8.08	24.73	9.08
2	4.60	7.31	7.25	53.03	21.69
3	5.88	9.34	6.25	58.38	27.71
4	6.78	10.77	5.25	56.55	31.95
5	7.43	11.81	4.25	50.17	35.04
6	7.90	12.56	3.25	40.82	37.26
7	8.23	13.08	2.25	29.42	38.81
8	6.45	10.26	1.25	12.82	30.44
9	3.05	4.85	0.25	1.21	14.39
10	1.50	2.39	-0.75	-1.79	7.09
11	1.35	2.15	-1.75	-3.75	6.38
12	1.10	1.75	-2.75	-4.81	5.19
13	0.81	1.28	-3.82	-4.90	3.80
				Σ = 311.88	Σ = 268.83

CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD

$$L = \frac{\pi \times 8.75\ m \times 124^{\circ}}{180^{\circ}} = 18.94\ m.$$

Cu x L x R = 3.4 Ton/m^2 x 18.94m x 8.75m = 563.37 Ton.m

Σ W x Tag Øu x R = 268.83 Ton.m

$\sum W \times d = 311.88$ Ton.m

$$Fs = \frac{268.83 \text{ Ton.m} + 563.37 \text{ Ton.m}}{311.88 \text{ Ton.m}} = \frac{832.20 \text{ Ton.m}}{311.88 \text{ Ton.m}}$$

$Fs = 2.67.$

9.7. CONCLUSION

Como conclusión de cálculo, para la estabilización de las terrazas de la Universidad, luego de varios tanteos se obtiene que la superficie de deslizamiento circular para el menor factor de seguridad tiene lugar por el pie del talud, según el centro de giro O_1, R = 8,60 m y $\Theta_1 = 49^{\circ}$, siendo el factor de seguridad Fs = 1,97.

Después se investigaron valores del factor de seguridad, por el cuerpo y base del talud, cuyos factores son Fs = 2,63 y Fs = 2,67 respectivamente. Por lo que Fs = 1,97 es el mínimo factor de seguridad de entre los arcos de falla propuestos, lo que nos indica que la superficie de deslizamiento más crítica puede ocurrir por el pie del talud.

Por consiguiente el talud propuesto puede considerarse estable respecto a los círculos considerados; ya que debe ser Fs mayor o igual que 1,5, y en nuestro caso el mínimo factor de seguridad obtenido es de Fs = 1,97 (por el pie del talud).

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
BIBLIOTECA

CAPITULO 10

10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Dentro de las vías terrestres, el talud, constitu ye una obra compleja; en cuya construcción hay que to mar en cuenta el papel básico de la mecánica de suelos y la geología aplicada desempeñan en la construcción de estas obras, con la finalidad de definir el crite rio de estabilidad y poder decir cuál será la inclina ción apropiada en un corte o en un terraplén; consi- derándose apropiada la más escarpada que se sostenga el tiempo necesario sin caerse. Siendo este el pro- blema y la razón del presente estudio.

La solución más conveniente, fuese la de construir un talud tendido, en cuyo caso no habría motivo para pensar en problemas de estabilidad de taludes, pero lo normal es que funcione desde todos los puntos de vista excepto el económico.

Para lograr la fijación de la inclinación más con veniente posible en los cortes y terraplenes de las vías terrestres, debe verse como una necesidad de or den nacional el desarrollo de criterios prácticos y seguros.

Cuando en la construcción de una vía terrestre, me- diante la ayuda de signos exteriores, se localizan deslizamientos superficiales en laderas naturales, es

tos problemas pueden evitarse con el cambio en el trazo de la vía en el tramo afectado por este tipo de falla; ya que de no hacerlo, los cortes y terraplenes de la vía terrestre estarán en contínuo movimiento.

Para plantear y definir el problema de la estabilidad de un talud en cualquiera de sus aspectos, es básico el conocimiento de la naturaleza de los materiales constitutivos y su disposición, de su homogeneidad o de una estratificación bien conocida y definida; para lo cual será necesario extraer los suficientes datos de carácter general como para poder establecer un modelo matemático para el respectivo análisis. Desde luego que en algunos casos 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, ya que no existe un método general de análisis aplicable a todos los taludes.

Las recomendaciones de la inclinación de la mayor parte de los cortes y terraplenes se basan en estudios exploratorios someros, en técnicas de laboratorio elementales, en el conocimiento de los materiales y, necesariamente, en los lineamientos de la política general establecida por la Institución que proyecta.

