



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS
SUPERIORES ACATLÁN

“APLICACIÓN DE DIFERENTES PROCEDIMIENTOS PARA INCREMENTAR LA ESTABILIDAD DE TALUDES”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

JULIO CÉSAR ROJAS RODRÍGUEZ



ASESOR: ING. JUAN VÍCTOR PADILLA CORREA

NAUCALPAN, ESTADO DE MÉXICO MARZO DEL 2005.

m343281





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a la **UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MÉXICO** por haberme dado la oportunidad de cursar una licenciatura de calidad y reconocimiento a nivel internacional.

A la **FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN** por las vivencias y conocimiento adquirido durante mi estancia en sus instalaciones; lo cual ha fortalecido mi amor y respeto hacia esta institución, ya que lleno mis expectativas como profesionista.

A mis profesores por sus consejos y paciencia; pero sobre todo por sus conocimientos transmitidos a lo largo de la carrera. Agradezco especialmente a mi asesor el Ing. Juan Víctor Padilla Correa por su paciencia e interés durante el desarrollo del presente trabajo de titulación.

A mi madre y a mi abuelita por estar siempre cuando más las necesito además de haber creído en mí y hacerme sentir querido e importante en sus vidas.

DEDICATORIAS

A mi mamá Ofe por su apoyo y amor incondicional, lo cual me impulso a concluir mis estudios universitarios; del mismo modo agradezco a Chucho por apoyarme a mi y a mi madre.

A mi abuelita Aurelia quien es para mí como mi mamá, ya que compartí con ella momentos bonitos e inolvidables de mi niñez. A mi abuelito Eutiquio y a mis bisabuelitos Maria y Bernardino de quienes tanto me platican; ya no están con nosotros desde hace tiempo, pero que siempre estarán presentes en mis recuerdos.

A mis queridas hermanas Arisbeth (a su esposo Iván y su hijo Ivancito), Annete y Yalid.

A mi familia en general; ya que siempre sentí su apoyo especialmente a mi tía Evita a quien dedico con todo cariño esta tesis y el haber logrado llegar a concluir mi carrera universitaria. También la dedico cariñosamente a mis tíos Jorge, Sonia, Elvis, Raúl, Gabriel, Albino, Alicia, Silvia, Irma, Ángel y Armando y a mis primos; principalmente a Daniela, Gabriel, Héctor, Daniel y Omar.

A mis amigos Juan Pablo (papas), Beto, Andrés, Yola, Oscar, Héctor, Nayeli, Cruz, Fernando, Miguel A.(chino), Isabel y a Lissete a quien agradezco su paciencia y amor.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
1 ANTECEDENTES	2
1.1 Propiedades índice de los suelos	2
1.1.1 Relaciones Volumétricas	
1.1.2 Relaciones Gravimétricas	
1.2 Forma de las partículas de los suelos	6
1.2.1 Suelos con partículas gruesas	
1.2.2 Suelos con partículas finas	
1.2.3 Composición mineralógica de las partículas finas	
1.3 Granulometría	8
1.4 Plasticidad	9
1.4.1 Estados de consistencia	
1.4.2 Límite Líquido (LL)	
1.4.3 Límite Plástico (LP)	
1.4.4 Índice de plasticidad (IP)	
1.4.5 Límite de contracción	
1.5 Sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS)	12
1.5.1 Descripción del sistema unificado	
1.5.1.1 Clasificación de los Suelos Gruesos	
1.5.1.2 Clasificación de los Suelos Finos	
1.6 Influencia del flujo de agua a través del suelo de los taludes	15
1.6.1 Permeabilidad	
1.6.2 Medición de la permeabilidad en laboratorio	
1.6.3 Factores que afectan a la permeabilidad	
1.6.4 Fuerzas de Filtración	
1.7 Esfuerzos dentro de la masa del suelo	18
1.8 Propiedades mecánicas de los suelos	20
1.8.1 Prueba de corte directo	
1.8.2 Prueba de compresión simple	
1.8.3 Pruebas triaxiales	
1.8.4 Aplicación de las pruebas de compresión triaxial en los taludes	
1.8.5 Pruebas de consolidación	
1.9 Muestreo en suelos	28
1.9.1 Métodos de exploración preliminar	
1.9.2 Métodos de exploración definitiva	
1.9.3 Obtención de muestras de suelos	
2 MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE PRESENTAN LOS TALUDES	33
2.1 Partes principales que constituyen los taludes	34
2.2 Tipos de fallas más comunes que presentan los taludes	35
2.3 Factor de Seguridad	38
2.4 Método de Fellenius	40
2.5 Localización del círculo más crítico	45
2.6 Método del número de estabilidad de Taylor	46
2.7 Método de Janbú	50
2.8 Método simplificado de Bishop	56
2.9 Método del talud infinito	57
2.10 Método del bloque deslizante	58
2.11 Método de análisis de esfuerzos totales sin drenado	59

2.12 Grietas de tensión	60
2.13 Análisis sísmico de taludes	63
2.14 Condiciones de los taludes	67
2.14.1 Presión de tierra en condiciones estables	
2.14.1.1 Presión de tierra en reposo	
2.14.1.2 Presiones activas	
2.14.1.3 Presiones pasivas	

3 PRINCIPALES PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS PARA MEJORAR LA ESTABILIDAD DE TALUDES

72

3.1 Muros rígidos	72
3.2 Muros flexibles	76
3.3 Muros de Tierra reforzada/armada	80
3.4 Estructuras ancladas	84
3.5 Estructuras enterradas	85
3.6 Modificaciones externas e internas de taludes	88
3.7 Concreto lanzado	90

4 ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS

95

4.1 Partes que constituyen una ancla	97
4.2 Tipos de anclajes	98
4.2.1 Tipos de anclaje según su servicio y carácter en la masa de suelo	
4.2.2 Tipos de anclaje según el material con que están hechos	
4.2.3 Tipos de anclaje según el terreno a estabilizar	
4.2.4 Tipos de anclaje según su inyección	
4.2.5 Que ancla elegir	
4.3 Procedimiento de un anclaje general	113
4.3.1 Perforación	
4.3.2 Inyección	
4.3.3 Bulbo de anclaje	
4.3.4 Tensado	
4.4 Protección de las anclas	117
4.4.1 Protección sencilla contra la corrosión	
4.4.2 Doble protección contra la corrosión	
4.4.3 Recomendaciones del Post-Tensioning Institute (PTI)	
4.5 Aplicaciones	125
4.6 Estudio de un caso	126

5 ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES

136

5.1 Descripción	136
5.1.1 Tipos de muro gavión	
5.1.2 Los alambres	
5.1.3 Las mallas	
5.2 Empleo de gaviones	143
5.2.1 Muros de contención	
5.2.2 Control de la erosión fluvial	
5.2.3 Obras de canalización	
5.2.4 Defensa a la erosión por oleaje	
5.2.5 Obras marítimas	

5.2.6 Protección de puentes y alcantarillas	
5.2.7 Protección contra la caída de piedras	
5.3 Características de los muros gaviones	149
5.4 Procedimiento de colocación	150
5.4.1 Proceso de llenado	
5.4.2 Tirantes y cosido	
5.4.3 Unión entre unidades	
5.5 Especificaciones generales para la construcción de gaviones tipo caja establecidas por Maccaferri	155
5.5.1 Descripción general	
5.5.2 Procedimiento de colocación	
5.6 Recomendaciones de diseño para un muro gavión	158
5.7 Diseño de muros de contención con gaviones	164
5.7.1 Calculo del empuje	
5.7.2 Estabilidad de los muros	
5.7.3 Ejemplo de aplicación	

6 ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GEOSINTÉTICOS

181

6.1 Definición de Geosintéticos	181
6.2 Geotextiles	184
6.2.1 Definición y clasificación	
6.2.2 Propiedades físicas	
6.2.3 Propiedades mecánicas	
6.2.4 Propiedades hidráulicas	
6.2.5 Propiedades a largo plazo	
6.2.6 Funciones de los geotextiles	
6.3 Geomallas	194
6.3.1 Propiedades físicas	
6.3.2 Propiedades mecánicas	
6.3.3 Propiedades de durabilidad	
6.3.4 Efectos ambientales	
6.4 Geomembranas	197
6.4.1 Propiedades físicas	
6.4.2 Propiedades mecánicas	
6.5 Diseño de taludes reforzados con Geotextiles y Geomallas	199
6.5.1 Esfuerzos en los taludes	
6.5.2 Factor de seguridad	
6.5.3 Superficie de falla	
6.5.4 Cartas de diseño	
6.5.5 Parámetros de diseño	
6.5.6 Ejemplo de diseño	

ANEXO 1 UNA APLICACIÓN DE LA COMPUTACIÓN EN LOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

215

CONCLUSIONES

227

REFERENCIAS

230

BIBLIOGRAFIA

231

INTRODUCCIÓN

Los análisis de estabilidad de taludes son en la actualidad uno de los problemas geotécnicos de mayor importancia en los diversos proyectos ingenieriles, ya que requieren de un gran cuidado por parte del Ingeniero Geotecnista.

En esta tesis el lector encontrara varios métodos matemáticos para determinar el factor de seguridad contra deslizamiento enfocado a los **taludes constituidos principalmente por suelos**, a partir de los cuales sabremos si nuestro talud analizado es estable o no. Para el caso donde el talud sea inestable; en los últimos cuatro Capítulos se presentan diversos procedimientos constructivos con los cuales se busca incrementar ese factor de seguridad contra deslizamiento y asegurar a si la estabilidad del talud.

El principal objetivo es que al aplicar esos procedimientos constructivos; se garantice un incremento del factor de seguridad contra deslizamiento de los taludes, con la finalidad de prevenir posibles deslizamientos de suelo y así evitar pérdidas económicas y humanas.

Para comprobar lo anterior será necesario verificar que al incrementar las fuerzas externas que actúan en dirección opuesta del deslizamiento de la superficie potencial de falla de taludes constituidos principalmente por suelo, estos logran incrementar su factor de seguridad contra deslizamiento; mejorando su estabilidad. La realización de este tema en particular surge principalmente por el interés del autor, aunado a que han surgido nuevos y variados procedimientos constructivos que vale la pena presentar y poder obtener un mejor criterio en su aplicación.

El presente trabajo titulado *“Aplicación de diferentes procedimientos para incrementar la estabilidad de taludes”*, esta dividido en seis Capítulos; de los cuales en el **Capítulo 1**, se describe de manera general la importancia de conocer los principales parámetros necesarios para el cálculo y diseño de estructuras relacionadas a la Geotecnia en este caso a la Estabilidad de Taludes.

En el **Capítulo 2** se encuentran los métodos matemáticos para analizar la estabilidad de los taludes encontrando desde métodos de mediana a alta complejidad dependiendo de las condiciones particulares que estos tengan. Lo anterior no resulta nada fácil si se parte del hecho de que los métodos deben contemplar lo más real las condiciones originales, aunado a que todos los métodos se basan en tanteos y aproximaciones necesitando por esta razón un criterio práctico. Dependiendo de los resultados obtenidos en el Capítulo 2 se sabrá o se tendrá una idea sustentada técnicamente si el talud analizado tiene o tendrá algún tipo de inestabilidad que requiera de por ejemplo de alguno de los procedimientos constructivos para estabilizar taludes descritos en los cuatro capitulos finales.

El **Capítulo 3** presenta una buena parte de los procedimientos constructivos conocidos para la estabilización de taludes; en el cual se describen de manera general sus características. Finalmente en los **Capítulos 4 al 6** se retoman solo tres procedimientos constructivos de las varias alternativas para estabilizar taludes descritos brevemente en el Capítulo 3; los cuales son: la estabilización de taludes empleando anclas, la estabilización de taludes empleando gaviones y la estabilización de taludes empleando geosintéticos respectivamente.

Por lo que los últimos tres Capítulos se ven más a detalle e incluyen varios aspectos constructivos, datos técnicos, ventajas y desventajas, consideraciones para su empleo, ejemplos de aplicación, entre otros. Cabe señalar que debido a la variedad de procedimientos constructivos que afortunadamente existen para estabilizar taludes contra falla es imposible analizarlos a todos y tampoco deben ser considerados de menor importancia tanto los procedimientos constructivos posiblemente omitidos en este trabajo como los descritos brevemente en el Capítulo 3.

El **Anexo 1** contiene la sintaxis de un programa sencillo compilado en lenguaje BASIC que utiliza el método de Bishop simplificado y que el lector fácilmente a manera de ejemplo puede transcribir y hacer sus propios análisis.

1 ANTECEDENTES

Este capítulo que a primera instancia no genera una relación inmediata con el cuerpo de la tesis, es en realidad de suma importancia ya que en él se encuentran las propiedades índice y mecánicas más importantes del suelo, que es con lo primero que se cuenta a la hora de calcular la estabilidad de una masa de suelo; ya que lo que se busca es la forma que asemeje lo mejor posible la realidad del problema, dando así un buen porcentaje de efectividad en el análisis de estabilidad de los taludes.

La importancia que tiene la Mecánica de Suelos, es que proporciona las herramientas principales para evaluar los problemas de estabilidad que presentan las masas de tierra; haciendo necesario de una exploración y muestreo del suelo donde se alojaron las estructuras; ya sean taludes (constituidos por cortes y terraplenes), elementos de contención, cimentaciones, embalses de tierra, etc.

El muestreo juega un papel importante para la realización de las pruebas índice y mecánicas; por lo tanto estas deben ser realizadas por personal de experiencia ya que en función de un buen muestreo, se tendrán muestras representativas para analizar las cuales también han de realizarse lo mejor posible. El resultado tanto del muestreo como de las pruebas dará la estratigrafía del suelo analizado, el cual incluye las principales propiedades del suelo (índice y mecánicas), de las cuales se obtienen los siguientes parámetros considerados como los de mayor importancia: peso volumétrico de suelo (γ), cohesión (c), ángulo de fricción interna (ϕ), coeficiente de permeabilidad (k), porosidad (n), contenido de agua (w), relación de vacíos (e), esfuerzos normales (τ), esfuerzos totales (P), esfuerzos neutros (μ), esfuerzos efectivos (\bar{P}) y presencia de agua freática en el talud (NAF).

Además de los anteriores parámetros se relacionan otros no menos importantes, los cuales conviene conocer como por ejemplo la clasificación de suelos (SUCS), algunos efectos internos como el flujo de agua a través de los suelos y otros externos como lo son las sobrecargas (en este caso esto se puede reproducir en laboratorio con la prueba de consolidación). Por lo anterior, la Mecánica de Suelos da la pauta para la correcta realización de las obras, dando una estabilidad general a las estructuras y evitando los posibles desastres, ya que interpretando claramente estos resultados y con la experiencia que la Ingeniería Geotécnica tiene en este ramo se ha demostrado su confiabilidad.

1.1 PROPIEDADES ÍNDICE DE LOS SUELOS

Las propiedades índice de los suelos dan una idea de la estratigrafía del suelo (estratos suaves o estratos duros), con lo cual decidir en que estratos muestrear inalteradamente para realizar pruebas mecánicas. Algunas de las principales propiedades índice se describen a continuación:

1.1.1 RELACIONES VOLUMÉTRICAS

En un suelo se distinguen tres fases constituyentes: la sólida, la líquida y la gaseosa. La fase sólida está formada por partículas minerales de suelo incluyendo la capa sólida absorbida; la líquida por el agua libre, específicamente, aunque en los suelos pueden existir otros líquidos de menor significación; la fase gaseosa comprende sobre todo el aire, pero pueden estar presentes otros gases (vapores sulfurosos, anhídrido, carbónico, etc.). La capa viscosa del agua absorbida que presenta propiedades intermedias entre la fase sólida y la líquida, suele incluirse en esta última, pues es susceptible de desaparecer cuando el suelo es sometido a una fuerte evaporación (secado). [Ref. 6].

Las fases líquida y gaseosa del suelo suelen comprenderse en el Volumen de Vacíos, mientras que la fase sólida constituye el Volumen de los Sólidos.

Se dice que un suelo es totalmente saturado cuando todos sus vacíos están ocupados por agua. Un suelo en tal circunstancia consta, como caso particular, de sólo dos fases, la sólida y la líquida. Muchos suelos yacientes bajo el nivel freático son totalmente saturados.

Algunos suelos contienen, además, materia orgánica en diversas formas y cantidades; en las turbas, estas materias predominan y consisten en residuos vegetales parcialmente descompuestos. Aunque el contenido de materia orgánica y las capas absorbidas son muy importantes desde el punto de vista de las propiedades mecánicas del suelo, no es preciso considerarlos en la medición de pesos y volúmenes relativos de las tres fases principales; su influencia se toma en cuenta más fácilmente en etapas posteriores del estudio de ciertas propiedades de los suelos.

En los Laboratorios de Mecánica de Suelos puede determinarse fácilmente el peso de las muestras húmedas, el peso de las muestras secadas al horno y el peso específico relativo de los suelos. Estas magnitudes no son, empero, las únicas cuyo cálculo es necesario; es preciso obtener relaciones sencillas y prácticas, a fin de poder medir algunas otras magnitudes en términos de éstas. Estas relaciones, de tipo volumétrico y gravimétrico, son de mayor importancia para la aplicación sencilla y rápida de la teoría y su dominio debe considerarse indispensable.

La Figura 1.1, representa el esquema de una muestra de suelo, en el que aparecen las fases principales, así como los conceptos de uso más común, como los símbolos con que se indicarán en lo siguiente.

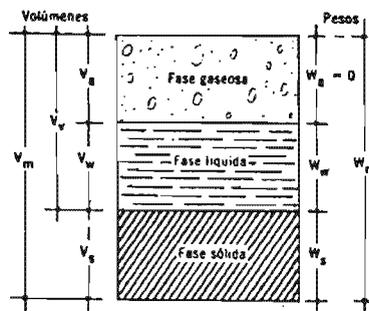


Figura 1.1 Esquema Representativo de un suelo Parcialmente saturado

Donde:

- V_m = Volumen total de la muestra de suelo (volumen de la masa).
- V_s = Volumen de la fase sólida de la muestra (volumen de sólidos).
- V_v = Volumen de los vacíos de la muestra de suelo (volumen de vacíos).
- V_w = Volumen de la fase líquida contenida en la muestra (volumen de agua).
- V_a = Volumen de la fase gaseosa de la muestra (volumen de aire).
- W_m = Peso total de la muestra de suelo (peso de la masa).
- W_s = Peso de la fase sólida de la muestra de suelo (peso de los sólidos).
- W_w = Peso de la fase líquida de la muestra (peso del agua).
- W_a = Peso de la fase gaseosa de la muestra (es considerado nulo).

Existe el problema para definir el peso de los sólidos, o sea del suelo seco, obtenido eliminando la fase líquida. El problema proviene del hecho de que la película de agua absorbida no desaparece por completo al someter al suelo a una evaporación en horno, a temperaturas prácticas; la cuestión está convencionalmente resuelta en Mecánica de suelos al definir como estado seco de un suelo al que se obtiene tras someter el mismo a un proceso de evaporación en un horno, con temperaturas de 105°C a 110°C y durante un período suficiente para llegar a peso constante, lo que se logra generalmente en 18 ó 24 horas.

De las anteriores definiciones resultan algunas relaciones volumétricas de uso común en la Mecánica de los Suelos:

POROSIDAD (n)

Es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen total, expresada en porcentaje:

$$n = \frac{V_v}{V_m} 100 (\%)$$

La porosidad de los suelos puede variar desde un 25 %, para arenas o gravas muy compactas, hasta un 93 % para arcillas coloidales muy blandas.

RELACION DE VACÍOS (e)

Es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen de sólidos, expresado por:

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

La porosidad puede expresarse en función de la relación de vacíos en la siguiente forma:

$$n = \frac{e}{1 + e}$$

En la práctica no suelen hallarse valores menores de 0.25 (arenas muy compactas con finos), ni mayores de 15, en el caso de algunas arcillas altamente compresibles.

COMPACIDAD RELATIVA (Cr)

El término compacidad se refiere al grado de acomodo alcanzado por las partículas del suelo, dejando más o menos vacíos entre ellas. En un suelo muy compacto, las partículas sólidas que lo constituyen tienen un alto grado de acomodo y la capacidad de deformación bajo carga del conjunto será pequeña. En suelos poco compactos el grado de acomodo es menor; en ellos el volumen de vacíos y, por ende la capacidad de deformación, serán mayores (Ver Figura 1.2).

En los suelos constituidos principalmente por partículas gruesas (arena o grava), el ángulo de fricción interna y la compresibilidad han sido correlacionadas, de manera experimental y practica, con el concepto de la compacidad relativa, que no es otra cosa que la manera de expresar la porosidad natural de este tipo de suelos con respecto a la mínima porosidad que pueden alcanzar si se les compacta adecuadamente para que alcancen su máximo peso volumétrico seco. La compacidad relativa es definida por la siguiente expresión:

$$Cr = \frac{e_{m\acute{a}x} - e_{nat}}{e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{i}n}} 100 (\%)$$

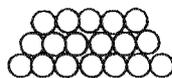
Donde:

$e_{m\acute{a}x}$ = Relación de vacíos máxima, que alcanza el suelo en su estado más suelto.

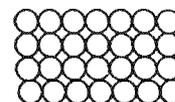
$e_{m\acute{i}n}$ = Relación de vacíos mínima para el estado más compacto posible.

e_{nat} = Relación de vacíos del suelo en su estado natural.

De acuerdo con está ecuación, un valor de Cr cercano al 100% significa que el suelo se encuentra en su estado más compacto, mientras que conforme disminuye Cr, su estado es más suelto.



(a) Estado más compacto



(b) Estado más suelto

Figura 1.2 Compacidad relativa de las partículas de los suelos.

GRADO DE SATURACIÓN DE AGUA (G_w)

Es la relación entre el volumen de agua y el volumen de vacíos, según la ecuación:

$$G_w = \frac{V_w}{V_v} 100(\%)$$

De aquí se ve que, si todo el volumen de los huecos está ocupado por agua, se tendrá $V_w = V_v$ y el grado de saturación $G_w = 100\%$ (representa un suelo saturado). En el otro extremo, en el que $V_w = 0$, el grado de saturación $G_w = 0\%$ (representa un suelo seco, lo cual no se presenta en la realidad).

GRADO DE SATURACIÓN DE AIRE (G_a)

Es una magnitud de escasa importancia práctica, respecto a las anteriores y se define:

$$G_a = \frac{V_a}{V_v} 100(\%)$$

1.1.2 RELACIONES GRAVIMÉTRICAS

Considerando los pesos de la fase líquida y de la fase sólida que forman al suelo se establecen las siguientes relaciones gravimétricas, que son un complemento de las relaciones volumétricas para los cálculos comúnmente efectuados en las aplicaciones prácticas de la Mecánica de suelos.

CONTENIDO DE AGUA (w)

Es la relación entre el peso de agua contenida en el mismo y el peso de su fase sólida. Suele expresarse como un porcentaje:

$$w = \frac{W_w}{W_s} 100(\%)$$

PESO ESPECÍFICO DE LOS SÓLIDOS (γ_s)

Se le expresa por la relación:

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$$

Es común el uso del término densidad de sólidos S_s , expresada por la relación entre el peso específico de los sólidos γ_s y el peso específico del agua γ_o , dada por:

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o}$$

En el sistema CGS (sexagesimal), ambos términos son prácticamente idénticos en número, puesto que el peso específico del agua puede considerarse razonablemente constante a temperatura ambiente e igual a 1 gr/cm^3 .

Igualando las ecuaciones anteriores se obtiene la siguiente ecuación:

$$S_s = \frac{W_s}{\gamma_o V_s}$$

Pudiendo obtener el valor del volumen de sólidos para un espécimen de suelo cualquiera, conociendo su peso seco W_s y su peso específico γ_s ; con la siguiente ecuación (Despejando V_s de la fórmula anterior tenemos):

$$V_s = \frac{W_s}{S_s \gamma_o}$$

En la mayoría de los suelos minerales, la densidad de sólidos suele variar en un intervalo de 2.2 a 2.9, con un promedio de 2.65.:

PESO VOLUMETRICO SECO (γ_d)

Se define como el peso de los sólidos entre unidad de volumen total de suelo y se expresa por:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m}$$

PESO VOLUMETRICO HUMEDO (γ_h)

Es el peso total por unidad de volumen total del suelo, incluyendo el peso del agua:

$$\gamma_h = \frac{W_s + W_w}{V_m} = \frac{W_s + wW_s}{V_m} = \gamma_d(1 + w)$$

1.2 FORMA DE LAS PARTÍCULAS DE LOS SUELOS

La forma de las partículas sólidas es importante para dar una idea del comportamiento mecánico de la masa de suelo.

1.2.1 SUELOS CON PARTÍCULAS GRUESAS

Cuando un suelo está constituido predominantemente por granos cuyo tamaño es mayor de 0.075 mm (más de 50 % de su peso retenido por la malla # 200), se le denomina comúnmente suelo de textura gruesa, suelo granular grueso o simplemente suelo grueso [Ref.1 y 11].

Tabla 1.1 (Partículas gruesas).

TAMAÑO	SUELO O ROCA
< 0.1 mm	Limo y Arcilla
0.1 mm – 0.5 cm	Arenas
0.5 cm – 3 “	Gravas
> 3 “	Boleos

Estos tienen forma equidimensional (Figura 1.3), (las tres dimensiones casi son del mismo tamaño), de las cuales pueden considerarse la redondeada, la subredondeada, la subangulosa y la angulosa, en escala decreciente de los efectos del ataque de los agentes desintegradores, (Ver Tabla 1.1). La forma redonda es prácticamente la esférica, mientras la angulosa es la que presenta aristas y vértices aguzados. Cuando estos vértices y aristas están redondeados por efecto del rodado y la abrasión mecánica, se tiene la forma subangulosa, la que por un proceso más intenso de la erosión puede devenir a la forma subredondeada final. Estas están regidas principalmente por la compacidad y orientación, *su composición mineralógica no interesa*. Para medirlos se utiliza la granulometría.

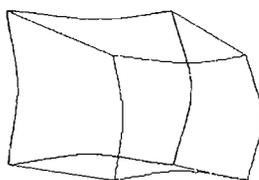
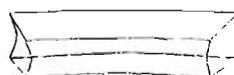


Figura 1.3 Forma de las partículas gruesas (equidimensional).

1.2.2 SUELOS CON PARTÍCULAS FINAS

La fracción formada por pequeñas partículas que pasan por la malla #200 (0.074 mm), se distinguen dos intervalos de tamaños: El Limo y La Arcilla. Tienen forma laminar y acicular (Figura 1.4). Para diferenciarlos, se utiliza la plasticidad.



a) Laminar

b) Acicular

Figura 1.4 Forma de las partículas finas

EL LIMO

Sus partículas varían de tamaño desde 2 a 75 micras, son fragmentos de roca finamente molida que *conservan la composición química y cristalográfica de las rocas originales*.

Cuando el limo no está mezclado con partículas de arcilla, se agrieta al moldearlo con agua, y al secarlo se pulveriza fácilmente al comprimirlo entre los dedos dando al tacto una sensación de talco, esto implica que, al secarse completamente, la cohesión entre las partículas de limo es despreciable. La forma laminar es, la más frecuente en los minerales de la arcilla. La forma acicular es mucho más rara.

LA ARCILLA

Sus partículas, que son producto de la descomposición química de las rocas *no conservan la composición química ni cristalográfica de las rocas originales*. Las partículas coloidales, menores de 2 micras, solo son visibles con la ayuda de un microscopio electrónico. Más que el tamaño de las partículas, la característica que mejor distingue a ambos intervalos de tamaños es su plasticidad en presencia de agua, que se manifiesta de manera diferente en cada intervalo.

La arcilla, formada por partículas extremadamente finas, es plástica, blanda y fácilmente moldeable, pero al secar se endurece y reduce su volumen. Las arcillas más plásticas están constituidas predominantemente por partículas coloidales, al secarse, adquieren una gran resistencia a la tensión y a la compresión, lo que indica una gran cohesión entre sus partículas. Por el contrario, si su contenido de agua aumenta, el volumen crece y la resistencia disminuye.

1.2.3 COMPOSICIÓN MINERALÓGICA DE LAS PARTÍCULAS FINAS

En estas su composición mineralógica juega un papel muy importante en su comportamiento. Los tres principales arreglos de las partículas finas son los siguientes:

Caolinita: Formada de forma alternada por una lamina sílica y una aluminica, lo que proporciona una unión fuerte que no permite la entrada de agua.

Montmorilonita: Formada de forma alternada por una lamina aluminica y dos sílicas, lo cual genera una unión débil y por lo tanto el agua penetra en su estructura, provocando una expansión del suelo y por ende una inestabilidad.