En nuestro país, las recomendaciones de los ingenieros de campo indican buscar la minimización de los costos de construcción teniendo en cuenta los bajos ni-

veles de tránsito de la obra. Por lo que una política cuidadosamente regulada puede ser conveniente en las áreas de escaso desarrollo económico.

Vale insistir que la recomendación de la inclinación de la inmensa mayoría de los cortes y terraplenes de las obras viales deben dejarse a criterio de los ingenieros de campo, auxiliados por estudios someros y rápidos; para lo cual lo fotointerpretación y la geología deben verse como armas de utilidad para definir las normas de proyecto de los taludes. En la misma forma será importante elevar el nivel profesional de los ingenieros de campo encargados de estos problemas, procurando que especialistas en mecánica de suelos y rocas e ingenieros geólogos desempeñen estas labores en colaboración con los ingenieros encargados de la localización. 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. Insistiéndose en la necesidad de detectar las posibles fallas desde la etapa de estudio previo a aquellos casos que por alguna razón especial sean merecedores de estudios detallados.

Entre los tipos de fallas en los taludes de las vías terrestres, distinguimos, las que afectan principalmente a las laderas naturales y las que ocurren en los taludes artificiales. Dependiendo de esta [illegible]lidad

de las masas de tierra del siguiente grupo de factores:

- topografía de los alrededores y geometría del talud.
- distribución de las discontinuidades y estratificaciones
- propiedades mecánicas de los suelos constituyentes
- estados de esfuerzos actuantes
- factores climáticos y, concretamente, el agua superficial y subterránea.

En la consideración de las diferentes fallas que pueden existir en los taludes se distingue las que ocurren en suelos residuales, en suelos transportados o en materiales que han sufrido un proceso de compactación durante su puesta en obra.

En el capítulo correspondiente a fallas en los taludes se enumeraron, diferentes tipos de deslizamientos, los mismos que constituyen procesos diferentes de deformación, rápidos, instantáneos, lentos y contínuos de deslizamiento de grandes masas de suelo a moverse ladera abajo, afectando a grandes áreas, los mismos que se presentan en la zona superficial o profunda de una ladera natural o en un corte practicado en aquella; por acción de esfuerzos cortantes que sobrepasan la resistencia del material, siendo importante esta consideración en cada caso particular.

Estas fallas se desarrollan en formaciones de material bastante heterogéneo, no consolidado; en arcillas sobreconsolidadas, fisuradas o de lutitas; en materiales finos; en materiales arcillosos fisurados o finamente interestratificados con capas delgadas de arena con alto contenido de agua; en estratos poco resistentes localizados a determinadas profundidades.

En general las fallas ocurren en materiales arcillosos homogéneos, desarrollándose la superficie de falla en algunos casos paralela al estrato débil. Estos estratos son de arcillas blandas, arenas finas o limos no plásticos sueltos. La debilidad del estrato está ligada a elevadas presiones de poro en el agua contenida en las arcillas o a presión de agua en estratos de arena. En tal sentido las fallas están ligadas al calendario de las temporadas lluviosas de la región.

Pensándose que ciertas laderas se formaron con una inclinación que no puede exceder mucho de la inclinación de equilibrio crítico.

Siendo lógico que la parte más larga de la superficie deslizante estará localizada dentro del más suavé o más débil estrato de suelo independientemente de su espesor.

Las fuerzas que actúan tienden a causar movimientos desde los puntos más altos a los puntos más bajos.

Los movimientos de las fallas se deben a: la acción de las fuerzas gravitacionales, a concentraciones locales de esfuerzos cortantes existentes en el interior de la ladera, a la acción de esfuerzos laterales, a la influencia de los cambios climáticos en forma de expansiones y contracciones térmicas o por humedecimiento o secado, a la acción de los flujos en materiales secos y húmedos, a causa de la remoción de la cobertura vegetal, a la acción provocada por efecto de sobrecarga impuesta por un terraplén construido sobre la ladera.

Las fallas ocurren con frecuencia en regiones de topografía movida o escalonada, en que existen importantes fenómenos de erosión.

Por lo que parece que cuanto más cohesivo sea el material menos unidades tienden a formarse en la masa deslizante.

Estos movimientos van precedidos de agrietamientos y de señales en que la relación esfuerzo-resistencia evoluciona en el interior del talud desfavorablemente formándose grietas en la corona del talud.