Ilítica: Formada por una lamina aluminica y dos sílicas, además presenta iones de potasio, los cuales forman grumos que no la hacen tan expansiva, pero son muy parecidas a las Montmorilonita.

Donde:

Lamina sílica: Formada por (1 silicio y 4 de oxígeno), tiene forma tetraédrica (hexagonal).

Lamina aluminica: Formada por (1 aluminica y 6 de oxígeno), tiene forma de octaedros.

NOTA: La unión se presenta debido a los iones de oxígeno.

1.3 GRANULOMETRIA

Es la distribución de los diferentes tamaños de los granos del suelo. Una buena graduación representa la presencia de una amplia gama de tamaños, mientras que una mala graduación corresponde a la predominancia de partículas de un solo tamaño o a la carencia de uno o varios intervalos de tamaños. En los suelos de buena graduación, los granos tienen un mayor número de contactos y, por tanto, desarrollan mayor fricción que los suelos mal graduados.

Siempre que se cuente con suficiente número de puntos, la representación gráfica de la distribución granulométrica debe estimarse preferible en tablas (Figura 1.5).

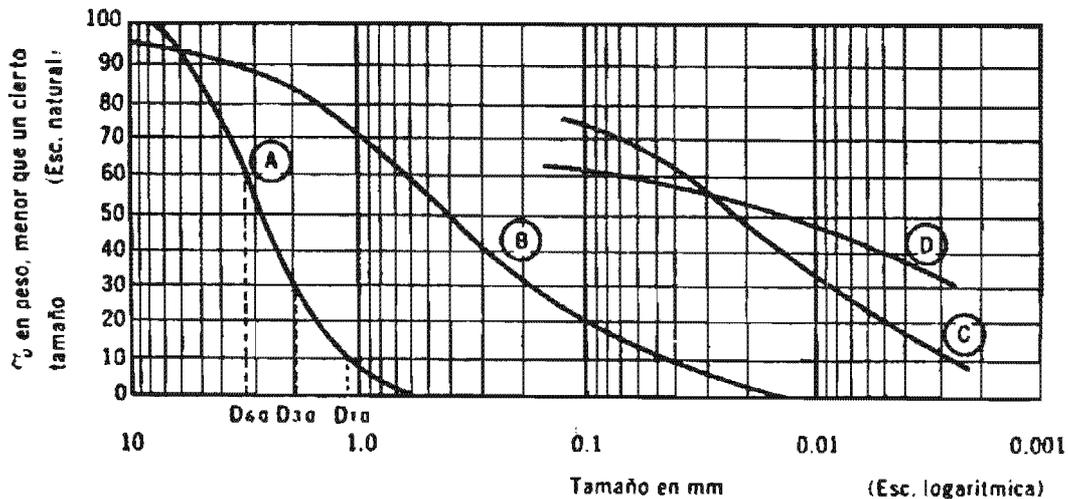


Figura 1.5 Curvas granulométricas de algunos suelos

- A. Arena muy uniforme.
- B. Suelo bien graduado.
- C. Arcilla del Valle de México.
- D. Arcilla del Valle de México (diferente).

La gráfica granulométrica suele dibujarse con porcentajes como ordenadas y tamaños de las partículas como abscisas. Las ordenadas se refieren a porcentaje, en peso, de las partículas menores que el tamaño correspondiente. La forma de la curva da inmediata idea de la distribución granulométrica del suelo; un suelo constituido por partículas de un solo tamaño, estará representado por una línea vertical [pues el 100 % de sus partículas, en peso, es de menor tamaño que cualquiera mayor que el que el suelo posea una curva muy tendida indica gran variedad en tamaños, (suelo bien graduado)].

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

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Donde:

D_{60} = Tamaño tal, que el 60%, en peso, del suelo, sea igual o menor.

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

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

El coeficiente de curvatura (C_c) del suelo, se define con la siguiente expresión:

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

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

1.4 PLASTICIDAD

En Mecánica de Suelos puede definirse la plasticidad como la propiedad de un material por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse, experimentos han revelado que la plasticidad de los suelos se debe a la carga eléctrica de las partículas laminares, que generan campos, que actúan como condensadores e influyen en las moléculas bipolares del agua. La plasticidad de los suelos esta en función de la cantidad de agua que se le adicione a dicho suelo.

La medición de la plasticidad en el laboratorio se realiza mediante una serie de sencillas pruebas propuestas por Atterberg, como un índice de la trabajabilidad de los suelos agrícolas por los instrumentos de labranza. En la Geotecnia, los límites de consistencia, definidos por Atterberg son también de importancia práctica, puesto que permiten cuantificar la variación de la consistencia de los suelos finos en función de su contenido de agua; esta variación está directamente relacionada con el contenido de partículas coloidales y el tipo de coloide, y estos dos factores, unidos al contenido de agua, influyen de manera fundamental en las propiedades mecánicas e hidráulicas de lo suelos finos.

1.4.1 ESTADOS DE CONSISTENCIA

A continuación se explican los conceptos básicos del comportamiento de los suelos finos en función del contenido de agua que conduce a la definición de los límites de Atterberg, o límites de consistencia, que son básicos para la aplicación del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

Según el contenido de agua del suelo, en orden decreciente, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia, definidos por Atterberg.

1. Estado líquido, con las propiedades y apariencia de una suspensión.
2. Estado semilíquido, con las propiedades de un fluido viscoso.
3. Estado plástico, en el que el suelo se comporta plásticamente.
4. Estado semisólido, en el que el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aún disminuye de volumen al estar sujeto a secado.
5. Estado sólido, en que el volumen del suelo no varía con el secado.

Los anteriores estados son fases generales por las que pasa el suelo al irse secando y no existen criterios estrictos para distinguir sus fronteras. El establecimiento de éstas ha de hacerse en forma puramente convencional. Atterberg estableció las primeras convenciones para ello, bajo el nombre general de *límites de consistencia*, los cuales se indican a continuación.

1.4.2 LÍMITE LÍQUIDO (LL)

Es el contenido de agua que presenta un suelo, cuando adquiere una resistencia al corte de 25 gr/cm^2 ; en el cual el suelo es colocado en la Copa de Casagrande y de cierra una abertura de $\frac{1}{2}$ " a los 25 golpes. Donde el límite líquido es la frontera convencional entre los estados semilíquido y plástico.

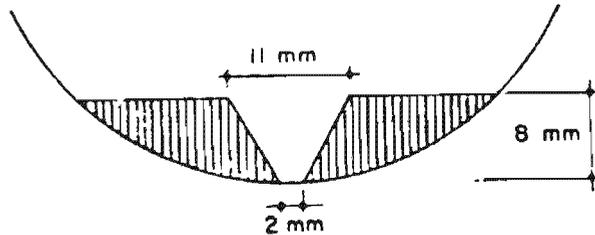


Figura 1. 6 Dimensiones de la ranura en la copa de Casagrande.

Procedimiento para obtener el LL por medio de la Curva de Flujo

1. Tomar 150 grs. de suelo que pase por la malla # 40 (se le puede agregar o quitar agua, según sea el caso).
2. Homogenizar el suelo.
3. Colocarlo en la copa y ranurar.
4. Girar la manivela hasta que cierre $\frac{1}{2}$ " a los 25 golpes, tomar parte de este suelo y determinar su contenido de humedad (W). Es recomendable realizar 2 pruebas más con 22 y 28 golpes respectivamente; es decir tres golpes menos de 25 y tres golpes más.
5. Agregar más agua y homogenizar (luego volverlo a colocar).
6. Repetir los pasos 3 y 4.
7. Repetir los pasos 5 y 6 hasta que:

	No. De Golpes	W (%)
25 <	N1	W1
25 <	N2	W2
25 <	N3	W3
25 >	N4	W4

8. Trazar una curva de flujo.

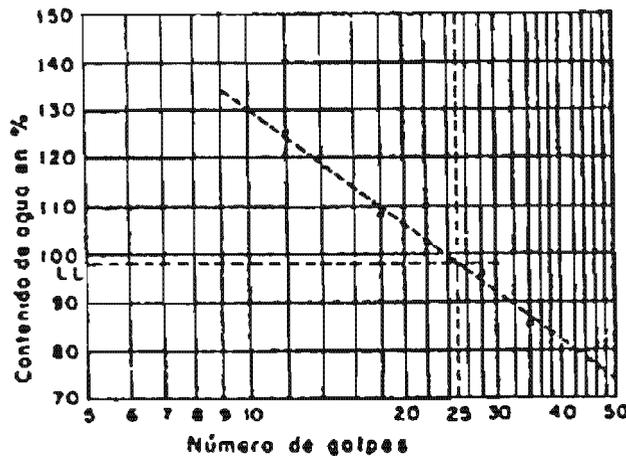


Figura 1.7 Determinación del límite líquido en la curva de flujo.

9. Determinar LL gráficamente.

1.4.3 LÍMITE PLÁSTICO (LP)

El comportamiento plástico permite moldear el suelo entre los dedos sin que se agriete. Pero al continuar perdiendo agua por evaporación, llega el momento en que al comprimirlo entre los dedos se comienza a agrietar; es decir, cambia a una consistencia frágil. Al contenido de agua del suelo en este momento se le llama **límite plástico (LP)**. Suele hacerse midiendo el contenido de humedad para formar un rollito de 3.1 mm de diámetro y 10 cm de longitud, donde este se agrieta y desmorona.

1.4.4 ÍNDICE DE PLASTICIDAD (IP)

Es la diferencia entre los contenidos de agua correspondientes al límite líquido y límite plástico.

$$IP = LL - LP$$

La cual indica el intervalo de variación del contenido de agua dentro del cual el suelo mantiene una consistencia plástica; su magnitud es un reflejo del contenido de arcilla coloidal del suelo fino. En un suelo formado totalmente por arcilla coloidal el índice de plasticidad es muy amplio, mientras que en un limo puro, carente de arcilla este índice es prácticamente nulo.

Tanto el LL, como el IP son utilizados en el SUCS para clasificar los suelos finos según su plasticidad, (Figura 1.8).

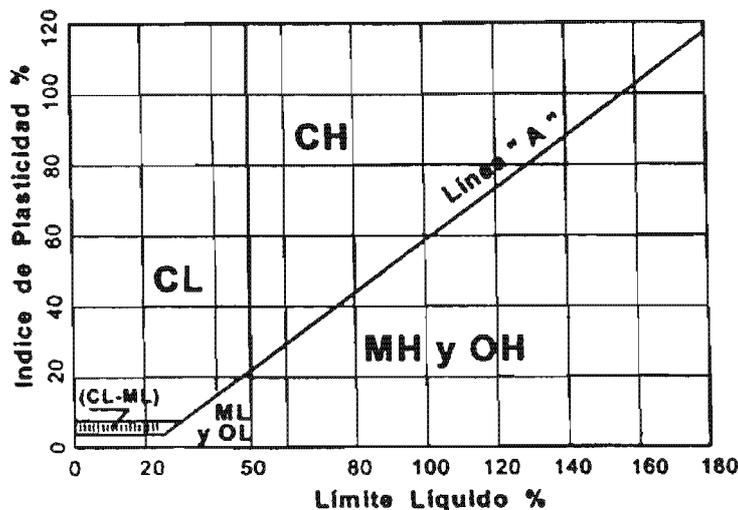


Figura 1.8 Carta de plasticidad para suelos finos.

1.4.5 LÍMITE DE CONTRACCIÓN

Al llegar el contenido de agua al límite plástico, se moldea manualmente un pequeño prisma de suelo de base aproximadamente cuadrada y una altura de unas 2 veces el lado de la base; se mide la altura con un micrómetro y se deja secar en un horno eléctrico a baja temperatura (105° C). Se podrá observar que el prisma de suelo se contrae al secarse.

Si se mide periódicamente la longitud del prisma se podrá detectar cuando deja de contraer su volumen. El contenido de agua del suelo en ese momento se llama **límite de contracción**. Se observara también que el suelo se endurece y se comporta como un sólido rígido. Tanto la magnitud de la contracción como la resistencia a la compresión del prisma son indicativos del contenido de coloides (limo no plástico), mostrara una contracción despreciable y una muy débil resistencia a la compresión del suelo seco, pudiendo ser fácilmente aplastado y pulverizado entre los dedos, lo que indica una débil cohesión entre las partículas. En cambio, una arcilla de alta plasticidad (abundancia de coloides), mostrará una contracción notoria a simple vista y una alta resistencia a la compresión del suelo seco, que puede exceder de 20 kg/cm², lo que indica el desarrollo de una fuerte cohesión entre las partículas de la arcilla.

1.5 SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (SUCS)

El SUCS divide a los suelos en grupos que exhiben intervalos de propiedades mecánicas e hidráulicas semejantes, basándose en los siguientes conceptos [Ref. 6].

1.- Los suelos están formados por un conjunto de partículas cuyo tamaño puede variar en un intervalo muy amplio, que va desde los cantos rodados, con más de 15 cm de diámetro equivalente, hasta las partículas de arcilla coloidal, con menos de dos micras, que son visibles solamente con la ayuda de un microscopio electrónico. Entre estos extremos se encuentran intervalos de tamaños que se denominan: gravas, arenas, limos y arcillas.

2.- Las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos son el resultado de la interacción de sus partículas. La interacción de estas depende de: (1) La granulometría, dada por las proporciones relativas de los diferentes tamaños de las partículas y (2) La plasticidad, que es una propiedad físico-química de las partículas coloidales contenidas en la fracción más fina del suelo, constituida por partículas menores de 0.074 mm; este es el intervalo de tamaños asignado al limo y la arcilla.

Con base en estos conceptos, el SUCS separa, arbitrariamente, a las partículas de suelo, por su tamaño, en dos grandes fracciones, utilizando para ello un cedazo con malla número 200 (200 hilos por pulgada), cuya abertura neta es de 0.075 mm. Las partículas retenidas en esta malla forman lo que se denomina la fracción gruesa, y las que pasan por ella, la fracción fina (Ver Tabla 1.2 y 1.3).

Tabla 1.2 Propiedades de los suelos según el SUCS.

Nombre	Símbolo	Compresibilidad	Capacidad de carga	Permeabilidad	Material de cimentación
Gravas y arenas limpias F < 5%	GW	Muy baja	Muy alta	Muy permeable	Excelente
	SW				
	GP	a baja	a alta	a permeable	a bueno
	SP				
Gravas y arenas Con finos 12 < F < 50%	GM	Baja	Alta	Permeable	Bueno
	SM				
	GC	a media	a media	a semi-permeable	a regular
	SC				
Limos y arcillas de baja plasticidad LL < 50%	ML	Media	Media	Semi-permeable	Regular
	CL				
	OL	a alta	a baja	a impermeable	a malo
Limos y arcillas de alta plasticidad LL > 50%	MH	Alta	Baja	Impermeable	Malo a
	CH				
	OH	a muy alta	a muy baja	a muy permeable	muy malo
Turbas	PT	Muy alta	Muy baja	Impermeable	Muy malo

Tabla 1.3 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS)					
Suelos de textura gruesa (más de 50% retenido en la malla #200)			Suelos de textura fina (más de 50% pasa la malla #200)		
Gravas: más de 50% de gruesos retenidos en la malla #4 (menos de 5% finos)	GW	Grava limpia,* bien graduada	LL < 50% Arcilla: IP arriba de la línea A Suelo Orgánico y Limo: IP bajo la línea A	ML	Limo de baja plasticidad
	GP	Grava limpia,* mal graduada		CL	Arcilla de baja plasticidad
Arenas: más de 50% de gruesos pasa la malla #4 (menos de 5% finos)	SW	Arena limpia, bien graduada	LL > 50% Arcilla: IP arriba de la línea A Suelo Orgánico y Limo: IP bajo la línea A	OL	Orgánico de baja plasticidad
	SP	Arena limpia, mal graduada		MH	Limo de alta plasticidad
Gravas y Arenas con más de 12% de finos	GM	Grava limosa	Arcilla: IP arriba de la línea A Suelo Orgánico y Limo: IP bajo la línea A	CH	Arcilla de alta plasticidad
	GC	Grava arcillosa		OH	Orgánico de alta plasticidad
Limosa = finos de baja plasticidad	SM	Arena limosa	TURBA y Suelos Orgánicos con más de 50% de materia orgánica		
Arcillosa = finos de alta plasticidad	SC	Arena arcillosa			

1.5.1 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA UNIFICADO

La siguiente tabla muestra los diferentes grupos de suelos y su nomenclatura. Cada grupo de suelos se designa por un símbolo formado por literales que tienen los siguientes significados:

Tabla 1.4 Nomenclatura de los suelos (SUCS).

SIMBOLO	PROCEDENCIA	ESPAÑOL
G	Gravel	Grava
S	Sand	Arena
W	Well graded	Buena graduación
P	Poorly graded	Mala graduación
M	Mohs	Limo
C	Clay	Arcilla
L	Low platicity	Baja plasticidad
H	High plasticity	Alta plasticidad
O	Organic soil	suelo Organico
Pt	Peat	Turba

1.5.1.1 SUELOS GRUESOS

Los suelos gruesos tienen más de 50%, en peso, de sus granos retenidos en la malla # 200 (mayores de 0.075 mm).

Se dividen, a su vez, en dos grupos:

- Suelos gruesos limpios.- Menos de 5 % de las partículas pasan la malla # 200.
- Suelos gruesos con finos.- Más de 12% de las partículas pasan la malla # 200.

Dentro del grupo de los suelos gruesos se distinguen también las gravas de las arenas:

Las gravas (G), son aquellas en las que más de 50% de la fracción gruesa es retenida en la malla # 4 (>4.25 mm).

Las arenas (S), son aquellas en las que más del 50% de la fracción gruesa pasa por la malla # 4 (>4.25 mm).

Para tomar en cuenta la graduación granulométrica, las gravas y las arenas limpias se dividen en los siguientes cuatro grupos:

- Gravos bien graduados (GW).- El Coeficiente de Uniformidad, C_u , debe ser mayor de 4, y el Coeficiente de Curvatura, C_c , debe estar comprendido entre 1 y 3.
- Gravos mal graduados (GP).- C_u es menor de 4 y C_c mayor de 3 o menor de 1.
- Arenas bien graduadas (SW).- C_u es mayor de 6 y C_c comprendido entre 1 y 3.
- Arenas mal graduadas (SP).- C_u es menor de 6 y C_c mayor de 3 o menor de 1.

Dentro del grupo de los suelos gruesos con finos se distinguen también 4 subgrupos, según la plasticidad de las partículas que constituyen la fracción fina:

- Grava limosa (GM).- Mezclas de grava, arena y limo no plástico.
- Grava arcillosa (GC).- Mezclas de grava, arena y arcilla.
- Arena limosa (SM).- Mezclas de arena y limo.
- Arena arcillosa (SC).- Mezclas de arena y arcilla.

1.5.1.2 SUELOS FINOS

Los suelos finos tienen más de 50%, en peso, de sus partículas que pasan a través de la malla # 200 (< 0.075 mm).

Se subdividen también en dos grupos, según la magnitud del límite líquido:

- Limos y arcillas de baja plasticidad, cuyo límite líquido (LL) es menor de 50%.
- Limos y arcillas de alta plasticidad, cuyo límite líquido (LL) es mayor de 50%.

Dentro del primer grupo se encuentran los siguientes tipos de suelo:

- Limo de baja plasticidad (ML).- Incluye limos inorgánicos, polvo de roca y mezclas de limo con arena y grava, con más de 50% de limo.
- Arcilla de baja plasticidad (CL).- Incluye arcillas inorgánicas de baja plasticidad y mezclas de arcillas con limo, arena y grava con más de 50% de arcilla.
- Suelo orgánico de baja plasticidad (OL).- Limos o arcillas inorgánicos de baja plasticidad, con alto contenido de materia orgánica. Incluye mezclas de arena y grava con más de 50% de finos.

Dentro del grupo de los suelos finos de alta plasticidad se encuentran los siguientes tipos:

- Limo de alta plasticidad (MH).- Limos inorgánicos con límite líquido mayor del 50%, incluye mezclas de arena y grava con más de 50% de limo.
- Arcilla de alta plasticidad (CH).- Arcillas inorgánicas con límite líquido mayor de 50%, incluye mezclas de arena y grava con más de 50% de arcilla de alta plasticidad.
- Limo o arcilla orgánica de alta plasticidad (OH).- Limos y arcillas con límite líquido mayor del 50% y con alto contenido de humos orgánico. Incluye mezclas de arena y grava con más de 50% de finos.

1.6 INFLUENCIA DEL FLUJO DE AGUA A TRAVÉS DEL SUELO DE LOS TALUDES.

Las obras ingenieriles están sujetas al empuje del agua en diferentes formas; ya sea por almacenamiento, conducción o retención la estabilidad de los taludes juega un papel importante. En los taludes las presiones hidrodinámicas y las fuerzas de filtración que existen en la zona de flujo de agua ejercen una poderosa influencia sobre su estabilidad, generalmente de carácter negativo, aumentando la presión de poro u principalmente en épocas intensas de lluvia; es decir que cuando un talud esta sujeto a flujo, su estabilidad se ve normalmente disminuida en comparación de un talud seco. Este fenómeno puede entenderse mejor determinando el coeficiente de permeabilidad k presente en los diferentes estratos de suelo que conforman el talud y la influencia de las fuerzas de filtración en la estabilidad interna de los taludes. Las formas generales en las que fluye el agua en el interior de las masas de tierra como es el caso de los taludes consisten en redes descritas en la Referencia 6, Tomo III.

1.6.1 PERMEABILIDAD

La permeabilidad es la velocidad relativa con la cual un fluido, en este caso el agua puede atravesar un material terroso, a lo largo de un determinado tiempo.

La experimentación demuestra que el agua fluye a través de un suelo, bajo la misma carga hidráulica, con mayor facilidad mientras mayor sea el tamaño de sus poros. En forma relativa, se acostumbra llamar:

- Suelos permeables a las arenas y gravas limpias, cantos rodados y enrocamientos.
- Suelos impermeables a las arcillas de alta plasticidad y a todos aquellos suelos cuyo contenido de arcilla es tal que ésta sella los huecos que dejan los granos de tamaño mayor.
- Suelos semipermeables aquellos en los que el agua fluye con velocidades intermedias a las correspondientes a los grupos anteriores.

El flujo de agua a través de un medio poroso fue estudiado por Darcy, hace aproximadamente un siglo, quien estableció la ley que lleva su nombre, el cual se baso primeramente en la ecuación de continuidad.

$$Q = kiA$$

Donde:

Q = Gasto hidráulico (m^3/s).

i = Gradiente hidráulico ($i = h / L$).

k = Coeficiente de permeabilidad (m/s).

A = Área transversal (m^2).

De la anterior, pudo determinar la *velocidad media o de descarga*; que es directamente proporcional al gradiente hidráulico. Esta ley se expresa por la ecuación:

$$v = ki$$

Donde:

k = Coeficiente de permeabilidad que depende del tamaño de los poros del suelo,

i = Gradiente hidráulico medio. ($i = h / L$).

v = Velocidad media o de descarga.

Ahora, considerando que el agua pasa al centro del suelo en un espesor unitario, pudo determinar la *velocidad de filtración* (v_1). Considerando lo siguiente:

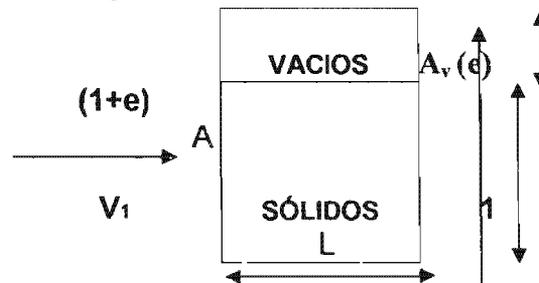


Figura 1.9 Velocidad de filtración.

Suponer $V_s = 1$ y $V_v = e$; [$e = V_v/V_s$]
 Donde: $A_v = A_v V_1$

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

Considerando al filtro un espesor unitario normal al papel, se tiene: $v_1 = \frac{1+e}{e} V$

1.6.2 MEDICIÓN DE LA PERMEABILIDAD EN EL LABORATORIO

a) Carga constante: Este se utiliza para suelos gruesos (gravas y arenas), por donde pasa mas agua.

$$k = \frac{VL}{thA}$$

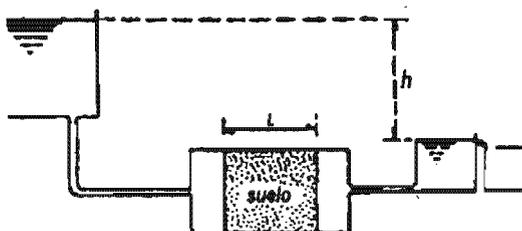


Figura 1.10 Permeámetro de carga constante.

b) Carga variable: Este se utiliza para suelos finos (limos y arcillas), por donde pasa poca agua.

$$k = \frac{aL}{At_1} \ln \left(\frac{h_1}{h_2} \right)$$

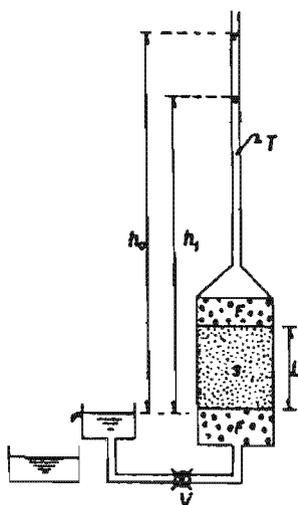


Figura 1.11 Permeámetro de carga variable.

Gravas	1
Arenas	10^{-3}
Limos	10^{-7}
Arcillas	10^{-9}

Tabla 1.5 Valores de k (cm/s).

1.6.3 FACTORES QUE AFECTAN A LA PERMEABILIDAD

- 1) La relación de vacíos del suelo.
- 2) La temperatura del agua; la temperatura recomendada es de 20 °C.
- 3) La estructura y estratificación del suelo; un suelo suele tener permeabilidades diferentes, aún cuando la (e) sea la misma, puede ser debido a los cambios en la estructura y estratificación del suelo, que resulta de la mezcla de estratos diferentes, cuando un suelo presenta varios estratos considerables, se determinara una k promedio.
- 4) Presencia de agujeros y fisuras; esto debido a efectos de heladas, ciclos alternados de humedecimiento y secado y presencia de vegetación, (convirtiéndose aún la arcilla más impermeable en material poroso).

1.6.4 FUERZAS DE FILTRACIÓN

Para poder definir las Fuerzas de Filtración, primeramente debemos considerar 2 fenómenos presentes en el flujo de agua en suelos, las primeras son las *presiones periféricas o de contorno*, las cuales son presiones verticales que actúan sobre las caras extremas de la muestra de suelo y las otras son las *presiones de empuje ascensional o de Arquímedes*, que son debidas a la inmersión, es decir son las presiones que existirían sino hubiera flujo. Estas dos presiones de agua constituyen el efecto del agua estática sobre la muestra de suelo.

La diferencia entre las presiones periféricas y las de empuje ascensional es la *presión o fuerza de filtración*. Figura 1.12. Al fluir el agua a través de los poros en una masa de suelo, ejerce esfuerzos sobre las partículas que lo constituyen; estos esfuerzos afectan significativamente al equilibrio de la masa de suelo [Ref. 14].

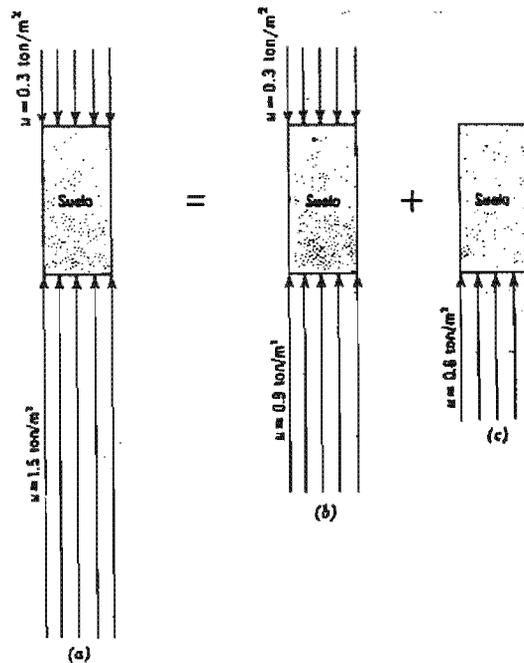


Figura 1.12 Fuerzas de filtración

En un suelo isótropo, la Fuerza de Filtración siempre actúa en dirección de la corriente. Una expresión adecuada de una fuerza es calculada como fuerza por unidad de volumen de suelo, en la forma:

$$j = \frac{F.Filtración}{Vdesuelo} = \frac{hA\gamma_w}{LA}$$

La Fuerza de Filtración por unidad de volumen de suelo j es igual al gradiente de carga total i multiplicado por el peso específico del fluido γ .

Las fuerzas de filtración son debidas a un cambio de la carga hidráulica (carga de presión más carga de posición) causado por la fricción viscosa del flujo de agua. En un medio poroso uniforme esta fricción se presenta en los granos del suelo, constituyendo una fuerza de volumen.

El valor de esta fuerza por unidad de volumen es igual al producto del peso específico del agua γ_w , por el gradiente hidráulico i y su dirección es la de la velocidad de la corriente en el punto considerado. Se tiene así que al considerar una superficie hipotética de falla, la zona comprendida arriba de ella esta sujeta además de la fuerza de gravedad a la fuerza de filtración. El efecto de esta fuerza de filtración es aumentar el momento motor que tiende a hacer girar a la masa deslizante alrededor del centro del círculo de falla.

1.7 ESFUERZOS DENTRO DE LA MASA DE SUELO

Dentro de la masa de suelo se presentan esfuerzos muy importantes; el esfuerzo total P obra en cualquier punto de una sección de suelo saturado o de roca, puede dividirse en dos partes. Una de ellas llamada (esfuerzo hidrostático, presión de poro, intersticial ó esfuerzo neutro) μ que actúa en el agua y en el sólido con igual intensidad y en todas direcciones. La otra parte, conocida como (esfuerzo efectivo) \bar{P} , representa el exceso sobre el esfuerzo hidrostático, y actúa exclusivamente entre los puntos de contacto de los componentes sólidos. [Ref. 3], por lo tanto se tiene la siguiente ecuación:

$$P = \bar{P} + \mu$$

La ecuación anterior es conocida como la ecuación fundamental de los suelos finos saturados, de la cual se genera la siguiente:(el signo depende de si cambia ya sea \bar{P} o μ).

$$\bar{P} = P(+/-)u$$

La experiencia ha demostrado que solamente los esfuerzos efectivos pueden inducir cambios en el volumen de la masa de un suelo. De la misma manera, solamente los esfuerzos efectivos pueden producir resistencia friccionante en los suelos y rocas. Por otra parte, los esfuerzos neutros no pueden por sí mismos producir cambios de volumen o bien resistencia friccionante.

En forma directa, los cambios en los esfuerzos neutros pueden producir cambios en el volumen del suelo o influir en su resistencia friccionante, pero sólo bajo circunstancias especiales en las que los cambios en esfuerzo neutral produzcan a su vez cambios en los esfuerzos efectivos. La distinción entre los esfuerzos efectivos y los neutros pueden ilustrarse por medio de la Figura 1.13, que muestra un recipiente parcialmente lleno de material granular y completamente lleno de agua. El fondo del recipiente está conectado a un depósito, por medio de un tubo flexible. En la parte a de la figura, el nivel del agua en el depósito es el mismo que en el recipiente, de manera que no hay ningún flujo.

A continuación se presentan las ecuaciones para calcular el esfuerzo efectivo \bar{P} y el esfuerzo hidrostático μ , respectivamente:

$$\bar{P} = \gamma' H ; \gamma' Z$$

$$u = \gamma_w h ; \gamma_w Z$$

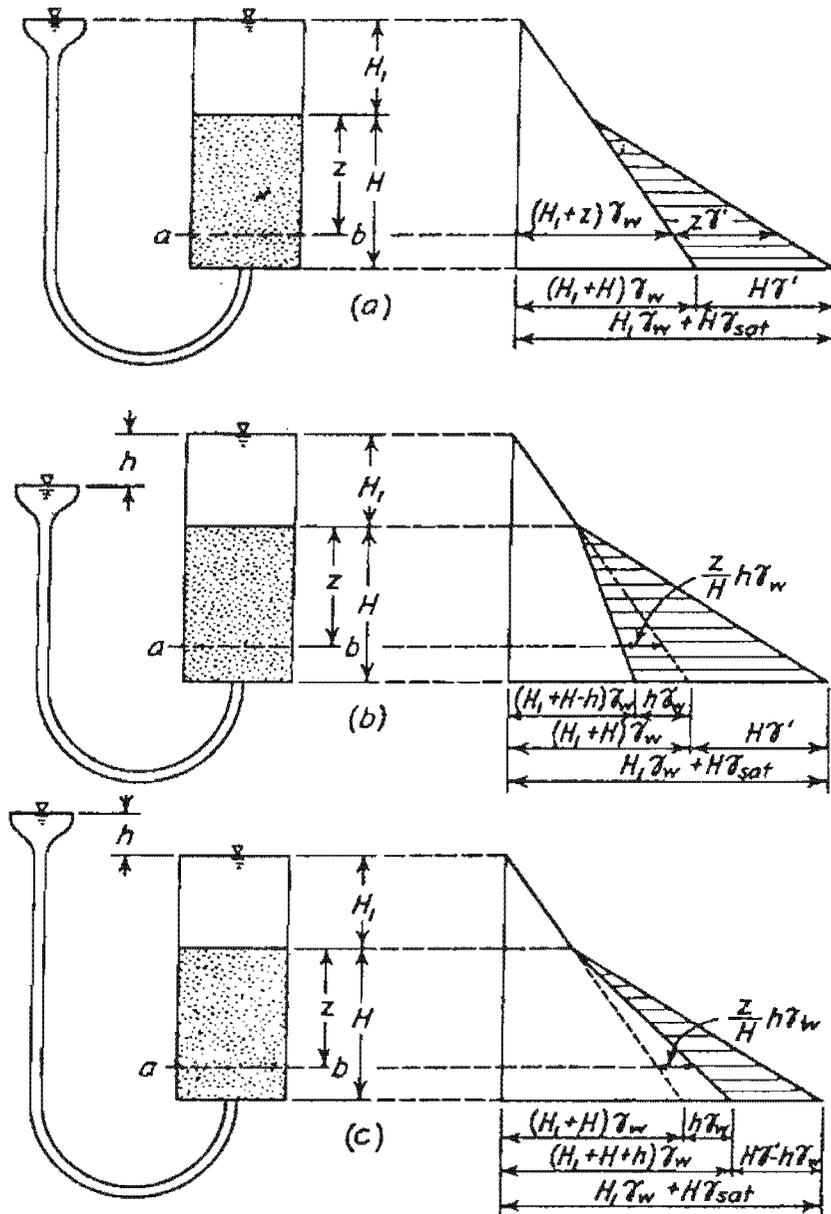


Figura 1.13 Presión efectiva y Presión de poro.

En el diagrama de presiones que está a la derecha de la figura, el cambio de anchura del área sin sombrear representa la variación de la presión en el agua con la profundidad, y el área sombreada representa la distribución de la presión efectiva. Si el nivel del agua en el depósito es diferente del que tiene en el recipiente, entonces se producirá un flujo, y las condiciones son semejantes a las ilustradas en la Figuras (1.13-b o 1.13-c).

Si el nivel libre del agua se conserva en el borde del recipiente y se baja el depósito, se produce pronto un flujo establecido; de acuerdo con las condiciones ilustradas en la Fig. 1.13-b. El aumento en presión efectiva debido al flujo de agua se conoce con el nombre de *presión de filtración* [Ver Sub-capítulo 1.6.4], que es el resultado del empuje por fricción del agua corriente sobre los granos del suelo.

Si se eleva el depósito arriba del recipiente, de manera que se tenga un flujo ascendente a través del material granular Fig.1.13-c, la presión de poro en el fondo del recipiente se aumenta en la cantidad $h\gamma_w$.

Por lo tanto, la presión efectiva en el plano a-b se reduce a: $\bar{P} = z\gamma' - iz\gamma_w$. Aumentando el gradiente hidráulico ascendente puede incrementarse la presión de filtración a $z\gamma'$, con lo que la presión efectiva \bar{P} se hace cero. Esto ocurre cuando:

$$z\gamma' - i_c z\gamma_w = 0$$

$$y \quad i_c = \gamma' / \gamma_w.$$

El gradiente hidráulico para el cual la presión efectiva se hace cero se denomina *gradiente hidráulico crítico* i_c . Bajo estas condiciones, un suelo sin cohesión no puede soportar ningún peso sobre su superficie. Además, al aproximarse el gradiente hidráulico al valor crítico, el suelo se hace mucho más suelto, y aumenta el coeficiente de permeabilidad k . Por tanto, si se hace una excavación en un suelo sin cohesión, bajo el nivel freático, a una profundidad tal que la presión efectiva se reduzca a cero, se observa una agitación visible de los granos del suelo. Este fenómeno se conoce como *condición de arena movediza*.

1.8 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS SUELOS

Según Terzaghi, los problemas de la mecánica de suelos pueden dividirse en dos grupos principales: Los problemas de *estabilidad*, los cuales se refieren a la capacidad de carga del suelo (resistencia-deformabilidad) y los problemas de *elasticidad*, los cuales consideran la deformación del suelo, la cual es provocada por las sobrecargas de las obras colocadas sobre el suelo. Para determinar los parámetros referentes a la estabilidad de los suelos planteados por Terzaghi se describen a continuación tres de las pruebas empleadas frecuentemente; la prueba de corte directo, la prueba de compresión simple y las pruebas triaxiales. En el caso de los parámetros referentes a la elasticidad se describen las pruebas de consolidación.

1.8.1 PRUEBA DE CORTE DIRECTO

Fue durante muchos años, la única usada para la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos; hoy, aun cuando conserva interés práctico debido a su simplicidad, ha sido sustituida en buena parte por las pruebas de compresión triaxial.

En esta prueba se miden directamente los esfuerzos normal y de corte en el plano de falla. Primero se corta un prisma rectangular de una muestra de suelo inalterada que se introduce con precisión en una caja metálica dividida en dos mitades horizontales (Figura 1.14).

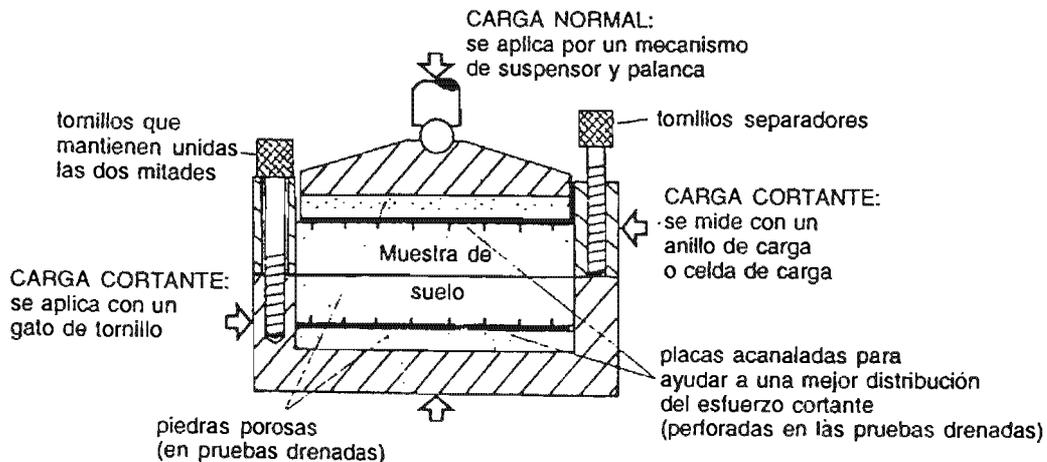


Figura 1.14 Caja de corte directo

Manteniendo unidas las dos mitades de la caja, el espécimen del suelo se coloca en forma de emparedado entre dos placas metálicas acanaladas y dos piedras porosas. Sobre la parte superior de la caja se coloca una almohadilla de presión, después se aplica una carga vertical sobre el suelo, usando un suspensor estático de pesas. Después de extraer los tomillos que mantienen unidas las dos mitades de la caja, el suelo se somete a la acción del corte mediante una fuerza horizontal aplicada con un gato de tornillo a una velocidad de deformación constante. La magnitud de la fuerza cortante se mide mediante un anillo de carga o un transductor de carga.

Este mismo procedimiento se repite en otros 4 o 5 especímenes tomados de la misma muestra de suelo. Se calculan y se grafican los valores del esfuerzo normal y del esfuerzo cortante en el plano horizontal de falla. Las envolventes de resistencia al cortante que corresponden a los esfuerzos máximo y último se ajustan en formas de líneas de mejor correlación que pasan por los puntos τ / σ_n que se graficaron.

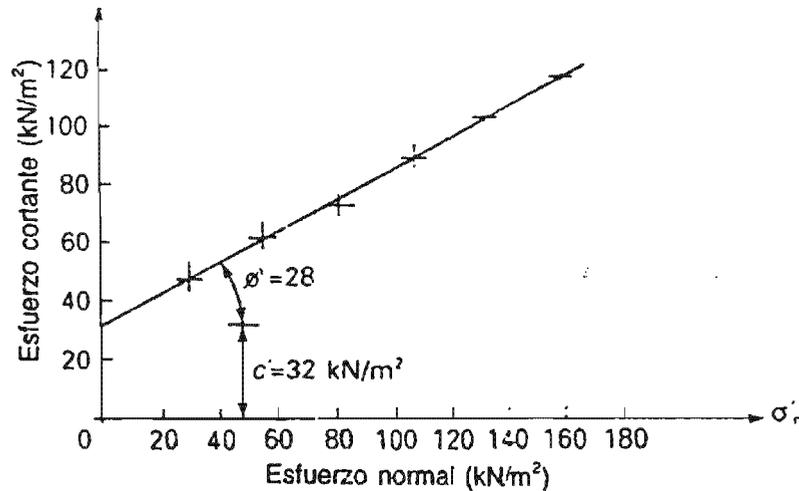


Figura 1.15 Gráfica esfuerzo cortante máximo

La Figura (1.15) muestra la gráfica del esfuerzo cortante máximo con respecto al esfuerzo normal, y la línea recta a través de los puntos para producir la envolvente de esfuerzo cortante. Los parámetros de resistencia al corte medidos en la gráfica son:

$$\begin{aligned} \text{Cohesión aparente } c' &= 33 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Ángulo máximo de fricción } \phi' &= 28^\circ \end{aligned}$$

En ésta, como en todas las pruebas de resistencia de suelos, caben 2 posibilidades de realización; el método de esfuerzo controlado y el de deformación controlada. En el primero la prueba se lleva a efecto aplicando valores fijos de la fuerza tangencial al aparato de modo que el esfuerzo aplicado tiene en todo momento un valor prefijado; en el segundo tipo, la máquina actúa con una velocidad de deformación constante y la fuerza actuante sobre el espécimen se lee en la báscula de la máquina que la aplica.

Ventajas

- a) Se miden directamente tanto el esfuerzo cortante como el esfuerzo normal en el plano de falla; los parámetros de la resistencia al corte (c' y ϕ') se definen en términos de estos esfuerzos.
- b) Es posible mantener un esfuerzo normal absolutamente constante durante toda la prueba.
- c) Es más fácil ensayar suelos sin cohesión, tales como gravas y arenas; las pruebas con drenaje en este tipo de suelos pueden llevarse a cabo en un tiempo bastante corto.
- d) Es más fácil medir los cambios de volumen durante la prueba.
- e) Usando una caja de corte directo reversible, es posible llevar a cabo pruebas que requieran grandes desplazamientos; por ejemplo, pruebas de resistencia residual en arcillas.

Desventajas

- a) La distribución del esfuerzo cortante sobre el plano de falla se supone uniforme, pero de hecho no lo es.
- b) No es posible controlar el drenaje de la muestra o medir la presión de poro en el agua dentro de la muestra. Por consiguiente, sólo se pueden llevar a cabo mediciones del esfuerzo total, excepto cuando la rapidez de corte se mantiene lo suficientemente baja como para asegurar que no hay aumento en la presión de poro, por ejemplo en suelos sin cohesión.
- c) El esfuerzo normal no puede variarse fácilmente.
- d) La imposibilidad de conocer los esfuerzos que actúan en planos distintos al de falla durante su realización.

1.8.2 PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE

Esta prueba se realiza, aplicando un esfuerzo axial a un espécimen, sin la etapa previa de presión hidrostática. Prácticamente solo existe la etapa de carga, que conduce el suelo a la falla; sin embargo podría considerarse como primera etapa el estado inicial de la muestra, sin esfuerzos exteriores, en esta los esfuerzos totales son nulos y el agua adquiere una tensión de magnitud igual, teóricamente, a la presión de preconsolidación (γ_z) que el suelo tuviera en la naturaleza (Ver Figura 1.16).

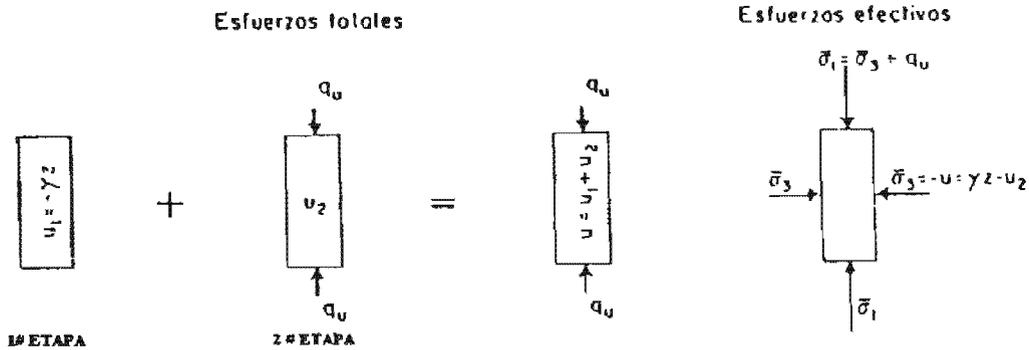


Figura 1.16 Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión simple.

En la segunda etapa la muestra es llevada a la falla con la aplicación del esfuerzo axial (q_u), que mide su resistencia en este tipo de prueba, originando a la vez una presión neutral adicional u_2 . Los esfuerzos efectivos que aparecen al final de la prueba, en el instante de la falla, se muestran en la Figura 1.16 y valen:

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_3 &= 0 - u = -(u_1 + u_2) = -(\gamma_z + u_2) = \gamma_z - u_2 \\ \bar{\sigma}_1 &= \bar{\sigma}_3 + q_u = \gamma_z - u_2 + q_u \end{aligned}$$

Nótese que el esfuerzo principal menor efectivo es teóricamente el mismo que se tuvo en la prueba triaxial rápida. Por ello debe esperarse lógicamente que el esfuerzo desviador máximo necesario para hacer fallar la muestra en la prueba aquí tratada (q_u), denominado *resistencia del suelo a la compresión simple*, sea el mismo P''_0 de la prueba rápida.

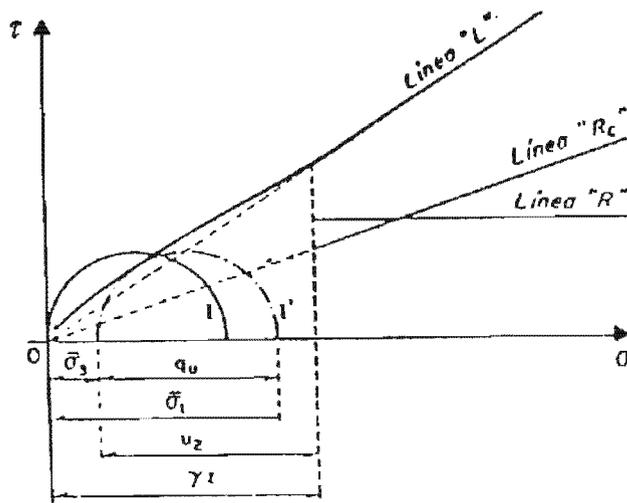


Figura 1.17 Círculos de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión simple.

En la Figura 1.17 aparecen los círculos de esfuerzos totales (I) y efectivos (I') correspondientes al instante de falla incipiente en este tipo de prueba y su posición relativa a las líneas de resistencia en pruebas triaxiales. Debe notarse que la figura se dibuja con la suposición de que la carga de preconsolidación del suelo es (γ_z).

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

$$s_t = \frac{q_u(\text{inalterado})}{q_u(\text{alterado})}$$

1.8.3 PRUEBAS TRIAXIALES

Estas permiten determinar la resistencia del suelo a través de los parámetros (c y ϕ), cohesión y ángulo de fricción interna. De acuerdo con la ecuación de Coulomb, la resistencia de los suelos se representa de la siguiente manera:

$$S = C + \sigma_n \tan \phi$$

Donde:

S = Resistencia según Coulomb (t/m^2).

C = Cohesión (t/m^2).

σ_n = Esfuerzo normal (t/m^2).

ϕ = Angulo de fricción interna.

La prueba consiste en aplicar, primeramente, una presión hidrostática de confinamiento a una probeta cilíndrica y posteriormente se aplica una presión axial que puede variarse independientemente de la presión de confinamiento. La presión de confinamiento es una presión que representa la condición a la que el suelo está sometido en estado natural. La presión hidrostática produce esfuerzos principales sobre la muestra de suelo; iguales en todas direcciones, tanto lateral como axialmente.

Es usual llamar σ_1, σ_2 y σ_3 esfuerzos principales mayor, intermedio y menor respectivamente, la presión axial siempre es el esfuerzo principal mayor; los esfuerzos intermedio y menor son iguales y se les llama presión de confinamiento. La presión de confinamiento generalmente se mantiene constante, aumentando la presión axial hasta llegar a la falla. Estas pruebas se realizan según el esquema de la Figura 1.18.

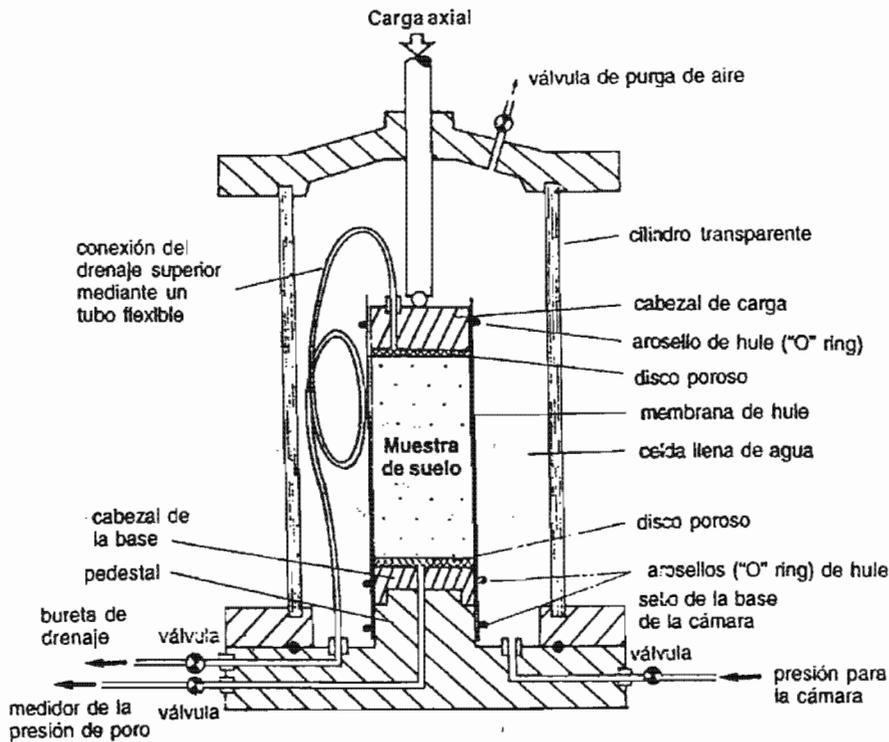


Figura 1.18 Cámara triaxial

Las pruebas triaxiales están constituidas por dos etapas. La primera cuando se aplica el confinamiento (σ_3), permitiendo o no el drenaje de la muestra, abriendo o cerrando la válvula de salida del agua a través de las piedras porosas. A esta etapa se le conoce con el nombre de etapa de consolidación. En la segunda etapa, denominada, etapa de carga, la muestra se somete a una carga adicional (σ_1), aplicada con el vástago.

Generalmente se realiza una serie tres pruebas para diferentes presiones de confinamiento 0.67, 1.0 y 1.5 veces el equivalente al esfuerzo vertical, en la que se encontraba la muestra en condiciones naturales.

1.8.3.1 PRUEBA LENTA (CD)

Es una prueba de consolidación y drenaje cuya característica fundamental es que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos. Primero se somete al suelo a una presión hidrostática σ_3 , teniendo abierta la válvula de comunicación con la bureta y dejando transcurrir el tiempo necesario para que haya completa consolidación bajo la presión actuante. Cuando el equilibrio estático interno se haya restablecido, todas las fuerzas exteriores estarán actuando sobre la fase sólida del suelo; es decir producen esfuerzos efectivos, en tanto que los esfuerzos neutrales en el agua corresponden a la condición hidrostática. A continuación la muestra es llevada a la falla aplicando la carga axial en pequeños incrementos, manteniendo cada uno de ellos el tiempo necesario para que la presión en el agua, en exceso de la hidrostática se reduzca a cero. El esfuerzo total axial de falla se designa como: $\sigma_1 = \sigma_3 + Pc$, donde Pc es el esfuerzo desviador de falla y σ_1, σ_3 son los esfuerzos principal mayor (vertical) y menor (horizontal) respectivamente.

1.8.3.2 PRUEBA RAPIDA CONSOLIDADA (CU)

Es una prueba de consolidación y sin drenaje. En esta prueba el espécimen se consolida primeramente bajo la presión hidrostática, como en la primera etapa de la prueba lenta. Así el esfuerzo de confinamiento llega a ser efectivo, actuando sobre la fase sólida del suelo. A continuación, la muestra es llevada a la falla por un incremento de la carga axial, de manera que no se permita cambio de volumen. Lo esencial en esta prueba consiste en no permitir ninguna consolidación adicional durante el periodo de falla, lo cual se logra cerrando la válvula de drenaje a la bureta.

Esto ocasiona que conforme se aplica el esfuerzo desviador se valla desarrollando presión en el agua intersticial con lo que durante toda la segunda etapa de la prueba los esfuerzos efectivos ya no sean iguales a los totales, sino que se verán disminuidos vertical y lateralmente por el valor de la presión hidrostática.

1.8.3.3 PRUEBA RÁPIDA (UU)

La prueba se realiza sin consolidación y sin drenaje en ninguna etapa de la prueba, ya que la válvula de comunicación entre el espécimen y la bureta permanece siempre cerrada impidiendo el drenaje. En primer lugar se aplica al espécimen una presión hidrostática y de inmediato se hace fallar al suelo con la aplicación de la carga axial.

Al someter una muestra consolidada en la naturaleza a la presión, a esa misma presión con el agua de la cámara, en teoría la estructura del suelo tomará toda esa presión, puesto que el suelo ya había sido consolidado a ella y el agua de la muestra pasará al mismo tiempo a un estado de presión nula a partir del estado de tensiones adoptado al ser extraído de su lugar natural. Por otra parte si la presión ejercida por el agua es mayor a la que el suelo tenía en la naturaleza, en teoría todo el exceso lo tomaría el agua contenida en la muestra, sin que se modifique el grado de consolidación del espécimen, ni la magnitud de los esfuerzos efectivos independientemente de la presión aplicada en la cámara, por lo que al no variar los esfuerzos efectivos, la resistencia mostrada por el suelo es constante a cualquier presión del agua en la etapa inicial.

Existen otras pruebas las cuales son muy sencillas y menos exactas, que prácticamente ya han sido desplazadas por las pruebas triaxiales; una es la prueba de corte directo, donde solo se determina el plano de falla y la otra es la prueba de compresión simple, donde se considera que el esfuerzo confinante es nulo.

Por lo anterior la resistencia debe ser atribuida a la fricción interna de las partículas sólidas del material. Dependiendo del tipo de suelo los diagramas de Mohr pueden ser los que se presentan en la Figura 1.19.

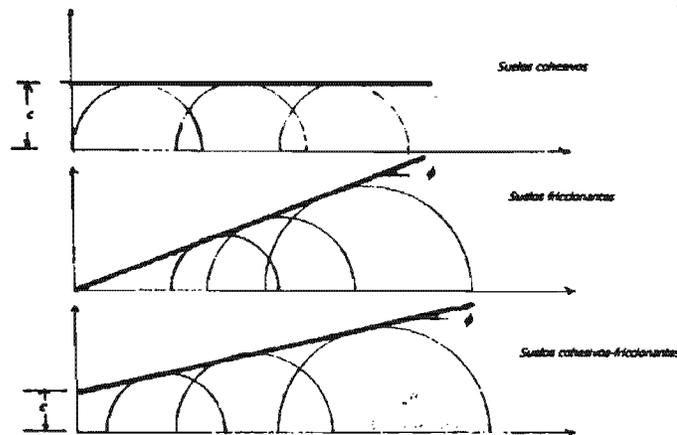


Figura 1.19 Diagramas de Mohr para los diferentes tipos de suelo.