La velocidad de movimiento es baja, en otros casos es lógico que sea máxima en la superficie y vaya disminuyendo hacia el interior. Influyendo las variaciones del clima en su velocidad de movimiento. Algunos de estos movimientos pueden ser de rotación, traslación o

una combinación de ambos.

Por lo que es razonable que el mecanismo de estos deslizamientos esté relacionado con la baja resistencia de esfuerzos cortantes que tienen los materiales de las laderas naturales y los taludes artificiales en la zona de falla, en la que son muy bajos los esfuerzos normales efectivos actuantes.

Las superficies de las fallas se consideran de forma, plana, curva circular, o pueden desarrollarse a la vez zonas planas y tramos curvos, dependiendo del predominio de las partes circulares o planas para su clasificación. Estas fallas pueden ser de cuerpo, pie o base del talud. Contribuyendo a ello la goelogía de la zona,ya que en una ladera natural las estratificaciones tienden a seguir la frontera exterior de la ladera.

Finalmente, de los diferentes tipos de fallas que se han presentado, se puede decir que la mayoría de deslizamientos ocurren en regiones donde la topografía ha sido movida o escalonada, en laderas naturales como en los cortes practicados en ellas, en que existen importantes fenómenos de erosión, especialmente si existen estratos gruesos de arcillas sobreconsolidadas, fisuradas o de lutitas.

Dejándose establecido que la resistencia residual del suelo debe considerarse como disponible en estas

fallas, por los niveles avanzados de deformación que las generan.

Todos estos movimientos pueden causar verdaderas catástrofes. Por tal motivo, se comprende la importancia que tiene el ingeniero en la localización oportuna, de este tipo de problemas, desde los primeros estudios de campo que se hagan, con el fin de proceder al cambio en el trazo de la vía terrestre y evitar el problema,ya que no existe remedio confiable contra estos tipos de falla.

En lo referente al cálculo de la estabilidad de taludes, se presenta algunos métodos, con el fin de establecer si un talud será estable en la etapa de proyecto, o revisar la condición de un talud construído y poder juzgar, con alguno de los métodos correctivos propuestos.

Todos los modelos matemáticos que sirven de base a los métodos de cálculo presuponen una homogeneidad en materiales, estratificación, disposición, circunstancias y modo de actuar de los agentes naturales.

Además deberá tomarse en cuenta la diferencia que existe entre cortes y terraplenes; en un corte es más difícil que se den las condiciones para el método matemático de cálculo; en terraplenes que se hayan construído o que se van a construír,será fácil contar con estas condiciones, ya que se sigue un procedimiento

conocido de cierta uniformidad en el uso y tratamiento de los suelos y del estudio necesario que se haga de campo y laboratorio.

Cada uno de los métodos de cálculo que se han mencionado, indican a qué tipos de fallas se pueden aplicar.

Para el caso de un talud formado por arena seca y limpia, o si el talud está sumergido en agua, o si la arena está húmeda, deberá reunir la condición de que el ángulo de fricción interna de la arena será mayor al ángulo de inclinación del talud, independientemente de su altura, para que el talud se considere como estable. Ya que el talud se deslizará sólo si se le ofrece un plano de deslizamiento más escarpado que el ángulo de fricción disponible. Por lo que el talud estará en condición más estable cuanto más tendido resulta su plano de deslizamiento. Recomendándose que la inclinación del talud sea, desde un principio, un poco menor que el ángulo de fricción interno de la arena; por lo menos dos grados.

El método de análisis para calcular la posibilidad de que se desarrolle un deslizamiento de tipo rotacional (Método del Arco Circular) en el cuerpo de un talud, al igual que en todos los métodos de cálculo de estabilidad de taludes; incluye que se establezca tanto la forma de la superficie de falla como una descripción completa de los movimientos que se producirán so-

bre ella y un análisis de las fuerzas motoras.

Además se deberá analizar las fuerzas resistentes disponibles, estableciendo el procedimiento matemático, para definir si el mecanismo de falla propuesto podrá ocurrir o nó bajo la acción de las fuerzas motoras, venciendo el efecto de las fuerzas resistentes.

La superficie circular, en el método rotacional, se considera como forma apropiada de la superficie de falla para muchos casos de deslizamiento en el cuerpo del talud.

El método del arco circular es aplicable a taludes y laderas formados por arcillas blandas, en que existe homogeneidad completa de material en el talud y en el terreno de cimentación, hasta una profundidad ilimitada, en la que el análisis de la resistencia al esfuerzo cortante se obtiene de una prueba sin consolidación y sin drenaje. El procedimiento de cálculo propuesto se utiliza para estudiar tanto fallas por el pie del talud como fallas de base. Para este caso se toma en cuenta las fuerzas actuantes, es decir las que tienden a producir el movimiento, que serán el peso de la masa deslizante de espesor unitario más cualquier sobrecarga que actúe en el talud que se considera; y, las fuerzas resistentes generadas por la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de toda la superficie de falla supuesta. El factor de seguridad se expresa en función de los momentos resistente y motor, produci

dos con respecto al centro del arco de circunferencia escogido.

Estos procedimientos de cálculo son a base de tanteos, ya que no existen ninguna garantía de que el círculo escogido sea el mínimo factor de seguridad; por lo que se probará el número suficiente de círculos, hasta obtener la garantía razonable del mínimo factor de seguridad (círculo crítico). El valor del factor de seguridad dependerá de la importancia de la falla, las características del suelo, lo detallado y confiable que sea el análisis de cargas y la evolución de la resistencia con el tiempo.

Deberá reprimirse la tendencia a aceptar factores de seguridad inicialmente bajos. Mencionando a 1,5 como un valor del factor de seguridad razonable 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; factores de seguridad de 1,1 ó 1,2 en que demuestren excelente comportamiento en suelos en que la resistencia crezca de manera constante con la carga, como es el caso de las arcillas blandas, en que los efectos de consolidación tienden a que la resistencia se incremente con el tiempo.

En el análisis a definir el momento más crítico, para la estabilidad general de un talud cohesivo se tomará en cuenta el efecto de las grietas de tensión

UNIVERSIDAD TÉCNICA PARTICULAR

que se abren en su corona antes de la falla.

Para este caso de taludes de material cohesivo y homogéneo con el terreno de cimentación, se obtiene las siguientes conclusiones:

Todas las inclinaciones de taludes menores de 53° tienen las mismas condiciones de estabilidad; en tales condiciones el círculo más crítico posible corresponde siempre a falla de base. Si la inclinación del talud es mayor de 53° hasta 90°; para este caso el círculo más crítico posible corresponde a falla por el pie del talud.

En secciones homogéneas con taludes escarpados y en todos los taludes en suelos que tengan altos ángulos de fricción, el círculo crítico pasará a través del pie del talud como indican las figuras 14, 17 y 18.

Para taludes casi horizontales en suelos en los cuales la fuerza cortante no se incrementa con la profundidad y para taludes escarpados donde el piso subterráneo tiene una más baja fuerza de corte que el suelo embancado, tal como una capa de arcilla suave, el círculo puede pasar en la parte baja hacia fuera y en el frente del talud, como se muestra en las figuras 12 y 19.

Además deberá darse importancia al caso práctico en que a cierta profundidad dentro del terreno de ci-

mentación puramente cohesivo exista un estrato resistente horizontal que limite al problema como en el correspondiente ejercicio de aplicación en base a la figura 12. En este caso el círculo más crítico será tangente al estrato resistente (a condición de que el estrato 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 parecerá cada vez más a un círculo de falla por el pie del talud.

Los tanteos, como es natural se podrán orientar con criterio. Por ejemplo, si uno de los estratos es notablemente más débil que los demás, 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.

El método del arco circular también se aplica a suelos situados sobre el nivel de aguas freáticas, para ello se dispone de los parámetros de resistencia que se obtengan de una prueba sin consolidación y sin drenaje (triaxial rápida o una prueba de campo o laboratorio equivalente). En este caso se utilizará el método de las dovelas, en el cual se propondrá un círculo de deslizamiento y la masa deslizante se divide en dovelas como en la figura 13 y en los ejercicios de

aplicación correspondientes a las figuras 14 y 18. En el análisis no se toman en cuenta fuerzas de agua, ni las fuerzas actuantes en los lados de las dovelas. Las fuerzas en cada dovela, al igual que las fuerzas actuantes en todo el conjunto de la masa deslizante deben estar en equilibrio. Considerándose que cada dovela actúa independientemente de las demás. Por lo que en este método de las dovelas el factorde seguridad puede expresarse en función de la fuerza total estabilizadora y total volcadora; y, también, en función de los momentos resistente y motor. Tal como se indica en el capítulo 3 el procedimiento de cálculo y los respectivos ejercicios de aplicación.

El método de cálculo, al igual que el anterior desemboca, otra vez, en un método de tanteos, siendo preciso encontrar el círculo crítico, con el factor de seguridad mínimo. Debiéndose analizar tanto los círculos de falla de pie del talud como los de falla de base.