1.8.4 APLICACIÓN DE LAS PRUEBAS DE COMPRESION TRIAXIAL EN LOS TALUDES

Las características esfuerzo-deformación y la resistencia de un suelo obtenidas de las pruebas mecánicas de los suelos son parte primordial para el análisis de la estabilidad de los taludes; para ello se cuenta con las pruebas de compresión triaxial en sus tres modalidades [rápida (UU), rápida consolidada (CU) y lenta (CD)] descritas anteriormente; la pregunta es cual de las tres ha de realizarse para analizar taludes y que interpretación dar a los resultados obtenidos, ya que estos resultados deben reflejar las circunstancias a las que el suelo estará expuesto.

El tipo de prueba triaxial adecuada a cada caso depende principalmente de la permeabilidad del suelo. Los siguientes criterios son una guía para elegir el tipo de prueba representativa.

1.8.4.1 SUELOS PERMEABLES

Incluye principalmente las gravas y las arenas limpias, o con menos de 10 % de finos no plásticos cuyo coeficiente de permeabilidad sea ($k > 10^{-3}$ cm/seg.). En estos suelos, los cambios en el estado de esfuerzos intergranulares y los cambios de volumen inducidos en la masa del talud durante el proceso de excavación y el tiempo en que esta permanezca abierta, ocurren en un tiempo muy breve, gracias a su alta permeabilidad. Por lo anterior el comportamiento es semejante a las **pruebas triaxiales lentas drenadas (CD)**, en las que el drenaje de las probetas de suelo ensayadas permanece abierto durante todo el proceso de la prueba, lo cual permite la disipación inmediata de la presión de poro durante la aplicación del esfuerzo cortante creciente.

1.8.4.2 SUELOS SEMIPERMEABLES

Incluye arenas limosas (SM), limos arenosos y limos fino no plásticos (sin arcilla) (ML), cuya permeabilidad varía de ($10^{-5} < k < 10^{-3}$ cm/seg.). En una excavación realizada en estos suelos, los esfuerzos efectivos pueden variar simultáneamente con el avance de la excavación, pero, durante una falla por deslizamiento rápido del talud se genera presión en el agua de los poros que impide la evolución de los esfuerzos efectivos. Por lo que el comportamiento es semejante a las **pruebas triaxiales rápidas consolidadas-no drenadas (CU)**, en la que el drenaje permanece abierto durante la etapa de consolidación de la probeta permitiendo la disipación de la presión de poro; pero al cerrar el drenaje, antes de iniciar el proceso de falla, se impide la disipación de la presión de poro que se genera al aplicar el esfuerzo cortante.

1.8.4.3 SUELOS IMPERMEABLES SATURADOS

Incluye arenas arcillosas con más de 15 % de finos plásticos (SC), limos de alta plasticidad (MH) y arcillas de baja a alta plasticidad (CL y CH), cuyo coeficiente de permeabilidad es ($k < 10^{-5}$). En estos suelos, por su baja permeabilidad, el agua fluye en los poros con muy baja velocidad (menor de 1 cm/día bajo gradiente unitario), lo que impide los cambios rápidos de volumen de una masa de suelo al someterlo a cambios rápidos de la carga y la deformación; esto implica que los cambios de los esfuerzos efectivos y de la resistencia al corte del suelo, en la gran masa de un talud, durante la excavación, son pequeños, si la excavación permanece abierta un tiempo corto (una o dos semanas). Por lo que el comportamiento es semejante a las **pruebas triaxiales rápidas no drenadas (UU)**, en las que no se permite el drenaje de las probetas de suelo en ningún momento. Esta idealización es aplicable al análisis de estabilidad de taludes en excavaciones de corta duración, en arcillas saturadas y otros suelos impermeables. En tiempos más prolongados, debe aceptarse cierta pérdida de la resistencia al corte por absorción de agua en la arcilla y por estar el talud sujeto a un proceso de deformación más lento que el que normalmente se aplica a los especímenes de laboratorio.

1.8.5 PRUEBAS DE CONSOLIDACIÓN

La consolidación es el proceso de disminución de volumen en función del tiempo, provocado por un aumento de las cargas actuantes en la masa de suelo saturada por agua. La prueba de consolidación permite determinar la magnitud y el tiempo en que ocurre el asentamiento; la prueba consiste en comprimir verticalmente un espécimen del material del suelo que se estudia confinado en un anillo rígido y siguiendo una serie de incrementos de carga previamente establecidas.

Durante la prueba se aplica una serie de incrementos crecientes de carga axial y, por efectos de estos, el agua tiende a salir del espécimen a través de piedras porosas colocadas en sus caras. El cambio de volumen se mide con un micrómetro montado en un puente fijo y conectado a la placa de carga sobre la pieza porosa superior.

Para cada incremento de carga aplicada se miden los cambios volumétricos, usando intervalos apropiados para efectuar las mediciones. Los datos registrados conducen a la obtención de la curva de consolidación. Dibujando las lecturas del micrómetro como ordenadas, en escala natural y los tiempos como abscisas, en escala logarítmica, se logra que la curva de consolidación obtenida en laboratorio sea fácilmente comparable con la curva teórica, lo cual permite establecer el grado de aplicación de las teóricas al problema específico tratado. Como la que se presenta en la Figura 1.20, donde se puede observar la obtención del 100% de consolidación [Ref. 6].

Procedimiento para obtener el esfuerzo de preconsolidación γ_z según Casagrande:

- a) Se obtiene el punto de máxima curvatura (T).
- b) Por (T) trácese una horizontal (h) y una tangente (t).
- c) Determine la bisectriz (c) del ángulo formado por las rectas (h) y (t).
- d) Prolónguese el tramo virgen hacia arriba, hasta interceptar a la bisectriz.
- e) El punto de intersección (c), tiene como abcisa al esfuerzo de preconsolidación.

Compresibilidad: Es la propiedad de los suelos a la cual se debe que disminuyan de volumen cuando se les somete a un esfuerzo de compresión o a una presión. Se expresa como la relación entre el cambio de volumen y la magnitud del incremento del esfuerzo aplicado.

1.9 MUESTREO EN SUELOS

El muestreo debe estar regido ya anticipadamente por los requerimientos impuestos a las muestras obtenidas por el programa de pruebas de laboratorio y, a su vez, el programa de pruebas debe estar definido en términos de la naturaleza de los problemas que se suponga puedan resultar del suelo presente en cada obra, el cual no puede conocerse sin efectuar previamente el correspondiente muestreo. El éxito dependerá de un correcto balance entre el muestreo y las pruebas. Debido a la gran variedad de pruebas para los fines del muestreo, solo serán vistas algunas, pudiendo consultarlas más a detalle en la [Ref. 6].

Así pues, se tendrán dos tipos de sondeos: los de exploración preliminar y los de exploración definitiva.

1.9.1 MÉTODOS DE EXPLORACIÓN PRELIMINAR

Su propósito es recopilar todo tipo de información cercana al sitio donde se llevara a cabo la construcción de la obra, lo cual sirve de base para elaborar el programa definitivo de exploración esta se basa principalmente en:

- a) Recopilación de información cercana al sitio de la obra.
- b) Interpretación de fotografías aéreas de la zona.
- c) Recorrido de campo.
- d) Métodos geofísicos, los cuales son:

1.9.1.1 MÉTODOS GEOFÍSICOS DE EXPLORACIÓN

Se pueden utilizar en forma económica en grandes áreas, la información que proporciona es rápida, el equipo se transporta fácilmente, en contraparte no se obtienen muestras físicas del suelo, se tienen imprecisiones en la ubicación de los estratos, resulta caro en áreas pequeñas y se requiere de personal capacitado para su ejecución.

En ingeniería generalmente se usan dos métodos: el *método sísmico de refracción* y el *método eléctrico de resistividad*. Hay algunas variaciones al método sísmico de refracción tales como el Crossholl y el Downholl, que sirven para determinar propiedades dinámicas de los suelos.

1. Método sísmico de refracción

1. Hipótesis

- a) Se basa en determinar la velocidad de propagación de las ondas sísmicas que se generan por un golpe de un martillo sobre una placa metálica o por una explosión; se miden las distancias entre el generador de la onda y los receptores y los tiempos de arribo de las ondas.
- b) Considera un medio elástico, estratificado y continuo horizontalmente, donde un estrato poco rígido súper-yace a un estrato más rígido, es decir la rigidez aumenta con la profundidad.
- c) El equipo consta de tres unidades básicas: el mecanismo generador de la onda, el conjunto de receptores o geófonos y un aparato receptor.

2. Ventajas: Es útil a gran escala, detecta la profundidad del estrato resistente y el NAF. Es adecuado para detectar bancos de préstamo y el desplante de cimentaciones superficiales.

3. Desventajas: No funciona para rigidez inversa (estrato rígido súper-yaciendo a un estrato menos rígido). En superficies irregulares no funciona. No es adecuado para detectar cavernas.

2. Método eléctrico o de resistividad

1. Hipótesis

- a) Se basa en determinar la resistividad aparente de cada estrato, induciendo un campo eléctrico entre dos polos colocados en el terreno. Hay dos arreglos: uno, el arreglo de Schulumberger sirve para investigar el subsuelo horizontalmente y dos, el arreglo de Wenner que rastrea el subsuelo verticalmente.
- b) El equipo consta de una fuente de poder, voltímetro, amperímetro, cuatro electrodos (dos para el voltímetro y dos para el amperímetro) y cables conductores.

2. Ventajas: Detecta la presencia de anomalías, que pueden ser cavernas o estratos menos rígidos o con cambio de contenido de agua.

3. Desventajas: La resistividad aparente del subsuelo es afectada por el NAF y por un gran porcentaje de grava.

1.9.2 MÉTODOS DE EXPLORACIÓN DEFINITIVA

Está se logra con métodos de exploración directos, semidirectos e indirectos, donde el propósito fundamental es el de conocer a detalle las condiciones del suelo con el cual vamos a trabajar, corroborando algunos resultados preliminares anteriores y logrando así una optimización de los recursos. Los siguientes pasos a seguir corresponden a la investigación a detalle:

1.9.2.1 SONDEOS DE EXPLORACIÓN PRELIMINARES

Se obtienen muestras alteradas a profundidades variables, y muestras inalteradas a poca profundidad.

- a) Pozo a cielo abierto (PCA): Es indispensables en obras pequeñas. Con este tipo de sondeo se obtienen muestras inalteradas y alteradas, además se pueden hacer pruebas de campo [como la veleta Ref. 1] y se observa directamente la estratigrafía, el NAF y otras características de interés (como instalaciones, etc.). otras ventajas del PCA son la rapidez de ejecución y su economía, lo cual depende del tipo de suelo. Una desventaja es que requiere personal especializado para obtener muestras inalteradas. El área en planta de excavación debe ser de 1.5 x 1.5 m, pero se puede ampliar si se escalona la excavación, y la profundidad varía de 3 a 4 m.
- b) Posteadora: Presenta condiciones similares al PCA y se puede combinar con este último para hacer una perforación más profunda. En arenas limpias sueltas no se puede usar.
- c) Barrenos helicoidales: Este método es similar a la posteadora.
- d) Sondeo con cono: con este método se determina el perfil de resistencia a la penetración del cono. La resistencia se mide mediante la deformación del suelo, transmitiéndola electrónicamente y registrándola a partir de un dispositivo integrado al cono.
- e) Penetración estándar. (Fig.1.22) Se efectúa un muestreo continuo donde se obtienen muestras alteradas. Por correlación, del número de golpes a la penetración, se obtiene confiablemente el valor del ángulo de fricción interna y la compacidad relativa en suelos granulares finos. Por correlación también se puede conocer en forma aproximada la resistencia al esfuerzo cortante de arcillas. Además se determina confiablemente la profundidad del NAF y del perfil estratigráfico y propiedades índice, como el contenido de agua (W).

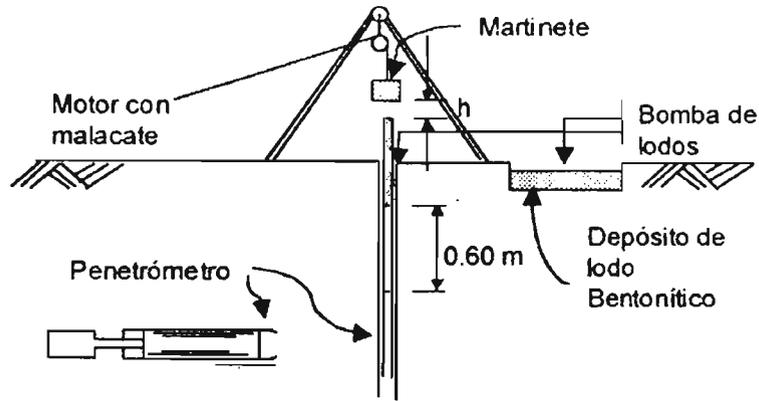


Figura 1.22 Procedimiento de la penetración estándar.

Características: el peso del martinete es de 63.5 Kg. y la altura de caída, h , es de 76 cm. El número de golpes se mide la penetrar los 0.30 m medios del tubo, es decir los golpes para hincar los primeros y últimos 0.15 m del tubo no se consideran. El número de golpes N , se corrige por la presencia del NAF, de la siguiente manera:

$$N' = 15 + (N - 15) / 2$$

Otras características que deben considerarse para presupuestar o tomar en cuenta en la ejecución de la penetración estándar son: generalmente su precio unitario es por unidad de metro perforado, el costo del transporte e instalación del equipo, el manejo y cantidad de tubería de ademe requerida, el uso de lodo bentonítico, la cantidad de agua, los traslados dentro de la zona de sondeo y los gastos del personal (viáticos, hospedaje, etc.).

1.9.2.2 SONDEOS DE EXPLORACIÓN DEFINITIVA

Se obtienen muestras inalteradas a profundidades variables, en las cuales se puede efectuar pruebas de laboratorio que nos proporcionan las propiedades mecánicas de los suelos. Hay dos tipos principales:

- a) El muestreo con tubo de pared delgada para suelos blandos únicamente: Tubo Shelby, Muestreador Denisson, Muestreador de barril, Muestreador Pitcher, Muestreador de Pistón. La obtención de muestras inalteradas mediante tubos de pared delgada se efectúa a presión y a velocidad constante mediante la utilización de gatos hidráulicos. El tubo Shelby dentado se puede utilizar hasta en tobas suaves no cementadas. El muestreador Denisson, muestrea únicamente suelos resistentes. Los muestreadores Denisson, de barril y Pitcher no retienen los materiales duros secos por falta de adherencia con la pared del tubo.
- b) Muestreo rotatorio en roca, se utilizan dos tipos de broca: de acero al tungsteno para utilizar en rocas de consistencia blanda (calizas, pizarras, areniscas, etc.) y con cabeza de diamante industrial para utilizar en rocas duras (basaltos, granitos, etc.). Para perforar en roca se utiliza un equipo rotatorio, tubería de perforación, un barril muestreador, una broca y una bomba de agua. Al efectuar la perforación se debe de considerar, además del tipo de broca a usar, la velocidad de perforación, la presión sobre la broca y la presión del agua. Al obtener los núcleos de roca, se efectúa una clasificación de la calidad de la roca mediante el uso del índice de la calidad de la roca (RQD), el cual se calcula con la siguiente expresión:

$$RQD(\%) = \sum F_{10} (100) / L_m$$

Donde:

$\sum F_{10}$ = Indica la suma de las longitudes de fragmentos mayores de 10 cm.

L_m = Longitud de muestreo, (es diferente de la longitud de perforación).

Tabla 1.6 Índice de la calidad de las rocas (RQD).

RQD (%)	Calidad de la roca
0 – 25	Muy mala
25 – 50	Mala
50 – 75	Buena
75 – 90	Muy buena
90 – 100	Excelente

1.9.3 OBTENCIÓN DE MUESTRAS DE SUELOS

Para determinar las propiedades de un suelo en laboratorios es preciso contar con muestras representativas de dicho suelo. Un muestreo adecuado y representativo es de primordial importancia, pues tiene el mismo valor que el de los ensayos en sí.

Las muestras pueden ser de dos tipos: *alteradas o inalteradas*. Se dice que una muestra es alterada cuando no guarda las mismas condiciones que cuando se encontraba en el terreno de donde procede, e inalterada en caso contrario.

1.9.3.1 MUESTRAS ALTERADAS

Para obtener muestras alteradas el muestreo debe efectuarse según el fin que se persiga. Para tomar muestras individuales de un sondeo a cielo abierto (pozo de 1.50 m x 1.50 m de sección y de la profundidad requerida) se efectúa el procedimiento siguiente:

- Se rebaja la parte seca y suelta de suelo con el propósito de obtener una superficie fresca.
- Se toma una muestra de cada capa en un recipiente y se coloca una tarjeta de identificación.
- Las muestras se envían en bolsas a laboratorio.

Para tomar muestras individuales mediante perforaciones con barrena, se hace lo siguiente:

- Se coloca el suelo excavado en hilera con el debido orden.
- Se toma una porción representativa de cada clase de suelo encontrado y se colocan en bolsas separadas con su identificación correspondiente.
- Las bolsas con material se envían a laboratorio.

Para tomar muestras integrales, ya sea de zanjas abiertas o de cortes, se sigue el procedimiento descrito a continuación:

- Se retira la capa de despilme superficial.
- Se quita el material seco y suelto para obtener una superficie fresca de donde obtener la muestra.
- Se extiende una lona impermeable al pie del talud para recoger la muestra.
- Se excava un canal vertical de sección uniforme desde la parte superior hasta el fondo, depositando el material en la lona impermeable.
- Se recoge todo el material excavado, se coloca en una bolsa con su etiqueta de identificación y se envía a laboratorio.

Cuando se deseen muestras integrales procedentes de perforaciones con barrenas, se quita primero el despilme y luego todo el material excavado del sondeo perforado, se recoge en una sola bolsa y se envía a laboratorio. Si las muestras que se van a obtener proceden de un material acordonado, se corta y envasa el material de toda una sección.

1.9.3.2 MUESTRAS INALTERADAS

Para obtener muestras inalteradas, el caso más simple corresponde al de cortar un determinado trozo de suelo del tamaño deseado (normalmente de 0.30 m x 0.30 m x 0.30 m), cubriéndolo con parafina para evitar pérdidas de humedad y empacándolo debidamente para su envío a laboratorio. A continuación se indican diferentes formas de obtener dichas muestras inalteradas. Si se desea una muestra inalterada de una superficie más o menos plana el procedimiento a seguir es el siguiente.

- a) Se limpia y alisa la superficie del terreno y se marca el contorno del trozo.
- b) Se excava una zanja alrededor de esto.
- c) Se ahonda la excavación y se cortan los lados del trozo empleando un cuchillo de hoja delgada.
- d) Se corta el trozo con el cuchillo y se retira del hoyo.
- e) La cara del trozo extraído que corresponda al nivel del terreno se marca con una señal cualquiera para conocer la posición que ocupaba en el lugar de origen. Se achaflanar inmediatamente las aristas de la muestra y se le aplican tres capas de parafina caliente con una brocha.
- f) Si la muestra no va a ser usada pronto, necesita una protección adicional a las tres capas de parafina ya indicadas. Esta protección consiste en envolver la muestra con una tela blanda, amarrándola con un cordel. Hecho esto se sumerge la muestra entera en parafina fundida.

Sumergiendo la muestra repetidas veces en la parafina fundida, puede alcanzar un espesor de unos 3 mm, suficientes para garantizar su impermeabilidad. Si las muestras inalteradas necesitan ser enviadas a un laboratorio muy lejano del lugar de extracción de las mismas, entonces necesitan aún mayor protección. La protección mencionada consiste en recubrir la mezcla con 1.27 cm. Como mínimo, de parafina y empacarla con aserrín, paja o papel en una pequeña caja. Para obtener una muestra inalterada de la pared de un sondeo a cielo abierto o de la pared de un corte, el procedimiento que debe seguirse es el siguiente:

- a) Se limpia y alisa cuidadosamente la cara de la superficie y se marca el contorno.
- b) Se excava alrededor y por atrás dándole forma al trozo. Para ello se usa un cuchillo de hoja delgada.
- c) Se corta el trozo con el cuchillo y se retira del hoyo cuidadosamente. Se marca la cara superior.
- d) Se emparafina, como ya se describió, para su traslado a laboratorio.

MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE PRESENTAN LOS TALUDES

2 MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE PRESENTAN LOS TALUDES.

En este capítulo se mencionan algunos de los métodos matemáticos de mayor aplicación empleados para conocer los factores de seguridad (F.S.) contra deslizamiento de taludes; el desarrollo de estos métodos consiste en la aplicación de una serie de formulas que varían según las condiciones recomendadas para su empleo, como es el caso de la geometría de la superficie de falla del talud a analizar; por otra parte existen otros en los que su aplicación se basa en el empleo de tablas donde según las propiedades mecánicas del suelo se pueden estimar valores del factor de seguridad contra deslizamiento, los cuales generalmente se realizan a manera de referencia para un análisis posterior más detallado; pero todos encaminados a un procedimiento más o menos similar, el cual tiene la finalidad de lograr un equilibrio ya sea de fuerzas o de momentos y encontrar un factor de seguridad contra deslizamiento que dependiendo de su valor dará una idea más amplia de cómo se comporta el talud. El factor de seguridad se estima con las formulas del sub-capítulo 2.3; en términos generales este factor es aceptable cuando es mayor a 1, tomando en ocasiones únicamente medidas preventivas como protección contra la erosión del talud, pero si este es menor o igual que 1 se deben de considerar algunas de las alternativas constructivas descritas en los siguientes capítulos, teniendo además que volver a analizar nuevamente matemáticamente considerando las modificaciones implicadas hasta obtener un factor de seguridad aceptable.

Los métodos matemáticos expuestos en el presente capítulo se basan en una serie de "tanteos" donde es necesario encontrar el mínimo factor de seguridad contra deslizamiento para una determinada superficie de falla, la cual solo en el primer tanteo se puede seleccionar al azar; pero esta debe parecerse a la superficie de falla buscada, ayudándose si se desea con alguna de las superficies de falla presentadas frecuentemente (Ver Sub-capítulo 2.5). Por lo anterior es lógico pensar en lo tedioso que representa el cálculo de forma manual, es por eso que actualmente existen en el mercado diversos programas informáticos que facilitan esta tarea; en el Anexo I del presente trabajo se presenta la sintaxis de un programa en lenguaje BASIC para analizar el factor de seguridad contra deslizamiento de taludes utilizando el método de Bishop simplificado.

Muchos de los deslizamientos o derrumbes se podrían prevenir si se realizaran los cálculos necesarios para determinar la estabilidad de los taludes utilizando alguno de los métodos que se describen en este capítulo ya que proporcionan un riesgo e incertidumbre y posteriormente (considerando que el método utilizado presenta un factor de seguridad contra deslizamiento menor o igual a 1); se diseñaran las obras civiles de contención como: muros de gaviones, de tierra armada, anclajes, uso de geosintéticos, muros de contención, concreto lanzado y otros más que se verán en los siguientes capítulos. Lo que se persigue es que la estructura que se emplee, corte la superficie de falla para que el deslizamiento no se produzca.

A pesar de lo anterior; los métodos matemáticos para determinar la estabilidad de los taludes requieren mayor estudio, que tome en cuenta todos los aspectos de forma más real a los requeridos por el problema; y contradictoriamente los aspectos de los procedimientos constructivos para incrementar la estabilidad de taludes están mejor definidos ya que se han construido taludes con factores de seguridad bajos (igual o menor que 1), lo cual indica que estos procedimientos constructivos aunque poco satisfactorios teóricamente, funcionan bastante bien en la práctica, ya que representan un hecho comprobado.

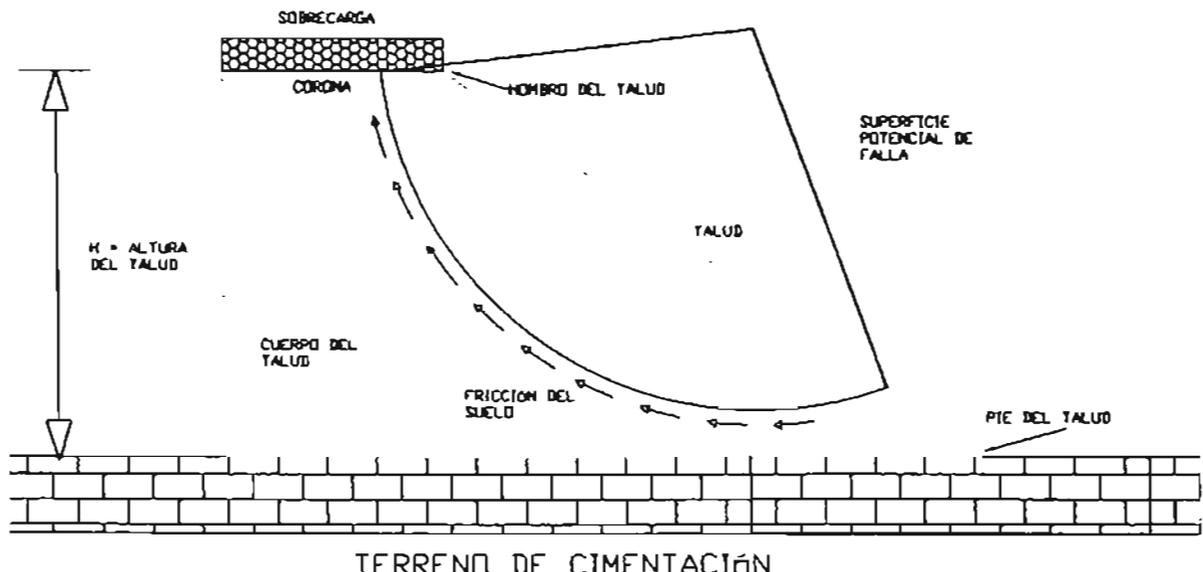
Cabe señalar que estos métodos dan resultados diferentes y en ocasiones contradictorios (en lo que a factor de seguridad contra deslizamiento se refiere); lo cual es una muestra de la incertidumbre que caracteriza los análisis de estabilidad de taludes. Es por esto que la experiencia juega un papel muy importante ya que hay que tener un cierto grado de sensibilidad para comprender un poco más el comportamiento de los taludes.

MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE PRESENTAN LOS TALUDES

2.1 PARTES PRINCIPALES QUE CONSTITUYEN A LOS TALUDES

Los taludes son cualquier superficie inclinada con respecto a la horizontal, que hayan de adoptar permanentemente las estructuras de tierra, bien sea en forma natural (laderas) o como consecuencia de la intervención humana en una obra de ingeniería (cortes y terraplenes), llamados artificiales.

Las partes principales que constituyen a los taludes tanto naturales como artificiales se muestran en la Figura 2.1 (Este trabajo se trata en forma predominante los taludes artificiales, pero también menciona las características más importantes que pueden ser fuente de preocupación ingenieril en laderas/taludes naturales).



TERRENO DE CIMENTACIÓN
Figura 2.1 Partes principales que forman a los taludes.

En el análisis de la estabilidad de los taludes, siempre se ha imaginado que la falla ocurre como deslizamiento de la masa de suelo, actuando como un cuerpo rígido, a lo largo de una superficie de falla supuesta. Al alcanzar la posibilidad de tal deslizamiento se admite que el suelo desarrolla en todo punto de la superficie de falla, la máxima resistencia que se le considere. Actualmente reciben el nombre genérico de Método Sueco, todos aquellos procedimientos de cálculo de estabilidad de taludes en que se utiliza la hipótesis de falla circular.

El 90% de las pérdidas por deslizamientos son evitables si el problema se identifica con anterioridad y se toman medidas de prevención o control. Las zonas montañosas tropicales son muy susceptibles a sufrir problemas de deslizamientos de tierra debido a que generalmente, se reúnen cuatro de los elementos más importantes para su ocurrencia tales como son la topografía, sismicidad, meteorización y lluvias intensas.

Los taludes que han permanecido estables por muchos años pueden fallar en forma imprevista debido a cambios topográficos, sismicidad, flujos de agua subterránea, cambios en la resistencia del suelo, meteorización o factores de tipo antrópico o natural que modifiquen su estado natural de estabilidad. Los taludes se pueden agrupar en tres categorías generales: Los terraplenes, los cortes de taludes naturales y los muros de contención. Además se pueden presentar combinaciones de los diversos tipos de taludes.

MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE PRESENTAN LOS TALUDES

2.2 TIPOS DE FALLAS MAS COMUNES QUE PRESENTAN LOS TALUDES

La razón de que exista una gran cantidad de métodos matemáticos para conocer el F.S. que presentan los taludes es debida en gran parte a que los taludes presentan de igual manera diferentes tipos de fallas, para las cuales se deberá de escoger el método que satisfaga de la mejor manera las condiciones reales de falla. A continuación se describen algunas de las principales tipos de fallas que suelen presentarse en los taludes [Ref. 9].

a) Falla por deslizamiento superficial

Los taludes están sujetos a fuerzas naturales que actúan haciendo que las partículas y porciones de suelo próximas a su frontera se deslicen hacia abajo; el efecto es más intenso cerca de la superficie inclinada del talud a causa de la falta de presión normal confinante; como consecuencia, la zona puede quedar sujeta a un flujo viscoso hacia abajo que, generalmente, se desarrolla con extraordinaria lentitud.

El desequilibrio puede producirse por un aumento en las cargas actuantes en la corona del talud, por disminución de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo o en el caso de las laderas naturales, por razones de conformación geológica que escapan a un análisis local detallado. El fenómeno es particularmente peligroso en laderas naturales y generalmente abarcan áreas tan importantes que tratar de estabilizar cualquier estructura en una zona así, resulta antieconómico, siendo preferible un cambio en su localización, evitando la zona en deslizamiento. El fenómeno se manifiesta por una serie de efectos tales como: inclinación de los árboles producido por las capas superiores del terreno en que enraizan; inclinación de postes; por la misma razón; acumulación de suelos en las depresiones y valles y falta de los mismos en las zonas altas, etc.

El comportamiento de los suelos en pruebas triaxiales drenadas demuestran que su resistencia es una función del tiempo de prueba, la curva esfuerzo-deformación también depende del tiempo que actúe sobre la muestra cada incremento de carga. Para cargas muy pequeñas respecto a la resistencia máxima, las diferencias de deformación en tiempos distintos son imperceptibles, pero cuando la carga es una fracción importante de la resistencia, la deformación axial crece mucho, si la carga se deja actuar largos periodos de tiempo. El efecto empieza a ser importante cuando la carga aplicada es del orden del 50 % de la resistencia máxima, pero es notoria para cargas bastante menores.

b) Deslizamiento en taludes naturales sobre superficies de falla preexistentes

En laderas naturales, muchas veces se encuentran costras importantes de material en movimiento hacia abajo y ya no se trata de un mecanismo más o menos superficial como el anterior, sino de otro producido por un proceso de deformación bajo esfuerzo cortante en partes más profundas. Estos movimientos, a veces son tan lentos que pasan inadvertidos, hasta que se trata de realizar una obra. Parece que la mayor parte de este tipo de movimientos están asociados a ciertas estratigrafías favorables a ellos, al mismo tiempo que a flujos estacionales de agua en el interior del talud. Este tipo de fallas se presenta en materiales cohesivos, donde las fuerzas gravitacionales, actuando por largo tiempo, producen deformaciones grandes que llegan a generar una superficie de falla y la resistencia disponible a lo largo de ella, se conoce como resistencia residual.

c) Falla por movimiento del cuerpo del talud (rotación y traslación)

Son movimientos bruscos de taludes, que afectan a masas considerables de suelo, con superficies de falla que penetran profundamente en su cuerpo. Estos fenómenos reciben el nombre de deslizamiento de tierras y los hay de dos tipos: el primero es el caso en el que se define una superficie de falla curva, a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud y puede asimilarse, con facilidad y sin error mayor, a una circunferencia (fallas por rotación Ver Figura 2.2-a). En segundo lugar, se tienen las fallas que ocurren a lo largo de superficies débiles, asimilables a un plano en el cuerpo del talud o en su terreno de cimentación. Estos planos débiles suelen ser horizontales o muy poco inclinados respecto a la horizontal (fallas por traslación Ver Figura 2.2-b).

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

MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE PRESENTAN LOS TALUDES

Dichos análisis se efectúan en forma sistemática, haciendo variar las superficies de falla, hasta encontrar “por tanteos” aquella que determine el menor factor de seguridad contra el tipo de falla considerado.

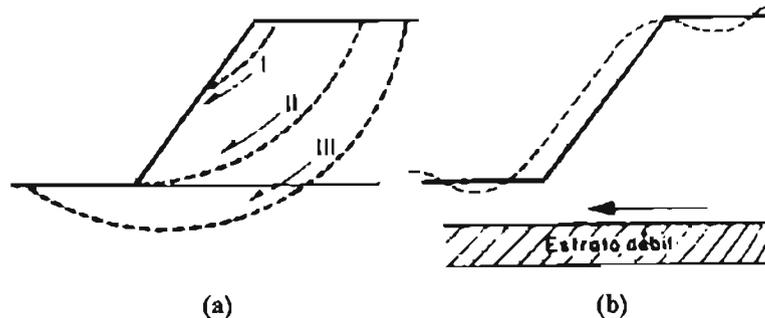


Figura 2.2 Fallas en el cuerpo de taludes.

- a) **Fallas por rotación.**
 - I Local
 - II Por el pie del talud
 - III De base
- b) **Falla por traslación sobre un plano débil.**

d) Fallas por erosión

Son de tipo superficial provocadas por arrastre de viento, agua, etc. en los taludes. Es más notorio cuando más inclinadas son los taludes y se cuantifican de modo práctico.

e) Fallas por licuación

Ocurren cuando en la zona del deslizamiento el suelo pasa rápidamente de una condición más o menos firme a la correspondiente a una suspensión, con una pérdida casi total de resistencia al esfuerzo cortante. Puede ocurrir en arcillas extrasensitivas, como las arenas poco compactas.

f) Falla por falta de capacidad de carga en el terreno

Este tipo de falla se presenta en suelos en donde su capacidad de carga es insuficiente a la requerida para que la masa de suelo pueda permanecer estable por sí sola.

g) Flujos

Este tipo de falla consiste en movimientos más o menos rápidos presentados en un talud natural, de manera que el movimiento en sí y la distribución aparente de las velocidades y los desplazamientos asemejan el fluir de un líquido viscoso. No existe, en sí, una superficie de falla, o ésta se desarrolla en un lapso muy breve al inicio del fenómeno.

En un talud de longitud infinita formado por un suelo friccionante ($c = 0, \phi \neq 0$) tal como una arena limpia, se puede demostrar que las superficies de falla son rectas y que una familia de éstas es paralela a la superficie del talud. En suelos cohesivos ($c \neq 0, \phi = 0$) tal como una arcilla, las superficies de falla son más complejas; sin embargo, la experiencia en este tipo de suelos ha permitido asumir que dichas superficies se asemejan a un cilindro, cuya traza con el plano en el que se calcula es un arco de circunferencia, que si bien se reconoce que este mecanismo no presenta exactamente al real, permite una simplificación en los cálculos, independientemente de haberse comprobado en la práctica que basados en este mecanismo de análisis, los taludes se comportan satisfactoriamente.

2.2.1 CONDICIONES DRENADAS Y NO DRENADAS PRESENTES EN LOS TALUDES

Las fallas de los taludes pueden ocurrir en condiciones **drenadas** o **no drenadas**. Si la inestabilidad es causada por cambios en la carga, tal como la remoción de materiales de la parte baja del talud o aumento de las cargas en la parte superior, en suelos de baja permeabilidad, estos pueden no tener tiempo suficiente para drenar durante el tiempo en el cual ocurre el cambio de carga. En este caso se dice que las condiciones son no drenadas.

MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE PRESENTAN LOS TALUDES

Generalmente, los suelos tienen permeabilidades suficientes para disipar las presiones de poro en exceso y se comportan en condiciones drenadas. Para condiciones normales de carga, que equivalen a meses o semanas, suelos con permeabilidades mayores de 10^{-4} cm/seg., se pueden considerar drenadas y suelos con permeabilidades menores de 10^{-7} cm/seg., se consideran no drenadas.

Duncan recomienda que para los taludes en los cuales la causa de falla es el aumento de la presión de poros debida a las lluvias, el problema debe analizarse como condición drenada.

Para determinar las condiciones de drenaje Duncan sugiere utilizar la siguiente expresión.

$$T = \frac{C_u t}{D^2}$$

Donde:

T = Factor adimensional

C_u = Coeficiente de consolidación

t = Tiempo de drenaje

D = Longitud del camino de drenaje o distancia de salida del agua al cambio de presiones.

Si T es mayor de 3 la condición es drenada.

Si T es menor de 0.01 la condición es no drenada.

Si T está entre 0.01 y 3 ocurre drenaje parcial durante el tiempo de cambio de cargas. En este caso deben analizarse ambas condiciones. El caso drenado y el caso no drenado.

2.2.2 FACTORES QUE INFLUYEN EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES

- a) Características topográficas del terreno. Los lugares montañosos donde las pendientes de los taludes se encuentran entre los 45 y 90° con respecto a la horizontal, son los que con más facilidad sufren deslizamientos, aunque en ocasiones pendientes menores a 30° son suficientes para originarlos si el suelo está muy suelto o hay mucha agua en el subsuelo.
- b) Condiciones climáticas. En las regiones lluviosas suele haber espesores grandes de materiales alterados por la meteorización y el nivel freático suele estar superficial lo que, en conjunto, facilita mucho los deslizamientos. Las lluvias intensas son el principal factor desencadenante de deslizamientos.
- c) Macizo rocosos con fallas y fracturas. La mayoría de las caídas de rocas tiene lugar en lugares en donde el terreno tiene abundantes fracturas y se ha ido produciendo erosión en la base de sus laderas. En estos lugares cuando llueve intensamente con facilidad se pueden producir deslizamientos o caídos.
- d) Erosión. Los ríos, el mar y otros fenómenos naturales van erosionando las bases de los taludes y provocan gran cantidad de deslizamientos. Estos fenómenos son muy comunes y provocan la erosión de los taludes.
- e) Expansividad de las arcillas. Algunas arcillas tienen la propiedad de que al contacto con agua aumentan su volumen y al secarse lo disminuyen (lo que se conoce como expansividad). Esto supone que los terrenos arcillosos en climas en los que se presentan períodos secos con otros húmedos se deforman y empujan taludes, rocas, carreteras, etc., provocando deslizamientos y caídos.
- f) Acciones antrópicas. Los movimientos de tierra y excavaciones para construir carreteras, ferrocarriles, edificaciones, presas, etc., rompen los perfiles de equilibrio de los taludes y facilitan caídos y deslizamientos. Ya que, normalmente se quitan los materiales que están en la base del talud que es la zona más vulnerable y la que soporta mayores tensiones lo que obliga a fijar los taludes empleando alguno de los procedimientos constructivos para incrementar la estabilidad de los taludes vistos en los siguientes capítulos.

MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE PRESENTAN LOS TALUDES

2.3 FACTOR DE SEGURIDAD

Es práctica común en Ingeniería Civil definir la estabilidad de un talud en términos de un factor de seguridad (F.S.) contra deslizamiento, obtenido de un análisis matemático de su estabilidad. El método matemático que sea empleado debe contemplar la mayoría de las condiciones desfavorables que puedan afectar a la estructura analizada (en este caso los taludes). Estas condiciones incluyen: geometría del talud, parámetros geológicos, presencia de grietas de tensión, cargas dinámicas por acción de sismos, flujo de agua, propiedades de los suelos, etc., sin embargo, no todas las condiciones se pueden cuantificar, por lo tanto hay situaciones en las cuales un enfoque matemático no produce resultados satisfactorios. A pesar de estas desventajas estos métodos matemáticos son una herramienta muy útil para la toma de decisiones.

En la práctica los taludes presentan diferentes superficies de falla como lo son: superficies planas, circulares, logarítmicas, parabólicas y combinaciones de ellas, las cuales dependen del tipo de suelo que conforman los taludes. La mayor parte de la literatura para el cálculo del factor de seguridad contra el deslizamiento de taludes, asume que el suelo es un material isotrópico, con superficies de falla circulares o aproximadamente circulares; a diferencia de superficies de falla no simétricas las cuales presentan deficiencias a nivel teórico. Debido a lo anterior la calidad de un diseño depende no solamente del factor de seguridad contra deslizamiento asumido sino también del método de análisis, los modelos de cálculo, el modelo geológico, los parámetros geotécnicos y la forma como se definen los factores de seguridad contra deslizamiento; por lo tanto, los factores de seguridad contra deslizamiento por sí solos no representan una garantía para la estabilidad de los taludes u otra estructura de contención.

El factor de seguridad contra deslizamiento es empleado para conocer cual es el factor de amenaza de que el talud falle en las peores condiciones de comportamiento para el cual se diseña. Fellenius presentó el factor de seguridad contra deslizamiento, como la relación entre la resistencia al corte real calculado del material del talud y los esfuerzos de corte críticos que tratan de producir la falla, a lo largo de una superficie supuesta de falla:

$$F.S. = \text{Resistencia al cortante} / \text{Esfuerzo al cortante}$$

En superficies circulares donde existe un centro de giro y momentos resistentes y actuantes, el factor de seguridad contra deslizamiento es:

$$F.S. = \text{Momento resistente} / \text{Momento actuante}$$

La mayoría de los análisis asumen un criterio de "equilibrio límite" donde el criterio de falla descrito por Coulomb es satisfecho a lo largo de una determinada superficie; donde se estudia un cuerpo libre en equilibrio, partiendo de las fuerzas actuantes y de las fuerzas resistentes que se requieren para producir el equilibrio. Calculada esta fuerza resistente, se compara con la disponible del suelo y se obtiene una indicación del F.S. Otro criterio es el de dividir la masa a estudiar en una serie de tajadas, dovelas o bloques y considerar el equilibrio de cada tajada por separado. Una vez realizado el análisis de cada tajada se analizan las condiciones de equilibrio de la sumatoria de fuerzas o de momentos.

$$F.S. = \sum \text{Resistencias al corte} / \sum \text{Esfuerzos al cortante}$$

Por lo tanto, deben elegirse varias posiciones del centro y varios radios de la superficie de falla hasta encontrar el F.S. contra deslizamiento mínimo por tanteos, con el cual se tendrá una idea del grado de estabilidad que presenta el talud analizado. Los resultados de los factores de seguridad contra deslizamiento para analizar la estabilidad de los taludes generalmente se basan en los siguientes parámetros:

- 1) $F.S. < 1$; La superficie de falla analizada es inestable y es recomendable su estabilización con alguno de los procedimientos constructivos para incrementar el F.S. contra deslizamiento de taludes descritos en los siguientes capítulos.
- 2) $F.S. = 1$; La superficie de falla analizada presenta un estado potencial de falla, en este caso también es recomendable lo mismo que en el caso anterior.
- 3) $F.S. > 1$; En términos generales, la superficie de falla analizada es estable; pero es recomendable considerar en condiciones estáticas (sin considerar el efecto sísmico) factores de seguridad contra deslizamiento mínimos de 1.2 y para el caso de condiciones dinámicas (considerando el efecto sísmico) de 1.8. Además de asegurarse que el talud analizado no sufrirá daños posteriores; como es el caso de la erosión, la cual puede originar problemas de estabilidad en dicho talud.

MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE PRESENTAN LOS TALUDES

Las Tablas 2.1 y 2.2 muestran de forma sintetizada los parámetros y características necesarias para la puesta en marcha de los diversos métodos matemáticos existentes.

Tabla 2.1 Métodos de análisis de estabilidad de taludes.

Método	Superficies de falla	Equilibrio	Características
Fellenius	Circulares	De fuerzas	Este método no toma en cuenta las fuerzas entre las dovelas y no satisface equilibrio de fuerzas, tanto para la masa deslizada como para dovelas individuales, su procedimiento es simple. Es impreciso para taludes planos con alta presión de poros. Los factores de seguridad contra deslizamiento son bajos.
Bishop simplificado	Circulares	De momentos	Asume que todas las fuerzas de cortante entre dovelas son cero. Reduciendo el número de incógnitas. La solución es sobredeterminada debido a que no se establecen condiciones de equilibrio para una dovela.
Janbú simplificado	Cualquiera	De fuerzas	Asume que no hay fuerza de cortante entre dovelas. La solución es sobredeterminada ya que no satisface completamente las condiciones de equilibrio de momentos. Los factores de seguridad contra deslizamiento son bajos.
Sueco modificado	Cualquiera	De fuerzas	Supone que las fuerzas tienen la misma dirección que la superficie del terreno. Los factores de seguridad contra deslizamiento son generalmente altos.
Spencer	Cualquiera	Momentos y fuerzas	Asume que la inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada. Rigurosamente satisface el equilibrio estático asumiendo que la fuerza resultante entre tajadas tiene una inclinación constante pero desconocida.
Morgenstern y Price	Cualquiera	Momentos y fuerzas	Asume que las fuerzas laterales siguen un sistema predeterminado. El método es muy similar al método de Spencer con la diferencia que la inclinación de la resultante de las fuerzas entre dovelas se asume que varía de acuerdo a una función arbitraria.

Tabla 2.2 Métodos disponibles en la Literatura para el cálculo de estabilidad de taludes.

Autor	Parámetros	Inclinación del talud	Método analítico utilizado	Observaciones
Taylor	c_u c, ϕ	0-90° 0-90°	$\phi = 0$ Círculo de fricción	Análisis no drenado. Taludes secos solamente.
Bishop y Morgenstern	c, ϕ, r_u	11-26.5°	Bishop	Primero en incluir efectos del agua.
Gibson y Morgenstern	c_u	0-90°	$\phi = 0$	Análisis no drenado con cero resistencia en la superficie y c_u aumenta linealmente con la profundidad.
Spencer	c, ϕ, r_u	0-34°	Spencer	Círculos de pie solamente.
Janbú	c_u c, ϕ, r_u	0-90°	$\phi = 0$ Janbú GPS	Una serie de tablas para diferentes efectos de movimiento de agua y grietas de tensión.
Hunter y Schuster	c_u	0-90°	$\phi = 0$	Análisis no drenado con una resistencia inicial en la superficie y c_u aumenta linealmente con la profundidad.
Chen y Giger	c, ϕ	20-90°	Análisis límite	

MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE PRESENTAN LOS TALUDES

Autor	Parámetros	Inclinación del talud	Método analítico utilizado	Observaciones
O Connor y Mitchell	c, ϕ, r_u	11-26°	Bishop	Bishop y Morgenstem, extendido para incluir $N_c = 0.1$
Hock y Bray	c, ϕ	0-90°	Círculo de fricción	Incluye agua subterránea y grietas de tensión. Análisis del bloque en tres dimensiones.
		0-90°	Cuña	
Cousins	c, ϕ	0-45°	Círculo de fricción	Extensión del método de Taylor.
Charles y Soares	ϕ	26-63°	Bishop	Envolvente de falla no lineal de Mohr-Coulomb.
Barnes	c, ϕ, r_u	11-63°	Bishop	Extensión de Bishop y Morgenstem para un rango mayor de ángulos del talud.

Tabla 2.2 Continuación

A continuación se describen algunos de los principales métodos matemáticos para determinar el factor de seguridad contra deslizamiento que presentan los taludes; el orden en el que se presentan es aleatorio y no precisamente se enlistan de acuerdo a su importancia, pero cabe señalar que los mas utilizados como se dijo anteriormente son los simplificados de Bishop y de Janbú.

2.4 MÉTODO DE FELLENIUS

Conocido también como método Sueco, método de las Dovelas o método U.S.B.R.

Este método asume superficies de falla circulares, divide el área de falla en tajadas verticales, obtiene las fuerzas actuantes y resultantes para cada tajada y con la sumatoria de estas fuerzas *obtiene el factor de seguridad por medio de "tanteos"*.

Las fuerzas que actúan sobre una dovela son (Figura 2.3):

- El peso o la fuerza de gravedad, la cual se puede descomponer en una tangente y una normal a la superficie de falla.
- Las fuerzas resistentes de cohesión y fricción que actúan en forma tangente a la superficie de falla.
- Las fuerzas de presión de tierras y cortante en las paredes entre dovelas, las cuales no son consideradas por Fellenius, pero si son tomadas en cuenta en otros métodos de análisis más detallados.

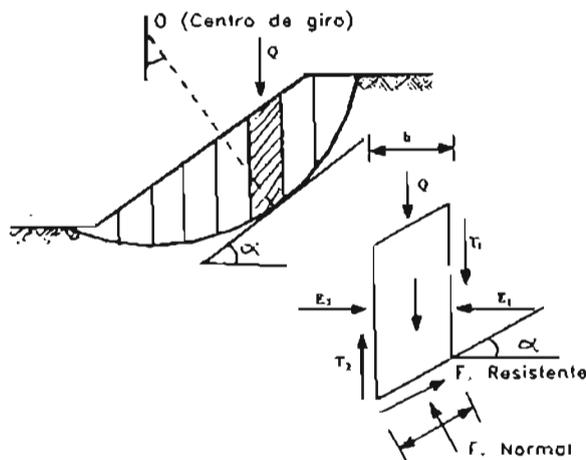


Figura 2.3 Fuerzas que actúan sobre una dovela (en los métodos de dovelas).

MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE PRESENTAN LOS TALUDES

El método de Fellenius calcula el factor de seguridad con la siguiente expresión:

$$F.S. = \frac{\sum [C' b \sec \alpha + (W \cos \alpha - u b \sec \alpha) \tan \phi]}{\sum W \sec \alpha}$$

Donde:

α = Angulo del radio del círculo de falla con la vertical bajo el centroide en cada tajada.

u = Presión de poros = $\gamma_w h$

C' , ϕ = Parámetros de resistencia del suelo.

W = Peso total de cada tajada.

b = Ancho de la tajada.

Este método consiste en verificar el equilibrio del mecanismo de falla que se ilustra en la Figura 2.4, Fellenius concluye que el deslizamiento del talud se produce a lo largo de una superficie curva, semejante a la de un cilindro que gira alrededor de su eje. El prisma deslizante de suelo, con espesor unitario en el sentido normal del dibujo, se desplaza bajo la acción de su propio peso W , girando alrededor del eje del cilindro; el momento de esta fuerza respecto al origen, es el que tiende a provocar el movimiento giratorio de la masa de suelo, por lo que se le llama momento actuante $Ma = Wb$.

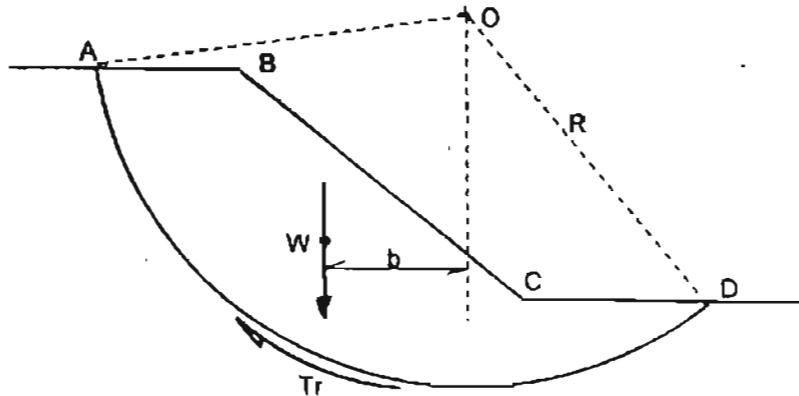


Figura 2.4 Mecanismo básico de Fellenius para la falla de un talud.

El desplazamiento del prisma de suelo, desarrolla esfuerzos cortantes que actúan a lo largo de la superficie de falla cilíndrica, cuya resultante, denominada fuerza tangencial resistente Tr , genera un momento respecto al origen que se opone al movimiento del prisma deslizante, por lo que se le llama momento resistente $Mr = TrR$. De aquí se deduce que el factor de seguridad contra deslizamiento del talud se expresa por la relación entre el momento resistente y el actuante:

$$F.S. = \frac{Mr}{Ma} = \frac{TrR}{Wb} \quad \dots\dots\dots (1)$$

Cuando este factor es menor que la unidad se produce la falla del talud. El valor mínimo del factor de seguridad de un talud dado se determina por un proceso iterativo (tanteos) realizado con varios círculos en los que se hacen variar el radio y la posición del centro. La fuerza actuante W es función del peso volumétrico γ del suelo, así como del volumen del prisma deslizante, en tanto que la localización del centro de gravedad del prisma depende de su forma y dimensiones. En tanto que las fuerzas resistentes son el resultado de la resistencia al corte del suelo, que actúa a lo largo de la superficie de falla cilíndrica.

MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE PRESENTAN LOS TALUDES

2.4.1 PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD

Es el caso más general, en el que se tenga un suelo cohesivo friccionante, la resistencia al corte en cada punto de la superficie de falla cilíndrica se determina mediante la ecuación general:

$$S = c + P'_n \tan \phi \quad \dots\dots\dots (2)$$

Donde:

c = Cohesión del suelo (t/m^2)

P'_n = Presión efectiva normal al plano de falla (t/m^2)

ϕ = Angulo de la envolvente de resistencia de Mohr.

Esta ecuación es representativa del caso general de los suelos de texturas gruesas y media, así como de los suelos con finos no plásticos, incluidos en los grupos de suelos permeables y semipermeables. Cuando en estos suelos existe presión en el agua de los poros μ , la presión intergranular P'_n se expresa en función de la presión total P , por:

$$P'_n = (P - \mu) \quad \dots\dots\dots (3)$$

Para valuar el momento resistente se hace necesario conocer la distribución de la presión efectiva P'_n normal a la superficie de falla cilíndrica en cualquier punto que se considere. Uno de los artificios de cálculo para determinar dicha distribución, propuesta por Fellenius, consiste en dividir el prisma deslizante en fragmentos verticales imaginarios (dovelas), como se muestra en la Figura 2.5.

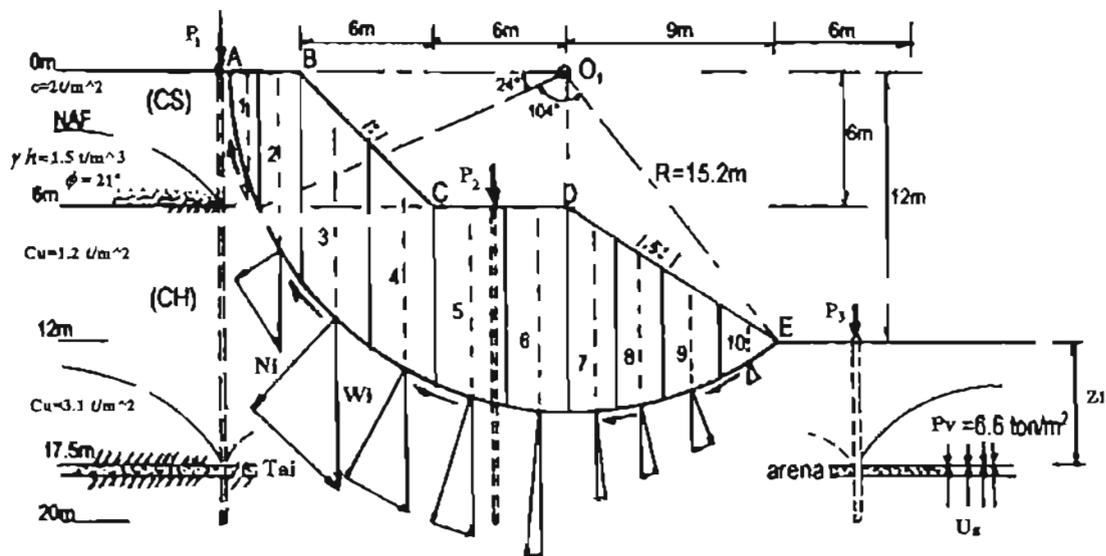


Figura 2.5 Determinación de fuerzas normales N_i y tangenciales T_{wi} que actúan en la base de cada dovela.

El equilibrio de cada dovela se analiza considerando que cada una de ellas es un cuerpo libre independiente de las demás; es decir, despreciando la interacción entre dovelas contiguas. Bajo esta hipótesis, el equilibrio de una dovela cualquiera, de índice i , puede estudiarse como se ilustra en la dovela 3 de la Figura 2.5.

El peso W_i puede suponerse actuando en el centro de la dovela. En el punto en que su línea de acción intercepta a la base de la dovela, W_i se descompone en una fuerza normal y otra tangencial al círculo, N_i y T_{ai} , respectivamente.

MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE PRESENTAN LOS TALUDES

La fuerza tangencial resistente T_{ri} , es una función de la presión efectiva normal a la superficie de falla P'_{ni} . La presión P'_{ni} , en la base de la dovela de longitud l_i , puede suponerse uniformemente distribuida e igual a:

$$P'_{ni} = N'_i / l_i$$

Este valor, substituido en la ecuación (2), proporciona el valor medio de la resistencia al corte s_i , que actúa a lo largo de la base de la dovela.

$$s_i = (N'_i / l_i) \tan \phi + c_i$$

Multiplicando por el área de dicha base se obtiene el valor de T_{ri} :

$$T_{ri} = S_i l_i = [(N'_i / l_i) \tan \phi + c_i] l_i$$

$$T_{ri} = N'_i \tan \phi + c_i l_i \quad \dots\dots\dots (4)$$

Tomando momentos alrededor del origen (O), se anula el de la componente normal N_i , y queda:

$$M_{ai} = T_{ai} R \quad \dots\dots\dots (5)$$

$$M_{ri} = T_{ri} R \quad \dots\dots\dots (6)$$

Por lo tanto; queda, momento actuante total y momento resistente total.

$$M_a = \Sigma T_{ai} R \quad y \quad M_r = \Sigma T_{ri} R$$

Substituyendo estas dos expresiones en la (1), se obtiene el factor de seguridad de toda la masa deslizante.

$$F.S. = \frac{\Sigma T_{ri}}{\Sigma T_{ai}} \quad \dots\dots\dots (7)$$

Substituyendo la ecuación (4) en la (7), se tiene el factor de seguridad de la masa de suelo deslizante, expresada por la siguiente ecuación:

$$F.S. = \frac{\Sigma N'_i \tan \phi + \Sigma c_i l_i}{\Sigma T_{ai}} \quad \dots\dots\dots (8)$$

En la expresión (9) esta involucrado el efecto que produce el flujo de agua a través del suelo y que genera fuerzas tangenciales actuantes llamadas **Fuerzas de Filtración (F.F.)** modificando al F.S. a la forma: (Ver Figura 2.6).

$$F.S. = \frac{\Sigma N'_i \tan \phi + \Sigma c_i l_i}{\Sigma T_{ai} \pm F.F.} \quad \dots\dots\dots (9)$$

MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE PRESENTAN LOS TALUDES

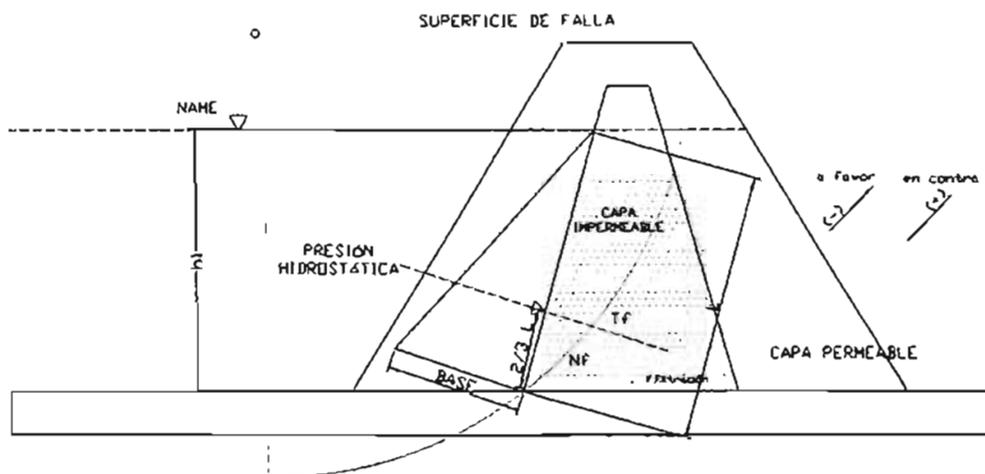


Figura 2.6 Efecto de las Fuerzas Filtración en la sección de una presa de tierra-enrocamiento.

$$P.H. = \frac{\gamma_w hl}{2} = \text{Presión hidrostática.}$$

El valor de F.F. obtenido es la componente tangencial de la presión hidrostática que se sumara o restara a (T_u), según la siguiente convención.

En la Figura 2.6 se puede observar el efecto de las Fuerzas de Filtración, las cuales están a favor de la estabilidad, por lo que se aplicara signo negativo.

2.4.2 ACCIÓN DEL AGUA

Si hay flujo de agua a través del talud se generan presiones en el agua de los poros, que deben tenerse en cuenta para determinar las fuerzas resistentes T_n en función de los esfuerzos normales efectivos P'_{ni} obtenidos de la ecuación (3), la ecuación (8) puede escribirse en forma más general, como sigue:

$$F.S. = \frac{\sum(N_i - \mu_i) \gamma \tan \phi + \sum c_i l_i}{\sum T_{oi}} \quad \dots\dots\dots (10)$$

Cuando existe flujo de agua a través del talud, el valor de U_i para cada dovela, se obtiene trazando la red de flujo correspondiente y calculando con ella el valor de la presión de poro μ_i , en el punto de su base en el que se descomponen las fuerzas actuantes; tomando éste como valor medio de la presión de poro que actúa en la base de la dovela, la fuerza de subpresión U_i , vale:

$$U_i = u_i l_i \quad \dots\dots\dots (11)$$

Donde la fuerza U_i es colineal y de sentido contrario a N_i .

En la ecuación (10) se observa que, en excavaciones realizadas en suelos permeables o semipermeables que tienen un ángulo de fricción y se encuentran bajo el nivel freático, las fuerzas de filtración generadas por el flujo del agua a través del talud, representadas por U_i , disminuyen el factor de seguridad. Pero, si las filtraciones son eliminadas por algún sistema de abatimiento del nivel freático antes de iniciar la ejecución de la excavación, se eliminará la presión de poro en el prisma de suelo deslizante y, en su lugar, se desarrollará tensión capilar en el agua del suelo drenado ($-\mu_i$) la cual se suma a la presión intergranular P'_{ni} , incrementando así la resistencia friccional del suelo y mejorando la estabilidad del talud.

MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE PRESENTAN LOS TALUDES

2.5 LOCALIZACIÓN DEL CÍRCULO MÁS CRÍTICO

La finalidad de los diversos métodos matemáticos vistos en este capítulo es encontrar como se dijo anteriormente el mínimo factor de seguridad contra deslizamiento presente en los taludes; el cual esta en función, entre otros por el *círculo de deslizamiento más crítico*. La localización del círculo más crítico no es tarea fácil; partiendo del hecho de que se deben analizar varias superficies posibles de falla por tanteos hasta encontrar el F.S. contra deslizamiento mínimo, el cual se tomara como criterio para el diseño de la estabilidad de la masa de tierra en cuestión. Para la localización del círculo más crítico se emplea en este caso las tablas de estabilidad de Taylor [Ref. 16].

El problema de la localización del círculo de deslizamiento más crítico puede atacarse de dos maneras:

- Con un método de aproximaciones sucesivas, usar un número razonable de círculos de deslizamiento de prueba.
- Usar una regla empírica para prescribir un círculo crítico supuesto y fijar el factor de seguridad límite a un valor suficientemente alto que toma en cuenta las imperfecciones del procedimiento.

En el enfoque de aproximaciones sucesivas, el método toma en consideración la variación de tres parámetros geométricos: la posición del centro, el radio y la distancia de intersección enfrente del pie. Para lograr una confiabilidad aceptable, se tienen que hacer muchas pruebas. El empleo de programas informáticos sobre estabilidad de taludes ha hecho que el cálculo de los factores de seguridad contra deslizamiento sean más factibles y confiables; pero sobre todo menos tedioso.

Aun cuando se realicen varias pruebas, resulta útil obtener una buena estimación para el primer valor de la serie, ya que el comportamiento de los círculos de deslizamiento no es totalmente aleatorio, por lo contrario, existen modelos definidos por ejemplo: (Ver Figura 2.7).

- Cuando el ángulo de fricción ϕ es mayor a 3° , el círculo crítico casi siempre pasa a través del pie del talud.
- Si el ángulo del talud es igual o mayor a 53° con respecto a la horizontal, el círculo crítico pasa por el pie de este.
- En los taludes más tendidos, el círculo crítico es generalmente tangente a la base firme y su centro así mismo queda en una línea vertical que pasa por el punto medio del talud. Sin embargo, si el estrato firme tiene su lecho superior a poca profundidad abajo del pie del talud, la falla puede tener lugar a lo largo de un círculo conocido como círculo de talud, que corta a éste arriba de su pie.

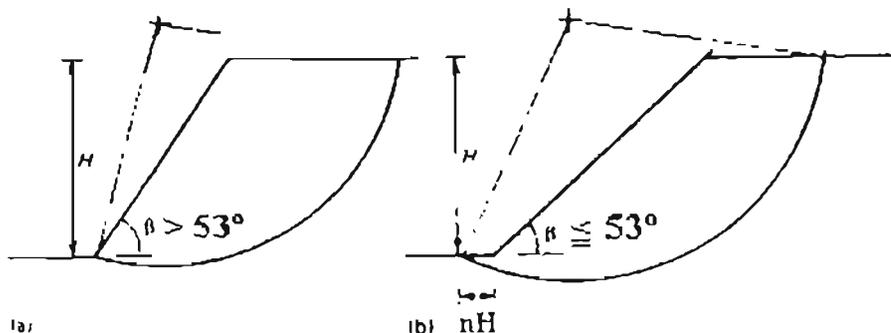


Figura 2.7 Localización del círculo crítico (a) A través del pie cuando $\phi > 3^\circ$ o $\beta > 53^\circ$,
(b) Enfrente del pie cuando $\phi < 3^\circ$ y $\beta \leq 53^\circ$.

MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE PRESENTAN LOS TALUDES

La Figura 2.8 muestra una gráfica a partir de la cual se puede tener un primer centro de tanteo, para condiciones homogéneas sin drenado. Los valores de Y_c/H y X_c/H se encuentran en correspondencia con el ángulo β de la pendiente del talud, siendo:

X_c = Distancia horizontal desde el pie hasta el centro del círculo.

Y_c = Distancia vertical desde el pie hasta el centro del círculo.

Por lo tanto, se puede hacer que el primer tanteo sea el centro del primer grupo de nueve. Después de evaluar los factores de seguridad contra deslizamiento, se escogen en forma táctica nuevos centros, de acuerdo con la tendencia de los valores mínimos. También se pueden incorporar variaciones en el radio durante los cálculos. En general se emplean técnicas simples de graficado y delineado en coordenadas, para localizar el círculo más crítico.

Cuando por debajo del talud hay una capa más dura o más rígida de roca, la profundidad del círculo de deslizamiento crítico es limitada (Ver Figuras 2.9 a y b). De hecho, el círculo más crítico puede tocar a la superficie inferior mas dura.

2.6 MÉTODO DEL NÚMERO DE ESTABILIDAD DE TAYLOR

Taylor propuso un método simple para determinar el factor de seguridad mínimo contra deslizamiento para un talud en un suelo homogéneo. Mediante el análisis de esfuerzo total basado en el método del círculo de fricción (ignorando la posibilidad de grietas de tensión descritas en el Sub-capítulo 2.12), donde obtuvo una serie de curvas que relacionan un número de estabilidad (N) con el ángulo del talud β .

Taylor propone la expresión del análisis de esfuerzo total:
$$F.S. = \frac{c_u RL}{Wd}$$

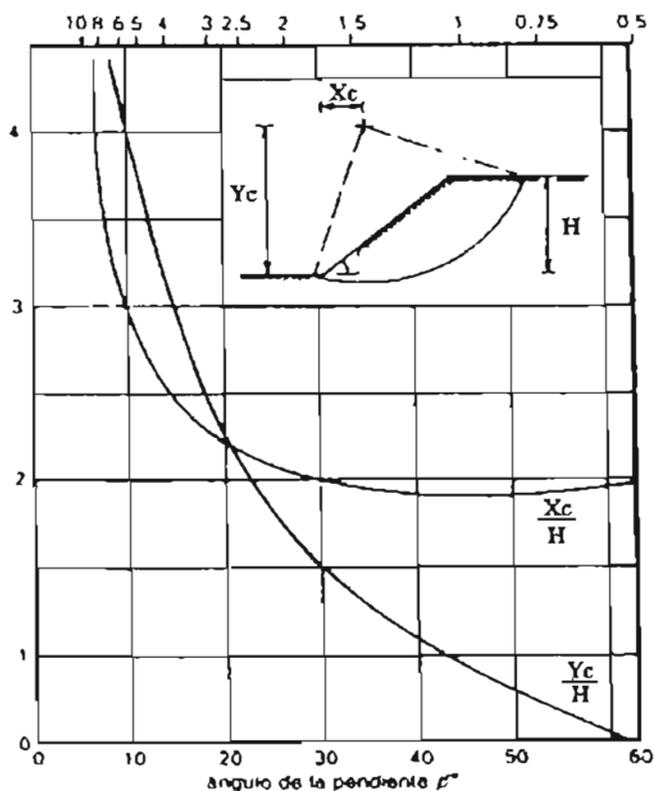


Figura 2.8 Ubicación del círculo crítico en primer tanteo.

MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE PRESENTAN LOS TALUDES

Obsérvese que L tiende a H y W tiende a γH^2 ;

O sea que

$$L = K_1 H \text{ y } W = K_2 \gamma H^2.$$

Entonces,

$$F.S. = \frac{c_u R H K_1}{\gamma H^2 K_2 d}$$

El número de estabilidad N depende de la geometría del círculo de deslizamiento y puede definirse como:

$$N = \frac{K_2 d}{K_1 R} = \frac{c_u}{F.S. \gamma H}$$

Lo que da,

$$F.S. = \frac{c_u}{N \gamma H}$$

Puesto que

$$c_{mob} = c_u / F.S.$$

Por lo tanto el c_{mob} necesario es: $N \gamma H$.

Los valores de N están relacionados con el ángulo del talud β , el ángulo de fricción interna (resistencia al corte) ϕ_u y el factor de profundidad D_e como se muestra en las gráficas de las Figuras 2.9 a y b. Para ángulos de pendiente mayores que 53° , el círculo crítico pasa a través del pie de la pendiente y se usa la gráfica de la Figura 2.9-b. Para ángulos de pendiente menores que 53° , el ángulo crítico puede pasar frente al pie y se usa entonces la gráfica de la Figura 2.9-a. Cuando se restringe el círculo crítico a pasar por el pie, se deben usar las líneas gruesas interrumpidas de la gráfica. El valor de n , que da el punto de emergencia del círculo crítico frente al pie, se puede obtener mediante las líneas delgadas interrumpidas.

MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE PRESENTAN LOS TALUDES

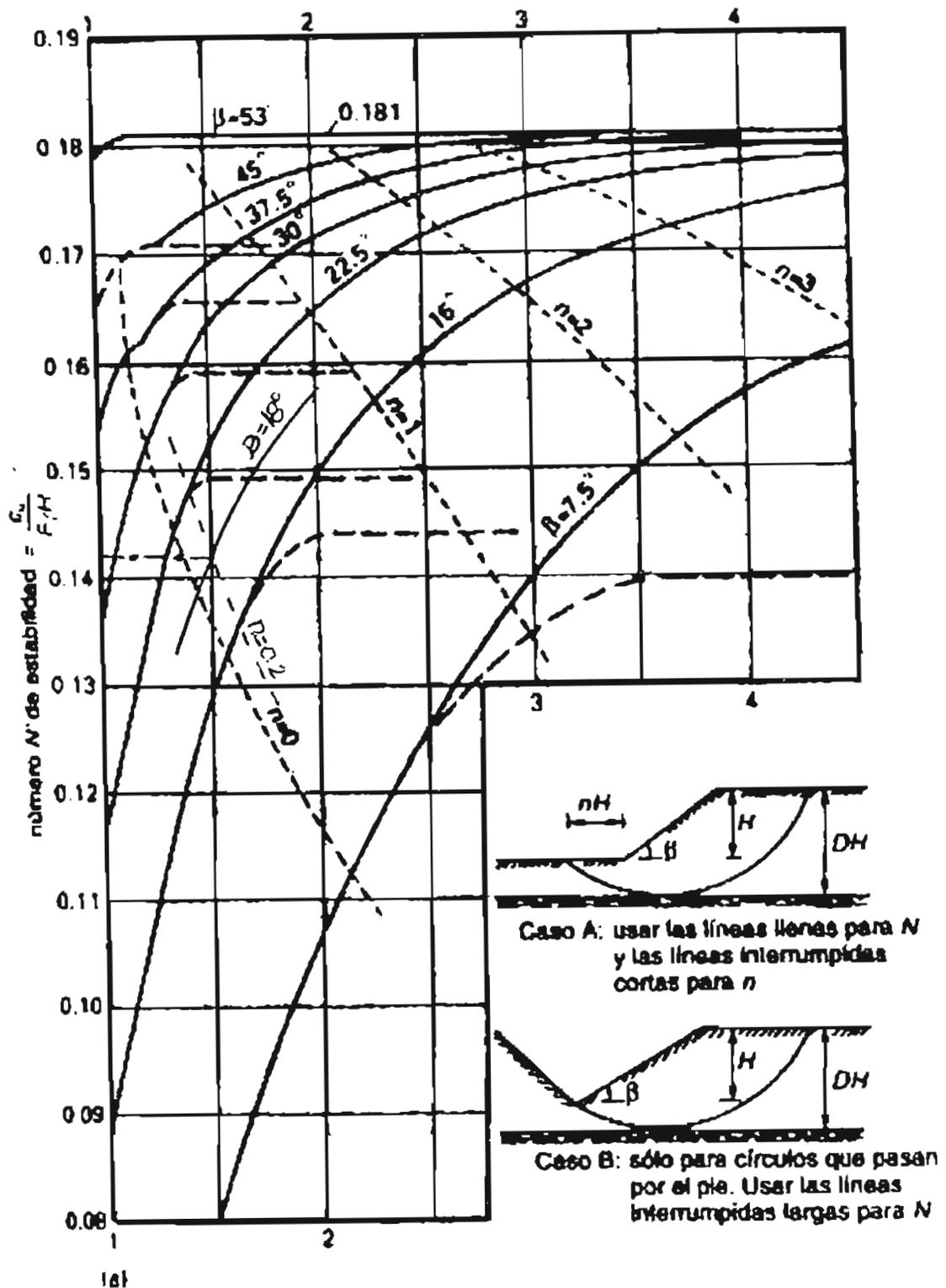


Figura 2.9-a Gráficas del número de estabilidad de Taylor, para suelos cohesivos ($\phi = 0$).

MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE PRESENTAN LOS TALUDES

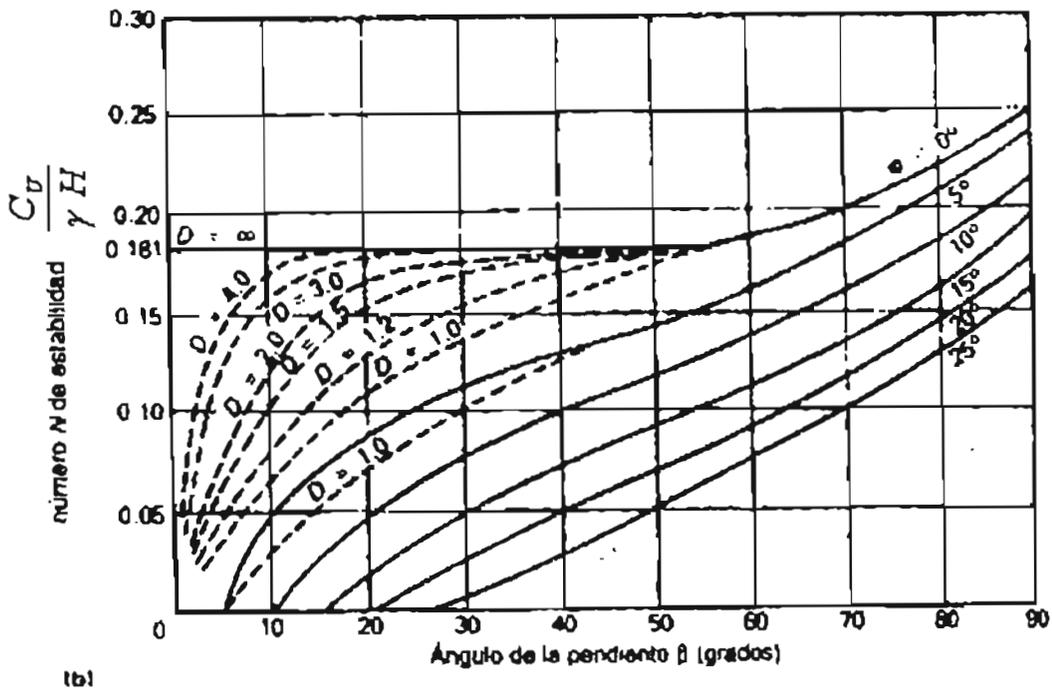


Figura 2.9-b Gráficas del número de estabilidad de Taylor ($\phi \neq 0$); para suelos cohesivos-friccionantes.

2.6.1 EJEMPLO DE APLICACIÓN

Un corte en una arcilla saturada tiene una profundidad de 10 m. A una profundidad de 6 m bajo el piso del corte se encuentra una capa de roca dura (Ver Figura 2.10). La arcilla tiene una cohesión no drenada de $(0.3468 \text{ Kg/cm}^2 = 34 \text{ kN/m}^2)$ y un peso unitario volumétrico de $(1938 \text{ Kg/m}^3 = 19 \text{ kN/m}^3)$. Calcular la pendiente segura máxima que proporcione un factor de seguridad de 1.25 respecto a una falla cortante a corto plazo.

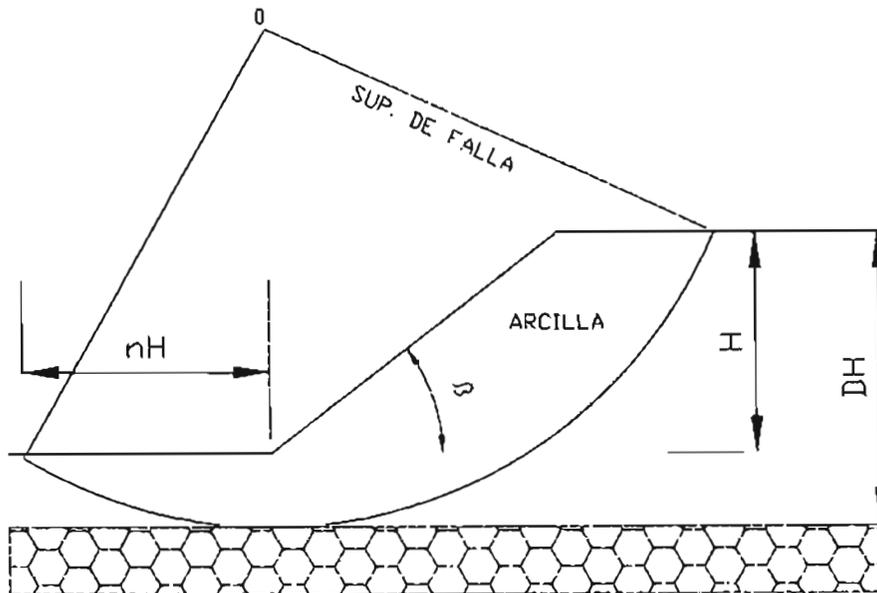


Figura 2.10 Superficie potencial de falla del talud.

MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE PRESENTAN LOS TALUDES

Con referencia a la figura 2.9-a, $H = 10$ m y $DH = 16$ m; por lo tanto $D = 1.5$.

Por lo tanto, el número de estabilidad requerido es, de la ecuación $F.S. = \frac{c_u}{N\gamma H}$; despejando N tenemos:

$$N = \frac{c_u}{1.25\gamma H} = \frac{34}{1.25 \times 19 \times 10} = 0.143$$

El punto definido en la figura 29-a por $D = 1.5$ y $N = 0.143$ esta asociado a un ángulo $\beta = 18^\circ$, la cual es la pendiente segura máxima requerida.

También, en el diagrama se lee, $n = 0.2$

Por lo tanto, el círculo saldrá 2.0 m frente al pie, ya que $(n)(H) = 0.2 \times 10 = 2$ m

2.7 MÉTODO DE JANBÚ

Janbú presenta un método de Dovelas para superficies de falla curvas, no circulares (Ver Figura 2.11). De acuerdo con Janbú, el factor de seguridad contra deslizamiento se calcula con la siguiente ecuación modificada:

$$F.S. = \frac{f_o \sum \left\{ [c'b + (W - ub) \tan \phi] \frac{1}{\cos \alpha} \right\}}{\sum (W \tan \alpha)}$$

Donde f_o depende de la curvatura de la superficie de falla (Figura 2.11).

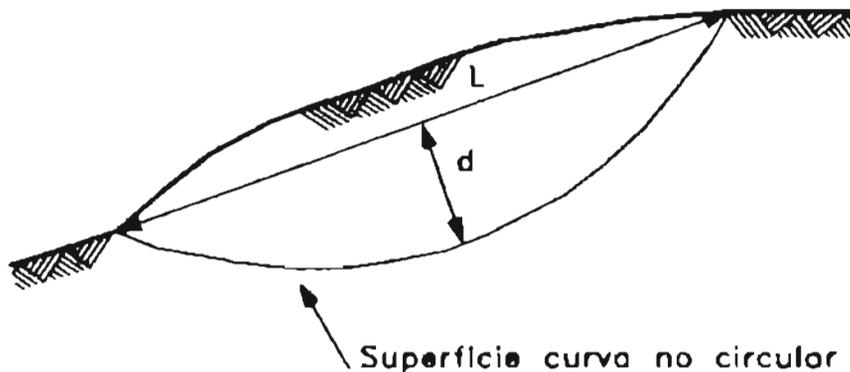


Figura 2.11 Superficie de falla curva no circular de Janbú.

MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE PRESENTAN LOS TALUDES

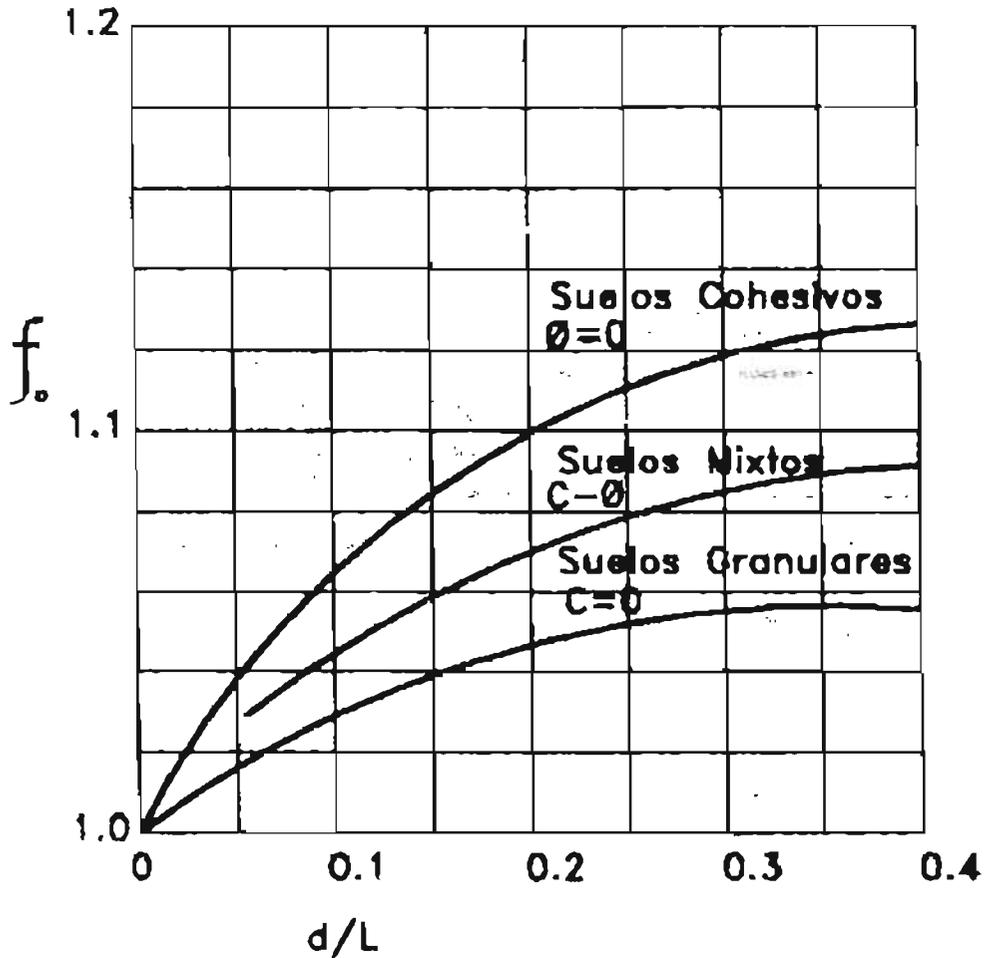


Figura 2.12 Diagrama para determinar el factor f_0 para el método de Janbú.

A continuación se presenta un resumen de las Tablas desarrolladas por Janbú. Esta serie de Tablas tiene en cuenta diferentes condiciones geotécnicas y factores de sobrecarga en la corona del talud, incluye sumergencia y grietas de tensión (Ver Figuras 2.13 a 2.16).

a) PARA SUELOS $\phi = 0$

Las Tablas indicadas en la Figura 2.13 pueden ser utilizadas para el análisis de estabilidad de taludes de suelos arcillosos sin fricción, de acuerdo al procedimiento de Janbú.

El factor de seguridad se obtiene por la siguiente expresión:

$$F.S. = N_0 \frac{c}{\gamma H}$$

Donde:

N_0 = Número de estabilidad que se obtiene de la tabla.

c = Cohesión.

γ = Peso unitario del suelo.

H = Altura del talud.

MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE PRESENTAN LOS TALUDES

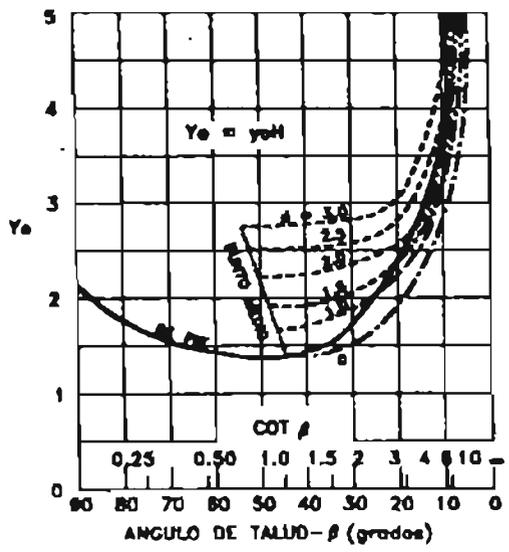
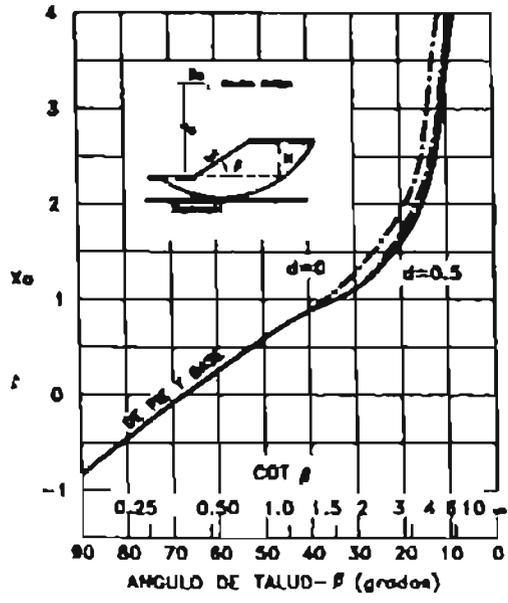
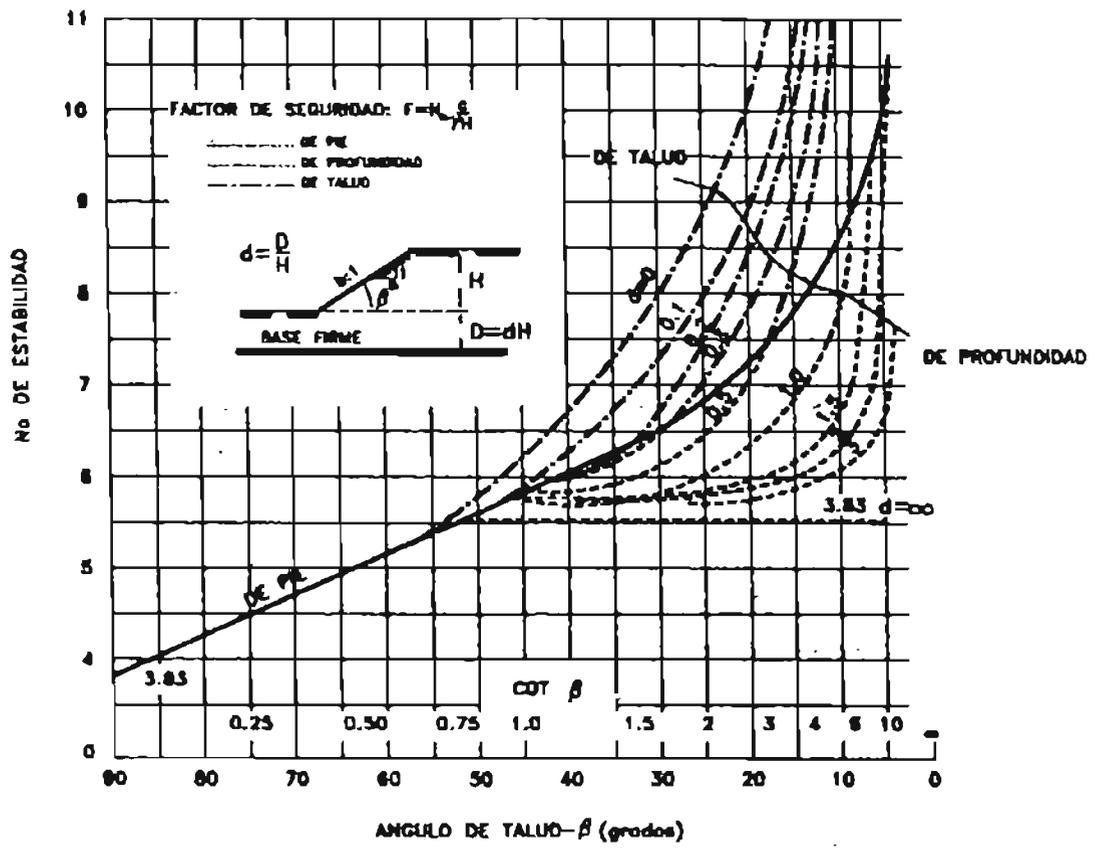


Figura 2.13 Tablas de estabilidad para suelos cohesivos $\phi = 0$ de acuerdo a Janbú (1968).

MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE PRESENTAN LOS TALUDES

b) Para suelos $\phi \neq 0$

En la mayoría de los casos para suelos $\phi \neq 0$ el círculo crítico pasa por el pie del talud y la tabla de estabilidad que se muestra en la Figura 2.14, se basa en esta suposición. El factor de seguridad contra falla es calculado por la expresión.

$$F.S. = N_{\phi} \frac{c}{P_d}$$

Donde:

N_{ϕ} y P_d son los obtenidos en la gráfica y c es la cohesión promedio.

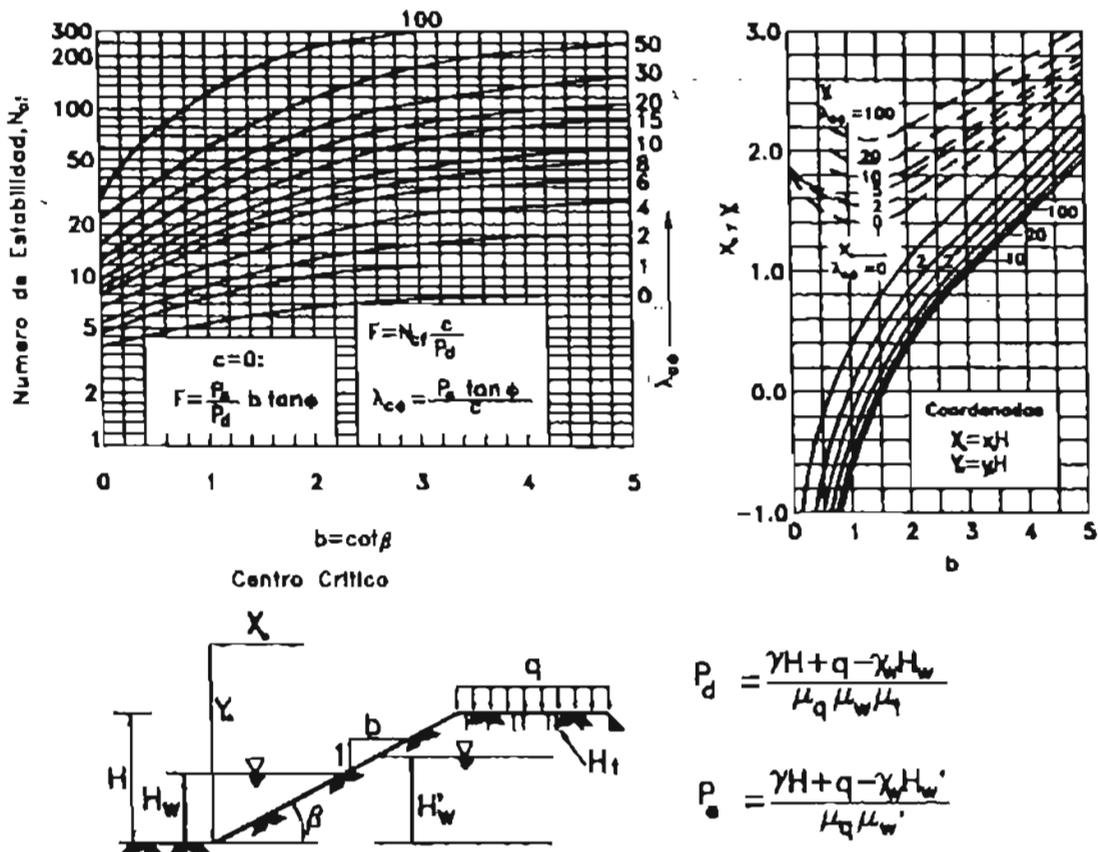
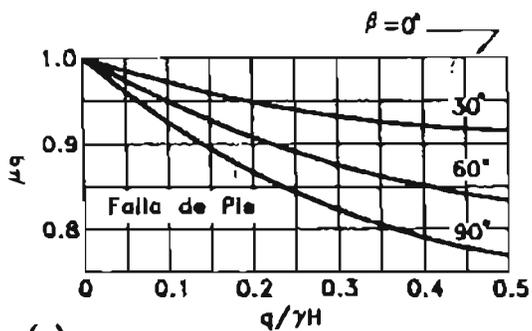


Figura 2.14 Tablas de estabilidad para suelos no cohesivos $\phi \neq 0$ de acuerdo a Janbú (1968).

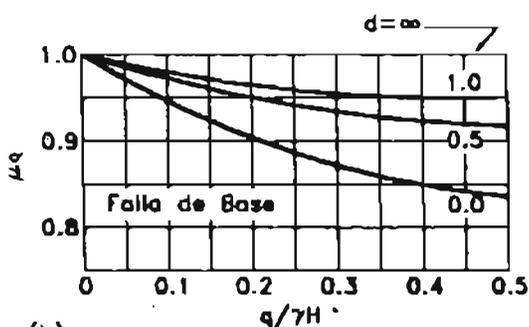
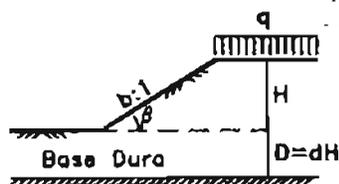
MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE PRESENTAN LOS TALUDES

Al utilizar las tablas de Janbú se pueden emplear los factores de corrección por grietas de tensión, sobrecarga, sumergencia y flujo que se presentan en las figuras 2.15 y 2.16.

Corrección por Sobrecarga

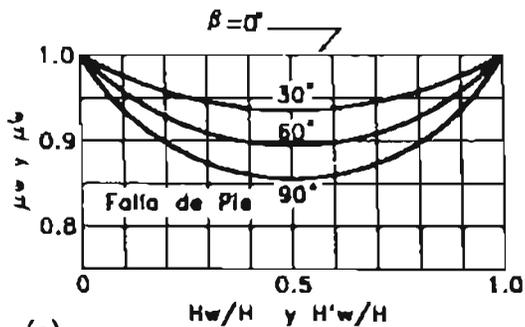


(a)

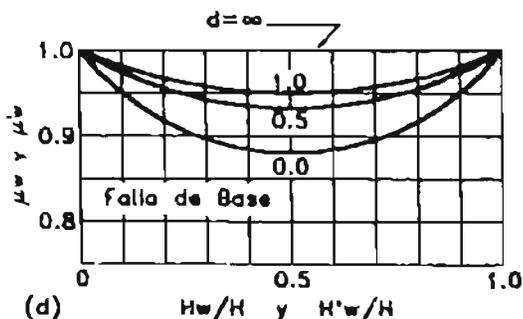
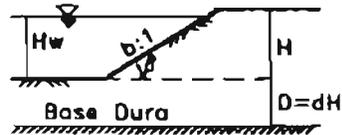


(b)

Corrección por Sumergencia (μ_w) y Flujo ($\mu'w$)



(c)



(d)

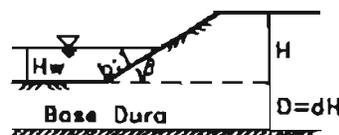
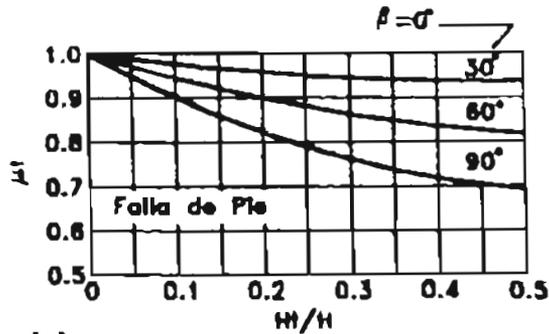


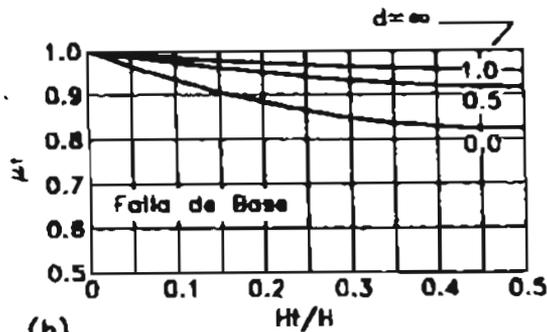
Figura 2.15 Factores de corrección por sobrecarga, sumergencia y flujo (Janbú 1968).

MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE PRESENTAN LOS TALUDES

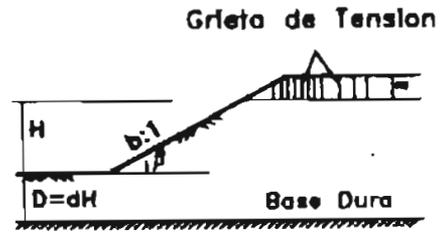
Corrección por Grieta de Tensión sin Tensión de Poros



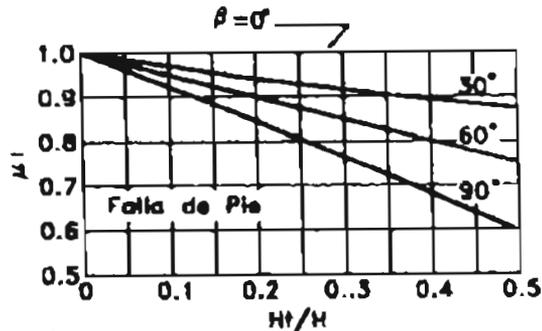
(a)



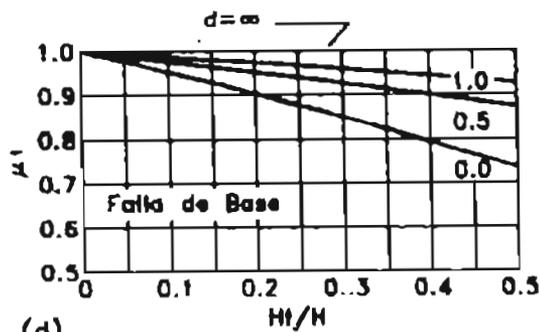
(b)



Corrección por Grieta de Tensión con Presión de Poros



(c)



(d)

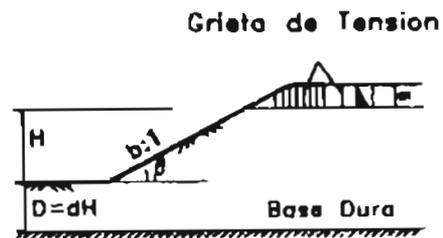


Figura 2.16 Factores de corrección por grietas de tensión (Janbú 1968).

MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE PRESENTAN LOS TALUDES

2.8 MÉTODO SIMPLIFICADO DE BISHOP

Bishop presentó un método matemático para determinar el factor de seguridad contra deslizamiento presente en los taludes utilizando dovelas y teniendo en cuenta el efecto de las fuerzas entre las mismas. La solución rigurosa de Bishop es muy compleja y por esta razón se utiliza una versión simplificada de su método, la cual es utilizada frecuentemente en la práctica para los análisis de taludes con superficies de falla circulares de acuerdo a la siguiente expresión:

$$F.S. = \frac{1}{\sum W \operatorname{sen} \alpha} \sum \left\{ \left[c' b + (W - ub) \tan \phi' \right] \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \phi' \tan \alpha}{F.S.}} \right\}$$

Donde:

b = Ancho de la dovela.

W = Peso de cada dovela.

c', ϕ' = Parámetros de resistencia del suelo (cohesión y fricción respectivamente).

u = Presión de poros en la base de cada dovela = $\gamma_w \times h_w$

α = Angulo del radio y la vertical en cada dovela.

Como puede observarse en la ecuación simplificada de Bishop, el factor de seguridad contra deslizamiento aparece en ambos lados de la ecuación, por lo que la solución requiere de un proceso de aproximaciones sucesivas. Lo anterior se efectúa haciendo una estimación de un posible factor de seguridad inicial, el cual se sustituye en el extremo derecho de la ecuación y se evalúa la expresión, resultando un factor de seguridad correspondiente; este valor se compara con el inicial estimado y si no son iguales se repite el proceso con un nuevo valor del factor de seguridad.

Usualmente se sustituye el valor obtenido en la primera iteración en este nuevo cálculo si la diferencia entre ambos no es muy importante. El proceso se repite el número de veces que sea necesario hasta encontrar que la diferencia entre el valor del factor de seguridad propuesto y el obtenido al efectuar la evaluación de la ecuación sea despreciable. En dicho momento se registra el resultado final de este valor y se procede a analizar otros círculos de falla haciendo variar el radio y/o la posición del centro. El procedimiento se repite para cada uno de los círculos en la forma señalada y finalmente se define como factor de seguridad contra deslizamiento del talud al mínimo valor obtenido de todos los círculos anteriores.

Los factores de seguridad obtenidos con este método pueden ser un poco subestimados pero el error no excede de 3%, excepto en algunos casos con círculos de falla de base profunda y un F.S. menor que la unidad. Se dice que los valores menores del factor de seguridad, más exactos, se obtienen mediante métodos que toman en cuenta la variación en las fuerzas de filtración sobre y dentro de la dovela. Sin embargo, estos refinamientos dependen aún más de las correctas estimaciones de la presión de poro.

Este método matemático se emplea generalmente en programas de computadoras para calcular el factor de seguridad que presentan los taludes (en el **Anexo 1** se describe uno de ellos compilado en lenguaje **BASIC**). Muchos de los programas disponibles en la actualidad ofrecen también la inclusión de condiciones de estratos múltiples, sobrecargas, distribución variable de la presión de poro y hasta la inclusión de drenajes.

MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE PRESENTAN LOS TALUDES

2.9 MÉTODO DEL TALUD INFINITO

En las condiciones en las cuales se presenta una falla paralela a la superficie del talud, a una profundidad somera y la longitud de la falla es larga comparada con su espesor, se puede utilizar en forma precisa aproximada, el análisis de talud infinito. Es un sistema muy rápido y sencillo para determinar el factor de seguridad contra deslizamiento de un talud, suponiendo un talud largo con una capa delgada de suelo, en el cual cualquier tamaño de columna de suelo es representativo de todo el talud (Figura 2.17).

Suposiciones:

- a) Suelo isotrópico y homogéneo.
- b) Talud infinitamente largo.
- c) Superficie de falla paralela al talud.

Metodología

Para un talud uniforme y relativamente largo, en el cual el mecanismo de falla esperado no es muy profundo, los efectos de borde son despreciables y el factor de seguridad puede calcularse para un talud infinito de una unidad de área utilizando el criterio de Mohr-Coulomb.

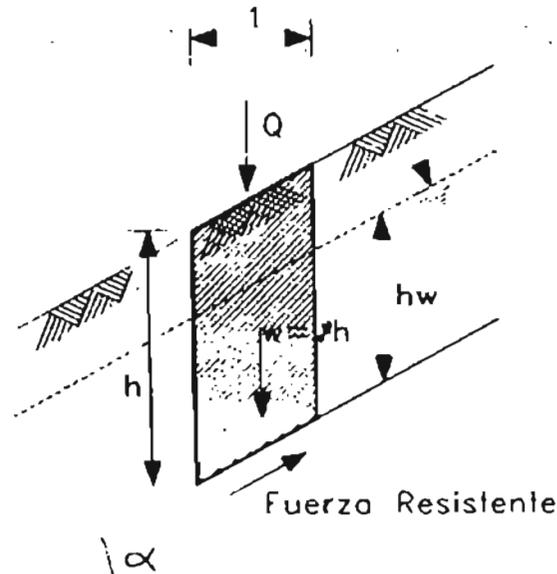


Figura 2.17 Diagrama de análisis, método del talud infinito.

$$F.S. = \frac{C + (\gamma h - \gamma_w h_w) \cos \alpha \tan \phi}{\gamma h \sin \alpha}$$

Simplificando para un talud seco de suelos no cohesivos ($C = 0$).

$$F.S. = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha}$$

El ángulo para factor de seguridad igual a 1.0 se le denomina ángulo de reposo.

MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE PRESENTAN LOS TALUDES

2.10 MÉTODO DEL BLOQUE DESLIZANTE

El análisis del bloque deslizante puede emplearse cuando existe a una determinada profundidad, una superficie de debilidad relativamente recta y delgada. La masa que se mueve puede dividirse en dos o más bloques y el equilibrio de cada bloque se considera independientemente, utilizando las fuerzas entre bloques (Figura 2.18). Este método no considera la deformación de los bloques y es útil cuando existe un estrato de suelo débil o cuando aparece un estrato de suelo muy duro sobre el cual se puede presentar el deslizamiento.

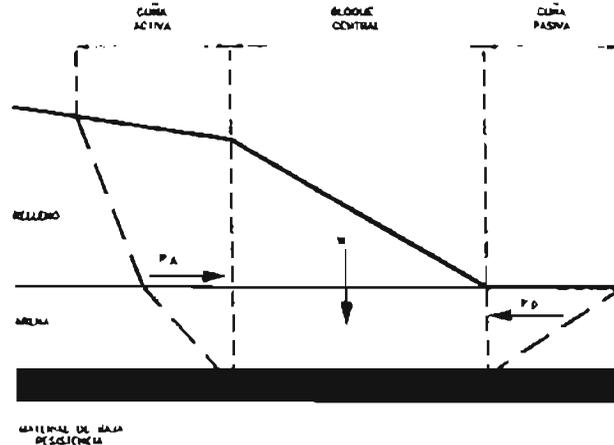


Figura 2.18 Esquema del método del bloque deslizante.

En el caso de tres bloques, la cuña superior se le llama activa y las otras dos, cuña central y pasiva, respectivamente. El factor de seguridad puede calcularse sumando las fuerzas horizontales, como muestra la siguiente ecuación:

$$F.S. = \frac{P_p + c'_m L + (W - u) \tan \theta'_m}{P_a}$$

Donde:

P_p = Fuerza pasiva producida por la cuña inferior.

P_a = Fuerza activa producida por la cuña superior.

c'_m = Cohesión efectiva del suelo blando en la base del bloque central.

u = Fuerza total de poros en el fondo del bloque central.

θ'_m = Fricción del suelo en el fondo del bloque.

L = Longitud del fondo del bloque central.

W = Peso total del bloque central.

Los valores de las presiones activas y pasivas pueden obtenerse utilizando las teorías de presión de tierras de Rankine o de Coulomb, teniendo en cuenta el valor de la cohesión movilizada. Una expresión similar también puede obtenerse para el caso cuando hay dos bloques interrelacionados.

MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE PRESENTAN LOS TALUDES

2.11 MÉTODO DE ANÁLISIS DE ESFUERZOS TOTALES SIN DRENADO

Se puede aplicar un análisis de esfuerzos totales al caso de un talud recién cortado o recién construido en una arcilla completamente saturada. Como ($\phi_u = 0$), la resistencia al corte sin drenado es $\sigma = c_u$; (c_u es la cohesión aparente en términos del esfuerzo total en condiciones sin drenar). Se supone que la superficie de falla tendrá una forma, en sección transversal, de un arco circular, al que generalmente se le llama círculo de deslizamiento.

El centro del círculo crítico de deslizamiento quedará en algún lugar arriba de la superficie de la pendiente. El círculo crítico o de falla, es uno de un número infinito de círculos posibles que se pueden trazar y que tienen diferentes radios y centros Figura (2.19-a). Algunos círculos pasan por el pie de la pendiente, y algunos cruzarán la superficie del terreno frente al pie.

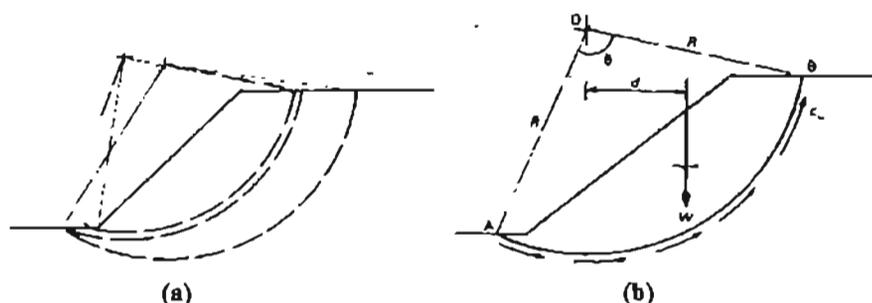


Figura 2.19 (a) Círculos de deslizamiento de diferentes radios y centros.
(b) Análisis de esfuerzo total ($\phi_u = 0$).

El *círculo crítico* es aquel a lo largo del cual es más probable la falla, y en consecuencia, su factor de seguridad contra falla es el más bajo. Se seleccionan varias superficies de falla y el análisis se repite hasta obtener el factor de seguridad mínimo. La Figura (2.19-b) muestra la sección trasversal de un talud junto con un círculo de deslizamiento de prueba, de radio "R" y centro "O". La inestabilidad tiende a ser provocada por el momento debido del peso de la cuña de falla "W" por encima del círculo de deslizamiento.

Entonces el factor de seguridad queda:

$$F.S. = \frac{M_r}{M_a} = \frac{c_u R^2 \theta}{Wd}$$

Donde:

M_a = Momento actuante

M_r = Momento resistente al corte

Longitud del arco AB = $R\theta$

Resistencia al corte a lo largo del arco AB = $c_u R\theta$

La tendencia al movimiento es resistida por el momento resistente al corte que actúa a lo largo del arco circular AB. Los valores de W y d se obtienen dividiendo el área sombreada en dovelas o segmentos triangulares y rectangulares, para después tomar los momentos de las áreas con respecto al eje vertical que pasa a través del pie u otro punto conveniente.

MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE PRESENTAN LOS TALUDES

2.12 GRIETAS DE TENSIÓN

Es un hecho experimental que antes de ocurrir un deslizamiento de tierras en el cuerpo de un talud que no sea puramente friccionante aparecen en la corona grietas más o menos longitudinales; esto es indicativo de la existencia de un estado de tensiones en esa zona. La aparición de las grietas llamadas de tensión causa, en general, los siguientes efectos:

- Una reducción en la longitud de la superficie de deslizamiento, con la correspondiente disminución en el momento resistente.
- Una disminución del momento motor, que se reduce en el peso de la cuña (e, fe) (Figura 2.20).
- Una generación de empujes hidrostáticos causados por el agua de lluvia cuando se almacena en la grieta. Estos empujes son desfavorables a la estabilidad del talud.

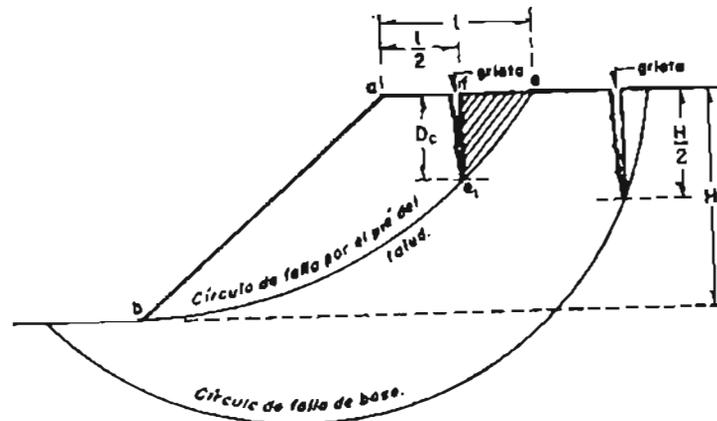


Figura 2.20 Grietas de tensión en la corona de un talud.