En las vías terrestres es común aceptar en este caso factores de seguridad de 1,2 o 1,3 en los casos normales y de 1,5, cuando se desee tener mayor seguridad en la estabilidad. Recomendándose éste último valor para taludes en general.

Entonces, se puede decir que un talud será estable cuando la relación entre la fuerza total estabilizadora y la fuerza total que produce el movimiento, o la relación entre el momento resistente Mr y el momento

deslizante Mm, sea mayor que la unidad. Cuanto mayor sea la fuerza o el momento resistente y menor la fuerza o el momento deslizante, mayor será la estabilidad del talud.

En lo que respecta al método de falla traslacional, se puede decir que este se produce sobre un estrato débil formado por arcillas blandas o arenas más o menos finas; este tipo de fallas es crítico en laderas inclinadas, en que el estrato débil guarda similar inclinación. En este caso cuando el estrato débil es de arcilla, los parámetros de resistencia se obtienen de una prueba triaxial sin consolidación y sin drenaje. Cuando el estrato débil está formado por arena bajo el nivel freático interviene una fuerza denominada subpresión total.

De los métodos indicados para el cálculo de la estabilidad de taludes, se establece, que la mayor parte del desarrollo en los procedimientos que se siguen constituye una realización gráfica en base a determinar el factor de seguridad, mediante la acción de fuerzas o momentos participantes en el problema de un talud dentro de las vías terrestres.

Los métodos que aquí se han propuesto con los respectivos ejercicios, nos permiten obtener un cuadro más real de las condiciones de estabilidad existentes en un talud de tierra, facilitándo así la evaluación y mejor selección de las medidas apropiadas para evi-

tar un deslizamiento de tierras.

Refiriéndonos a los terraplenes construídos sobre suelos blandos o turbas, podemos decir la necesidad que existe en el uso de terraplenes de prueba a escala natural de la estructura en estudio, en el cual se haga las respectivas observacicnes que se puede obtener de esta actividad y poder predecir la evolución de los asentamientos, la disminución de volumen por consolidación y la reducción o descenso que sufre la resistencia que ocurre con el tiempo en el mismo terraplén de prueba, por efecto de los esfuerzos cortantes actuantes que degradan la estructura de la arcilla. 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 digna de ser tomada en cuenta. El porcentaje de reducción de la resistencia máxima convencional no se puede juzgar. Pero algunas instituciones donde se efectúan estos cálculos se reduce arbitrariamente esa resistencia máxima convencional en un 25 ó 30 % para obtener el valor de resistencia de diseño.

Ahora refiriéndonos a los factores que producen fallas de estabilidad en laderas y taludes, sobresale el flujo interno de agua y las presiones que ésta puede desarrollar en las masas de suelo involucradas, causando los deslizamientos respectivos. La mayoría de estas

fallas importantes ocurren en el período que sigue al comienzo de la temporada lluviosa y tiene lugar en estrecha conexión con el régimen de las filtraciones y con el establecimiento de los escurrimientos subterráneos.

En general, las causas de los deslizamientos son externas o internas. Las externas producen: aumento en los esfuerzos cortantes actuantes sin modificar la resistencia al esfuerzo cortante del material, aumento en la altura del talud o el hacerlo más escarpado, colocación de cualquier sobrecarga en la corona del talud o por ocurrencia de sismos.

Las causas internas ocurren sin cambios en las condiciones exteriores del talud. Van ligadas a la disminución de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo constitutivo. Son también causas de esta clase el aumento de presión de poro o la disipación de la cohesión.

Las tablas No. 5, 6 y 7 son un resumen de los factores que causan los deslizamientos, así como del mecanismo por el cual actúan; de los procesos constructivos que más comúnmente causan problemas; de los factores que contribuyen a elevar los esfuerzos cortantes actuantes en una ladera o talud; y, de los factores que causan con mayor frecuencia una disminución de la resistencia al esfuerzo cortante de los materiales

constitutivos de laderas y taludes.

El reconocimiento de las futuras fallas de laderas o taludes en el campo y su identificación se hace con base a la interpretación de signos vistos en el terreno; estos signos consisten sobre todo en deformaciones, agrietamientos y manifestaciones del régimen de flujo interno de las aguas. LLevándonos a determinar el estado de la estabilidad del talud y el riesgo de su falla.

En general, las condiciones de estabilidad de un talud dependen 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. Siendo vitales las condiciones de régimen hidráulico superficial e interno. Este conjunto de factores que influyen arrojan al problema un número tal de variables que lo convierten en uno de los más complejos que afronta la ingeniería de las vías terrestres. La fotointerpretación debe verse como un auxilio fundamental para el reconocimiento e identificación en el problema de deslizamientos.

El reconocer e identificar una falla tiene dos aspectos. El identificar se refiere a saber si han ocurrido u ocurrirán movimientos de inestabilidad. El segundo aspecto se refiere a identificar y clasificar

el tipo de deslizamiento que está ocurriendo o que puede presentarse.

Para el caso de una vía terrestre de nueva construcción, una vez que se adquiera una idea general de las condiciones de la estabilidad de la zona por medio de mapas geológicos y la fotointerpretación, será preciso visitarla para inspeccionar las condiciones sobre el lugar. En la inspección se procederá yendo del panorama general a los detalles particulares. Se dará especial atención a la inclinación de las laderas y sus cambios, relacionándolos con las variaciones de materiales que indique la geología superficial. Se buscarán signos específicos, tales como manantiales, encharcamientos y, desde luego, grietas; todos los signos del deslizamiento superficial son importantes, ya que resulta conveniente la detección de estas fallas en las etapas tempranas de un proyecto vial.

Es claro que existirán casos, en que será difícil determinar la existencia de futuros deslizamientos y fallas, por lo que se tomarán las debidas precauciones en aquellos lugares en que exista materiales de desconfianza.

En lo que respecta a un deslizamiento en desarrollo y ya planteado, lo importante será clasificarlo, pues los métodos correctivos dependerán de su tipo y características. A este respecto, la instrumentación de campo, es casi el único medio eficaz y seguro de lle-

UNIVERSIDAD PARTICULAR DE LOJA BIBLIOTECA

gar a su conocimiento completo del problema.

Las fallas se pueden prevenir, en base de un diseño por cálculo, de una exploración que se efectúe tanto geológica como de la mecánica de suelos, esta exploración deberá extenderse en formaciones o terrenos en que se sospeche peligros especiales, tales como zonas pantanosas o de suelo muy blando. Muchos de estos factores se conocen con técnicas de instrumentación de campo, que deben verse como auxiliares en la detección y prevención de fallas.

De la parte correspondiente a corregir problemas de laderas o taludes inestables, o para reconstruír zonas falladas podemos decir que todos los métodos siguen una o más de las siguientes líneas de acción.

- El evitar la zona de falla, está 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.

- La reducción de fuerzas motoras, se logra por dos métodos: remoción de material en la zona apropiada de la falla y subdrenaje, para disminuír el efecto de empujes hidrostáticos y el peso de las masas de tierra, que es menor cuando pierde agua.

- Aumentar las fuerzas resistentes, esta línea de acción ofrece algunas variantes: el subdrenaje, que

aumenta la resistencia al esfuerzo cortante del suelo; la eliminación de estratos débiles u otras zonas de falla; la construcción de estructuras de retención u otras restricciones y el uso de tratamientos químicos, para elevar la resistencia de los suelos al deslizamiento.

El método de excavación se aplica en fallas ya manifestadas o producidas, este puede efectuarse sólo en la cabeza de la falla, o en todo el cuerpo de la misma hasta la remoción total del material inestable. Las remociones de la cabeza reducen las fuerzas motoras y balancean la falla; las remociones totales eliminan la causa de raíz.

Cuando se cuidan en forma conveniente los aspectos de drenaje, la remoción de materiales da soluciones permanentes. Estos métodos son mejores para prevenir que para corregir, ya que los costos unitarios de los movimientos de tierra grandes son menores en construcciones nuevas que en trabajos de reparación.

Este método se puede usar en toda clase de deslizamientos, sobre todo en los de tipo rotacional.

El empleo de materiales de bajo peso volumétrico es únicamente aplicable en terraplenes, siendo eficientes sobre suelos puramente cohesivos, como ser arcillas blandas o turbas. Con esta solución se busca reducir las fuerzas motoras, empleando materiales de bajo peso volumétrico en el cuerpo del terraplén.

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA BIBLIOTECA

La solución mediante el empleo de bermas tiende a incrementar la estabilidad del talud, además el peso del material que se coloque aumenta la resistencia al esfuerzo cortante del terreno de cimentación en su parte friccionante. Una base para los cálculos es darle a la berma la mitad de la altura del terraplén que se desea estabilizar y un ancho de la corona de dicho terraplén.

Una solución similar a la de las bermas constituye el escalonamiento de taludes, los mismos que deberán tener huella ancha para que puedan funcionar como taludes independientes. Un escalonamiento queda definido por el ancho de los escalones, la distancia vertical entre ellos y el ángulo de los taludes intermedios. La construcción de los escalonamientos depende de la condición del material constitutivo del corte. La función que cumplen los escalones es proteger el corte contra la erosión del agua superficial, detener pequeños derrumbes, reducir la velocidad ladera abajo. Para ello será preciso que los escalones estén adecuadamente conformados. El escalonamiento se deberá proyectar para cada caso particular.

El empleo de materiales estabilizantes, es una solución más factible en terraplenes, que consiste en añadir al suelo algunas substancia que mejore sus características de resistencia. Estas substancia son cementos, asfaltos o sales químicas; su uso es limitado debido a que éstos procedimientos son caros.

La cementación artificial se utiliza para rellenar grietas, intersticios o vacíos en el suelo. Estos métodos sólo se pueden aplicar a suelos arenosos con diámetro efectivo de un décimo de milímetro como mínimo; 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 permite la penetración en las fisuras y en la superficie de falla ya formada.

Para situar los pozos para inyectado, se requiere de un conocimiento preciso de la superficie de falla.

Con la inyección de emulsiones asfálticas se logra mejor penetración que con la lechada de cemento debido a su mejor viscosidad.

Las estructuras de retención, son de uso común para corregir deslizamientos después de que han ocurrido o para prevenir en zonas en que puedan ocurrir. Comprendiéndose que estas estructuras deberán contener a la superficie de falla formada o por formarse, las mismas que se construyen por lo general al pie de los taludes de terraplenes y al pie de cortes, exigen de poco espacio para su erección.

Los muros de retención requieren de un conjunto de obras auxiliares, tales como subdrenaje, ademado, desagues.

Los métodos de recubrimiento también incrementan la estabilidad del talud a base de proteger los materiales contra efectos de erosión e intemperismos con recubrimientos de mampostería, concretos lanzados, lozas delgadas de concreto, riegos asfálticos. Para estas soluciones deberá hacerse consideraciones de flujo de agua en el cuerpo del talud con el fin de tomar las precauciones correspondientes de subdrenaje y la solución no falle por desprendimiento.

También se pueden usar mallas de acero o de plástico, para detener derrumbes. La malla se ancla en la corona del corte y se sujeta al talud con anclaje o grapas.

Los contrapesos al pie de la falla, es una solución que busca dos efectos: balancear el efecto de las fuerzas motoras en la cabeza de la falla como lo hace una berma; e incrementar la resistencia al esfuerzo cortante del material subyacente, cuando este es de naturaleza friccionante.

Consiste este método en colocar un peso suficiente de suelo o roca en la zona apropiada al pie de la falla. Por ejemplo, se puede estabilizar fallas con el uso de respaldos de enrocamiento, en los que el efecto del contrapeso se suma a la substitución de materiales malos por otros de mejor calidad.

La vegetación es un método de prevención y corrección de fallas por erosión, la misma que cumple dos -

funciones; disminuye el contenido de agua en la parte superficial, y da consistencia a esa parte por el entramado mecánico de sus raíces. Recomendándose que el tipo de especies más convenientes en un caso dado, será el uso de plantas propias de la región; resultando efectivas las plantaciones contínuas de pastos y plantas herbáceas, en vez de plantaciones de matas o áreas aisladas que incrementan la posibilidad de filtración y escurrimiento. También da buenos resultados la plantación de arbustos en hileras en terraplenes, con el objeto de hacer perder la velocidad al agua que escurra. Se recomienda que debe hacerse un estudio detallado de las especies vegetales utilizables en cada lugar o región.

Para evitar el riego de las plantaciones que se efectúe, cuando es abundante y prolongado, se recurre a colocar costras de arcilla y tierra vegetal sobre taludes construídos con suelos que no ofrecen de por sí soporte adecuado; estas costras conservan la humedad en mayor grado, lo que favorece a la vegetación.

Finalmente se hace algunos comentarios relacionando los diferentes métodos correctivos mencionados con los tipos de fallas.

- En derrumbes, los métodos correctivos se refieren a los siguientes criterios: abatimiento de taludes, escalonamiento y drenaje superficial. En menor escala se usan métodos de retención, con el fin de recubrir

materiales atacables por el intemperismo: dentro de es
to se construye pantallas de mampostería o placas del
gadas de concreto. En derrumbes de escasa magnitud
rinde magníficos resultados el recubrimiento con con-
cretos lanzados, mallas de alambre.

Cuando en los cortes los derrumbes se presentan en la zona de coronamiento, una buena solución puede ser la remoción periódica del material que se va soltando.

- Es deslizamientos de tierras, los métodos que más comunmente se emplean son los siguientes: abatimiento de taludes, empleo de bermas, remoción de materiales en la cabeza de la falla, drenaje superficial y sella-do de grietas, empleo de contrapesos, muros de reten-ción.

Los contrapesos y los muros de retención son efec-tivos en deslizamientos pequeños. Pedraplenes y muros se usan para prevenir la erosión de corrientes de agua.

- En flujos, los métodos que más se utilizan en es
te tipo de fallas son: abatimiento de taludes, escalo-
namiento de taludes, remoción total o parcial del mate
rial fallado, drenaje superficial incluyendo sellado de grietas.

El subdrenaje ofrece una solución frecuentemente exitosa, considerándose siempre en problemas relaciona
dos con flujos.

Sólo en flujos muy pequeños se emplean las estructuras de retención.

La aplicación de la instrumentación de campo, constituye un medio natural de resolver los problemas de las vías terrestres. Hoy, existen diferentes y numerosos dispositivos de medición de esfuerzos y deformaciones de las estructuras con que comunmente trabaja el ingeniero dentro del campo de la vialidad. Los instrumentos más usados son los piezómetros, deformímetros, captadores de presión de suelos y los inclinómetros.

Esta técnica de instrumentación de campo aplicada al estudio y resolución de problemas geotécnicos en carreteras ayuda a la interpretación de los valores correspondientes a las deformaciones obtenidas mediante los instrumentos de medición colocados en las zonas en movimiento, previniendo con anticipación la situación crítica; además permite conocer el mecanismo de falla para poder resolver los problemas utilizando la solución más adecuada y económica.

REFERENCIAS

1. JUAREZ BADILLO, EULALIO y RICO RODRIGUEZ, ALFONSO. Mecánica de suelos; teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos. México, D.F., Limusa, 1975.

2. RICO RODRIGUEZ, ALFONSO y DEL CASTILLO, HERMILO. La ingeniería de suelos en las vías terrestres. Vol. I y II. México, D.F., Limusa, 1978.

3. SOWERS, GEORGE. Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones. México, D.F., Limusa-Wiley, 1972.

4. LAMBE, WILLIAM y WHITMAN, ROBERT. Mecánica de suelos. México, D.F., Limusa-Wiley, 1972.

5. ROAD RESEARCH Laboratory. Mecánica del suelo para ingenieros de carreteras y aereopuertos. Madrid, 1963.

6. FORAY, PIERRE y CAZAR, PFANDER. Seminario sobre comportamiento mecánico de los suelos. Quito, Escuela Superior Politécnica, 1980.

7. JIMENEZ SALAS, JOSE A. et al. Geotecnia y cimientos II; mecánica del suelo y de las rocas. Madrid, Rueda, 1981.

8. VALLE RODAS, RAUL. Carreteras, calles y aereopistas. Buenos Aires, El Ateneo, 1976.

9. HUERTAS AMAYA, CARLOS. La erosión; caracterización y control. Lisboa, 1979.

10. REUNION DE ingenieros. Mecánica de suelos. Barcelona, España, Editores Técnicos Asociados, 1975.

11. JUAREZ BADILLO, EULALIO y RICO RODRIGUEZ, ALFONSO. Mecánica de suelos. Tomo I. Fundamentos de la mecánica de suelos. México, D.F., Limusa, 1975.

12. BOWLES, JOSEPH E. Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil. Bogotá, McGraw-Hill Latinoamericana, 1980.

13. GRAUX, DANIEL. Fundamentos de mecánica de suelo. Proyecto de muros y cimentaciones; geotecnia aplicada. Tomo I. Barcelona, España, Editores Técnicos Asociados, 1970.

14. SCHULZE, W.E. y SIMMER, K. Cimentaciones. Madrid, Blume, 1970.

15. II JORNADAS de ingeniería civil. Guayaquil, Ecuador, Colegio de Ingenieros Civiles del Guayas, 1975.

16. DAVIS, HARMER E. et al. Ensayo e inspección de los materiales en ingeniería. México, D.F., Continental, 1966.

17. U.S. ARMY ENGINEER SCHOOL - FORT BELVOIR, VIRGINIA. Student reference. Section I. Soils engineering. Virginia, 1966.