Terzaghi ha indicado que los dos últimos efectos señalados tienden, en general, a contrarrestarse, por lo que su influencia neta en la estabilidad del talud es despreciable y sólo el primer efecto mencionado ha de ser tomado en cuenta. Para ello el propio Terzaghi ha propuesto, en suelos puramente cohesivos, sustituir la cohesión del suelo, obtenida de pruebas de laboratorio, por un valor c_a , corregido según la relación Fig. 2.20.

$$c_a = \frac{b_{e1}}{b_e} c$$

De esta manera puede hacerse el análisis por los métodos ya indicados, como si no existiese grieta. La posición de la grieta ha de determinarse previamente a la aplicación de la relación " c_a ", cuando el círculo más crítico posible pasa por el pie del talud, al experiencia indica que la grieta se localiza casi siempre a una distancia del borde del talud mayor que la mitad de la porción de la corona interesada por el círculo y puede considerarse, para efectos de análisis, que llega hasta dicho círculo (D_c). Cuando el círculo más crítico posible corresponde a falla de base, la grieta suele localizarse en la práctica a partir del hecho también experimental de que la profundidad máxima observada no sobrepasa $H/2$. Este valor es pues conservador y una vez definido, la grieta puede ser localizada con ayuda del círculo crítico.

Se sabe que la profundidad de una grieta de tensión es:

$$z_0 = \frac{2c_u}{\gamma} \tan^2 \left(45 + \frac{1}{2} \phi \right)$$

Donde c_u es la cohesión aparente en términos del esfuerzo total en condiciones sin drenar. [Ref. 6 y 9].

MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE PRESENTAN LOS TALUDES

El desarrollo del círculo de deslizamiento termina en la parte inferior de la grieta de tensión, por lo que su longitud de arco es en realidad AC, tal como lo muestra la Fig. (2.21). El peso W del cuerpo libre de la masa deslizante es el área sombreada delimitada por la superficie, el arco del círculo de deslizamiento y la grieta de tensión.

En la grieta de tensión no puede desarrollarse una resistencia al corte, pero si se llena de agua habrá que tomar en cuenta la fuerza de presión hidrostática P_w , que actúa en dirección horizontal adicionándose al momento perturbador.

$$P_w = \frac{1}{2} \gamma_w z_0^2$$

Considerando lo anterior, junto con el hecho de que el arco del círculo de deslizamiento se reduce, la expresión del factor de seguridad se transforma en:

$$F = \frac{c_u R^2 \theta_c}{Wd + P_w y_c}$$

La presencia de grietas de tensión dificulta en forma considerable la confiabilidad de los análisis cuando no se tiene en cuenta este factor. Las grietas de tensión son muy importantes y profundas en cortes de taludes, donde existe un alivio de presiones de confinamiento al ejecutarse la excavación.

2.12.1 EJEMPLO DE APLICACIÓN

Un corte en una arcilla saturada tiene una inclinación de (1 vertical), (1.5 horizontal) y una altura vertical de 10 m. El peso unitario global del suelo es de 18.5 kN/m^3 , su cohesión sin drenar es de 40 kN/m^2 y ($\phi_u = 0$, ángulo de fricción interna, determinado en condiciones sin drenar). Determinéense los factores de seguridad contra una falla inmediata al corte, a lo largo del círculo de deslizamiento que se muestra en la Fig. (2.22): a) ignorando la grieta de tensión; b) tomando en cuenta la grieta de tensión sin agua; y c) tomando en cuenta la grieta de tensión llena de agua.

Los factores de seguridad para la falla inmediata al corte pueden obtenerse usando el método de análisis de esfuerzos totales. Primero es necesario establecer la geometría del área de la masa deslizante.

a) En el caso en que se ignora la grieta de tensión, la masa deslizante está delimitada por la superficie y el arco circular AB, para el cual se pueden determinar los siguientes valores:

Radio, $R = OA = \sqrt{5^2 + 16.7^2} = 17.43 \text{ m}$.

Ángulo del sector, $\theta = 84.06^\circ$

Área de la masa deslizante, $A = 77.35 \text{ m}^2$.

Distancia al centroide desde O, $d = 6.50 \text{ m}$.

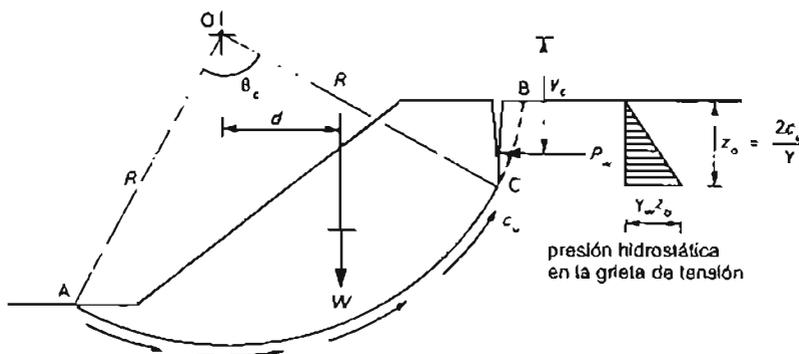


Figura 2.21 Efecto de las grietas de tensión en el análisis de esfuerzos totales.

MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE PRESENTAN LOS TALUDES

Entonces,

$$F = \frac{c_u R^2 \theta}{Wd} = \frac{40 \times 17.43^2 \times 84.06^\circ \times \pi}{77.35 \times 18.5 \times 6.50 \times 180} = 1.92$$

b) El efecto de la grieta de tensión consiste en reducir la longitud del arco de AB a AC.

Profundidad de la grieta de tensión, $z_o = 2x(40/18.5) = 4.32$ m

Ángulo del sector, $\theta_c = 67.44^\circ$

Área de la masa deslizante, $A = 71.64$ m²

Distancia al centroide desde O, $d = 5.86$ m

En este caso, $P_w = 0$

Entonces;

$$F = \frac{c_u R^2 \theta_c}{Wd} = \frac{40 \times 17.43^2 \times 67.44 \times \pi}{71.64 \times 18.5 \times 5.86 \times 180} = \frac{14304}{7766} = 1.84$$

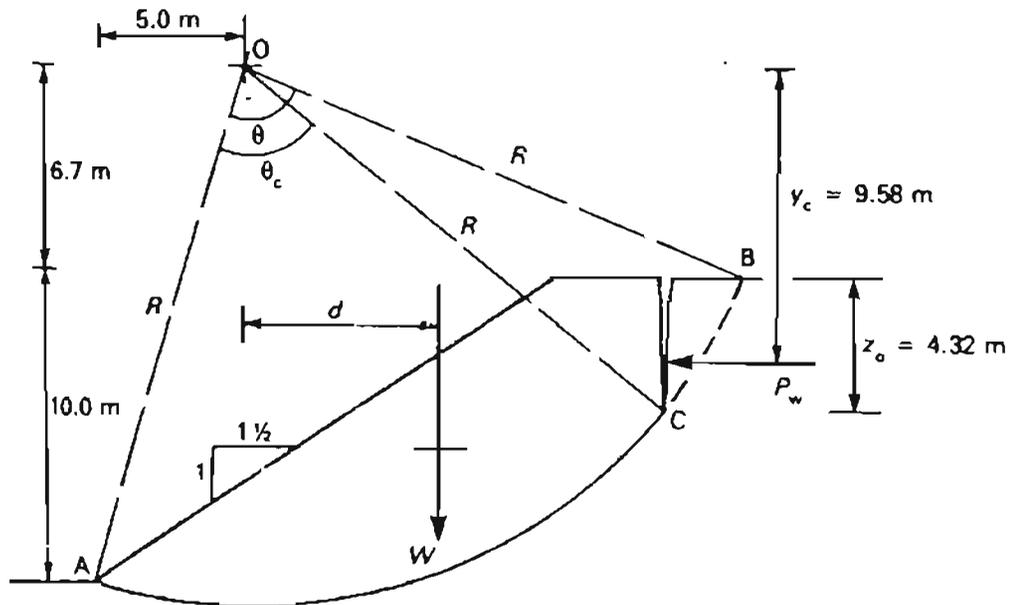


Figura 2.22 Dimensiones del análisis por efectos de las grietas De tensión y las presiones hidrostáticas (P_w).

c) Cuando la grieta de tensión está llena de agua, existe una fuerza horizontal P_w que actúa sobre la masa deslizante.

$$P_w = \frac{1}{2} \gamma_w z_o^2 = \frac{1}{2} \times 9.81 \times 4.32^2 = 91.54 \text{ kN/m}$$

Brazo de palanca de P_w con respecto a O, $y_o = 6.7 + 2x(4.32/3) = 9.58$ m.

Entonces;

$$F = \frac{c_u R^2 \theta_c}{Wd + P_w y_o} = \frac{14304}{7766 + 91.54 \times 9.58} = 1.65$$

MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE PRESENTAN LOS TALUDES

2.13 ANÁLISIS SÍSMICO DE TALUDES

La predicción de deslizamientos producidos por sismos o análisis de estabilidad sísmica puede clasificarse en varios sistemas como los análisis pseudoestáticos, los métodos de análisis de las deformaciones y los métodos del desplazamiento de Newmark, los cuales se describen a continuación.

2.13.1 ANÁLISIS SEUDOESTÁTICO

El método utiliza el mismo procedimiento general de cualquiera de los métodos de equilibrio límite, con la diferencia de que se incluyen fuerzas pseudoestáticas horizontales y verticales, debidas al evento sísmico. Estas fuerzas sísmicas se asumen, que son proporcionales al peso de la masa de deslizamiento potencial y de los coeficientes sísmicos k_h y k_v , expresada en términos de veces la aceleración g , producida por el sismo.

Generalmente, se recomienda analizar con carga sísmica pseudoestática solamente la superficie mas crítica identificada en el análisis estático. La mayoría de los análisis solamente tienen en cuenta la fuerza sísmica horizontal y k_v se asume igual a cero. La magnitud del coeficiente sísmico debe simular la naturaleza de la fuerza del evento que depende de la intensidad o aceleración del sismo, duración del movimiento y frecuencia. Para un análisis muy conservador se puede asumir que el coeficiente sísmico k_h es igual a la máxima aceleración pico esperada de un evento sísmico en el sitio. Sin embargo, este análisis conservador puede producir dificultades numéricas para k_h mayor que 0.4 (Ver Figura 2.23).

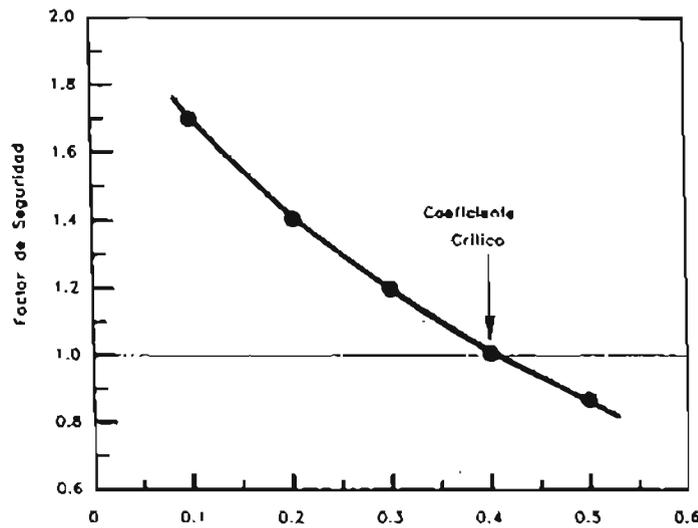


Figura 2.23 Variación del factor de seguridad con el coeficiente sísmico horizontal k_h

Tabla 2.3 Coeficientes sísmicos para análisis pseudoestático.

K_h	F.S.	Observaciones
0.10 g	>1.0	Sismo importante
0.15 g	>1.0	Sismo de gran magnitud
0.15 g a 0.25 g	>1.0	Japón
0.15 g	>1.15	Seed, 1979.con una reducción de resistencia del 20%.
½ de la aceleración máxima	>1.0	Inés-Griffin y Franklin, 1984.con una reducción de resistencia del 20%.

Un procedimiento es el utilizar los coeficientes indicados en la (Tabla 2.3); sin embargo, en ocasiones se realiza el análisis a la inversa haciendo una gráfica de coeficiente sísmico contra factor de seguridad, el cual permite determinar la magnitud de la amenaza para diversas aceleraciones de sismo.

MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE PRESENTAN LOS TALUDES

En el cual se utiliza el método estático de análisis de estabilidad colocando una fuerza sísmica pseudoestática adicional. Existen varias formas de plantear el problema de acuerdo al tipo de falla analizado y a los parámetros sísmicos utilizados.

a) Cálculo del factor de seguridad para una superficie de falla finita plana y fuerzas sísmicas horizontal y vertical

Las magnitudes de las fuerzas pseudoestáticas son: (Ver Figura 2.24).

$$F_h = \frac{a_h W}{g} = k_h W$$

$$F_v = \frac{a_v W}{g} = k_v W$$

Donde:

F_h y F_v = Fuerzas pseudoestáticas horizontales y verticales.

a_h y a_v = Aceleraciones máximas horizontales y verticales.

k_h y k_v = Coeficientes pseudoestáticos.

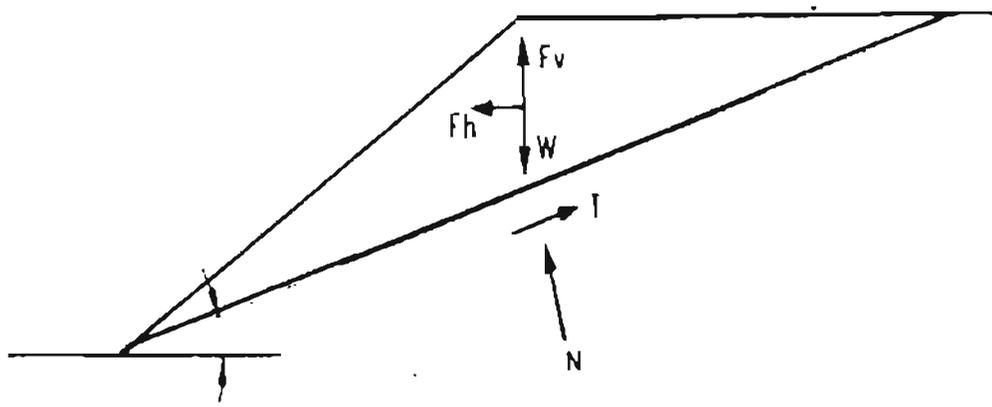


Figura 2.24 Análisis sísmico pseudoestático para una falla plana.

El factor de seguridad para una falla plana de longitud L es igual a:

$$F.S. = \frac{\text{Fuerza resistente}}{\text{Fuerza actuante}} = \frac{cl + [(W - F_v) \cos \alpha - F_h \sin \alpha] \tan \phi}{(W - F_v) \sin \alpha + F_h \cos \alpha}$$

Donde.

c = Cohesión

l = Longitud del plano de falla

α = Angulo de inclinación del talud

ϕ = Angulo de fricción

W = Peso de la masa deslizada.

MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE PRESENTAN LOS TALUDES

b) Cálculo de la aceleración máxima que produce una falla en un talud infinito:

Es práctica corriente utilizar solamente un valor de aceleración máxima, sin diferenciar los valores de aceleración horizontal y vertical.

Un procedimiento pseudoestático consiste en determinar la aceleración máxima necesaria para causar un deslizamiento durante un sismo a_{max} la cual esta dada por la siguiente expresión para el caso de un talud infinito.

$$\frac{a_{max}}{g} = \left[\frac{c_d}{c} \left(F.S. - \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \right) + \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} - 1 \right] \div \left(\frac{1}{\tan \alpha} + \tan \phi \right)$$

Donde:

α = Angulo de inclinación del talud.

ϕ = Angulo de fricción

c = Cohesión estática

c_d = Cohesión dinámica.

g = Aceleración de la gravedad.

$$F.S. = \left(\frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \right) + \frac{c}{\gamma H \cos \alpha \sin \alpha} \quad \text{Para el talud seco}$$

$$F.S. = \frac{\gamma_b}{\gamma} \times \left(\frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \right) + \frac{c}{\gamma H \cos \alpha \sin \alpha} \quad \text{Para talud saturado}$$

H = Profundidad de falla.

γ = Peso unitario del suelo

γ_b = Peso unitario sumergido

c) Cálculo del factor de seguridad para falla curva con un valor de a_{max}

En este el factor de seguridad contra falla es calculado para diferentes valores de aceleración máxima, de acuerdo a una fórmula modificada utilizando el procedimiento original de Janbú (1955), dividiendo la masa deslizada en dovelas y realizando las respectivas sumatorias, como se muestra en la Figura 2.25.

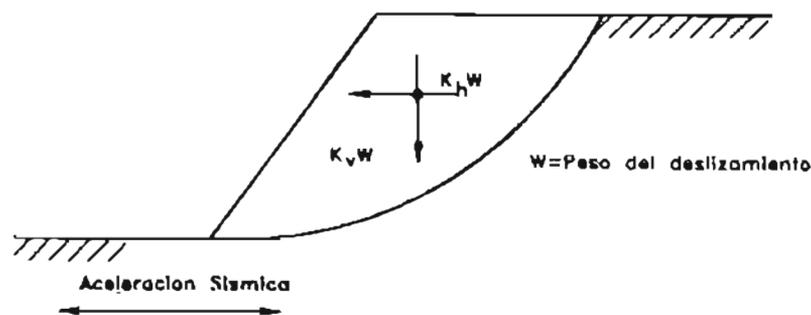


Figura 2.25 Análisis sísmico pseudoestático de equilibrio límite para una falla curva.

$$F.S. = \frac{\sum [w \tan \phi + c_d / \cos \alpha] \div [\cos^2 \alpha (1 + \tan \alpha \times \tan \phi \div F_d)]}{\sum \left[w \tan \alpha + \frac{a_{max}}{g} w \right]}$$

MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE PRESENTAN LOS TALUDES

Determinación del valor de a_{max} para el análisis

La cuantificación de un valor de aceleración máxima para estabilidad de taludes debe tener en cuenta los siguientes criterios empíricos:

- a) Si la masa considerada para deslizamiento es rígida, la aceleración inducida sobre la masa debe ser igual a la aceleración máxima esperada con sus respectivas amplificaciones por sitio y topografía.
- b) Si la masa de suelo no es rígida, como en el caso de la mayoría de las situaciones y si se tiene en cuenta que la aceleración pico solo se presenta en periodos de tiempo muy pequeños no suficientes para producir una falla; se pueden utilizar valores entre 0.1 y 0.2 g, dependiendo de la intensidad del sismo esperado.

Limitaciones del método pseudoestático

Este método presenta algunas inconsistencias para modelar el efecto real de un sismo sobre un talud. Algunas de estas limitaciones son las siguientes:

- a) No es confiable en suelos que generan presiones de poro altas.
- b) No tiene en cuenta que algunos suelos presentan degradación de la resistencia hasta en un 15 % debido a la onda sísmica.

2.13.2 MÉTODOS DE ANÁLISIS DE LAS DEFORMACIONES

En este análisis se tienen en cuenta las deformaciones inducidas por el evento sísmico. Si las fuerzas de inercia debidas al sismo y a la situación del talud (estáticas + dinámicas), superan las fuerzas resistentes disponibles, el factor de seguridad alcanza valores por debajo de 1.0 y la masa del suelo no está más en equilibrio y se produce una aceleración por el desbalance de fuerzas. Esta aceleración corresponde a una deformación a lo largo de la superficie de falla considerada.

El análisis de estas deformaciones se realiza por medio de una doble integración de la aceleración de exceso. El problema del análisis dinámico consiste en su complejidad, la cual lo hace poco práctico para análisis rutinarios de estabilidad. Existen sin embargo, programas basados en elementos finitos, los cuales permiten trabajos de investigación detallados sobre las deformaciones y sus efectos.

2.13.3 MÉTODO DEL DESPLAZAMIENTO DE NEWMARK

Este procedimiento extiende el análisis a la consideración de la historia de las aceleraciones (acelerogramas) de la masa de deslizamiento. Este acelerograma se selecciona en tal forma que represente un modelo realístico de los movimientos del terreno esperados en el sitio y luego se compara con la aceleración límite para determinar los desplazamientos permanentes.

El método de Newmark asume que existe una bien definida superficie de falla, un material rígido y perfectamente plástico, una pérdida despreciable durante el sismo y la ocurrencia de deformaciones permanentes solamente si el esfuerzo dinámico supera la resistencia al cortante. Adicionalmente, se supone que el talud solo se deformara hacia abajo. El procedimiento requiere que previamente se determine el valor de la aceleración crítica k_y , utilizando métodos convencionales de equilibrio límite.

La principal dificultad de este método es la selección de un acelerograma apropiado que simule el movimiento del talud; sin embargo, una vez que se ha seleccionado el acelerograma, se pueden calcular los desplazamientos permanentes por integración doble de las partes del acelerograma que excede la aceleración límite para la superficie de falla crítica.

MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE PRESENTAN LOS TALUDES

2.14 CONDICIONES DE LOS TALUDES

La finalidad de una estructura de contención de masas de tierra es la de resistir las fuerzas ejercidas por la tierra contenida, y transmitir esas fuerzas en forma segura a la cimentación o a un sitio por fuera de la masa analizada de movimiento. En el caso de un deslizamiento de tierra; el muro de contención ejerce una fuerza para contener la masa inestable y transmite esa fuerza hacia una cimentación o zona de anclaje por fuera de la masa susceptible de moverse. Por esto, las deformaciones excesivas o movimientos de la estructura de contención o del suelo a su alrededor deben evitarse para garantizar su estabilidad [Ref. 9].

En la práctica deben diferenciarse dos condiciones de diseño de una estructura de contención contra los deslizamientos presentes en los taludes totalmente diferentes, los cuales son:

1) Condición de talud estable.

La superficie de falla presentada en condiciones estables asume las teorías de análisis para muros de contención propuestos por Rankine y Coulomb, ya que supone que el suelo es homogéneo en el cual se generan presiones activas P_A , que presentan una distribución de forma triangular sobre el muro de contención (Ver Figura 2.26-b).

2) Condición de talud inestable o deslizamiento.

En este caso, se asume la posibilidad de ocurrencia de un deslizamiento, para el cual las teorías de presión de tierras de Rankine o de Coulomb no representan la realidad de las fuerzas de desplazamiento F_{DD} que actúan sobre el muro y generalmente el valor de estas fuerzas actuantes es muy superior al de las presiones activas P_A calculadas por dichas teorías (Ver Figura 2.26-a). Por lo tanto, en este caso es recomendable utilizar otras teorías que tomen en cuenta las condiciones de deslizamiento requeridas.

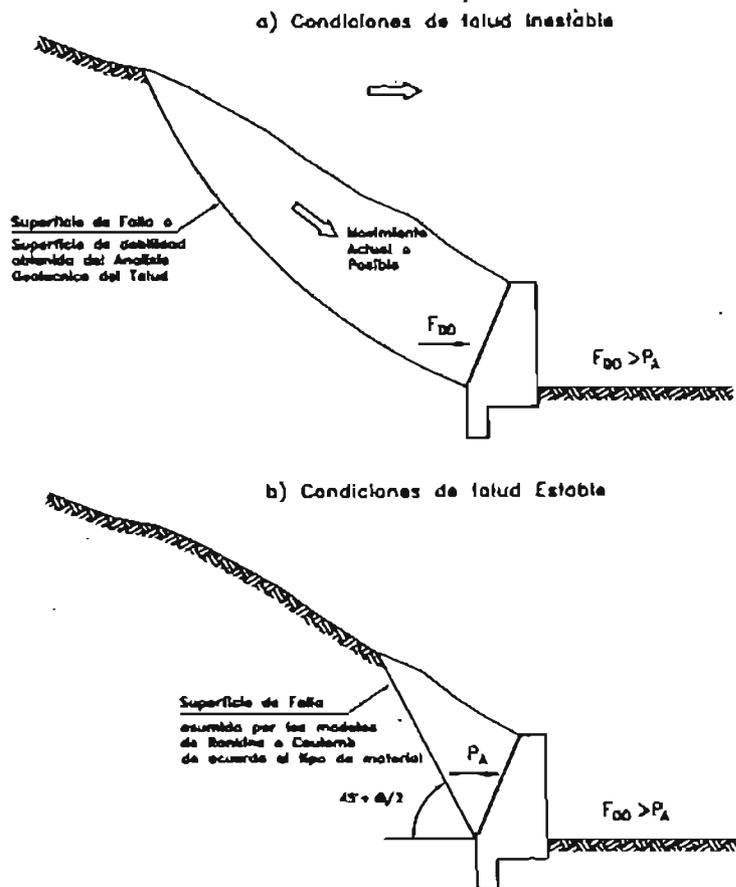


Figura 2.26 Condiciones de diseño para muros de contención.

MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE PRESENTAN LOS TALUDES

2.14.1 PRESIONES DE TIERRA EN CONDICIONES ESTABLES

En el caso de un corte o terraplén donde existe posibilidad de ocurrencia de un desplazamiento se acostumbra construir muros de contención para resistir las presiones generadas por la existencia de un talud de gran pendiente o semivertical. La necesidad del muro se debe a que dentro del suelo se generan unas presiones horizontales que pueden inducir a la ocurrencia del derrumbamiento o deslizamiento de una cuña de suelo (Ver Figura 2.26).

La presión lateral que actúa sobre un muro en condiciones de talud estable están en función de los materiales y las sobrecargas que la estructura soporta, el nivel de agua freática, las condiciones de cimentación y el modo y magnitud del movimiento relativo del muro. Los esfuerzos que actúan sobre un elemento de suelo dentro de una masa, pueden ser representados gráficamente por el sistema de Mohr, en el cual el estado de esfuerzos es indicado por un círculo y las combinaciones críticas del diagrama de Mohr representan la envolvente de falla. En general la envolvente de falla es curvilínea pero para minimizar los esfuerzos de cálculo se supone aproximada a una línea recta.

Existen tres tipos de presión de acuerdo a las características de deformación supuestas en la interacción suelo-estructura:

- 1 Presión en Reposo.
- 2 Presión Activa.
- 3 Presión Pasiva.

La presión en reposo se supone que ocurre cuando el suelo no se ha movido detrás del muro y se le ha prevenido de expandirse o contraerse. Es el caso por ejemplo, de un muro de concreto armado rígido o un muro rígido detrás del cual se ha colocado un relleno compactado.

Los términos presión activa y presión pasiva son utilizados para describir las condiciones límite de las presiones de tierra contra la estructura de contención. La presión activa es la presión lateral ejercida por el suelo detrás de la estructura cuando la pared se mueve suficientemente hacia fuera para alcanzar un valor mínimo. La presión pasiva es la presión lateral ejercida sobre la pared cuando el muro se mueve suficientemente hacia el suelo hasta que la presión alcanza un valor máximo. Así pues la condición especial de equilibrio es el "estado de reposo" en el cual el suelo no ha soportado ninguna deformación lateral. Dependiendo la magnitud de la deformación que haya ocurrido el estado final de esfuerzo, la presión de reposo puede ser un valor intermedio entre la presión pasiva y la presión activa.

2.14.1.1 PRESIÓN DE TIERRA EN REPOSO

La presión de tierra en reposo es una función de la resistencia al cortante del suelo, su historia esfuerzo-deformación y su historia de meteorización. El valor de la presión de reposo solamente debe aplicarse para aquellas situaciones de diseño donde el muro no puede moverse lateralmente por ningún motivo. Para una superficie de tierra horizontal el coeficiente de presión de reposo (k_0) se define como la relación entre el esfuerzo horizontal y el vertical efectivos, en el suelo bajo condiciones de cero deformación.

La presión de tierras en reposo puede presentarse de las siguientes formas:

- 1) Para una masa de suelo normalmente consolidada que no ha sido sometida a remoción de cargas ni a actividades que hayan producido movimientos laterales, el coeficiente de presión al reposo es igual a:

$$k_0 = 1 - \text{sen}\phi$$

- 2) Para una pared vertical que sostiene una superficie de tierra inclinada, el coeficiente de reposo puede obtenerse por la siguiente ecuación.

$$k_0\beta = (1 - \text{sen}\phi)(1 - \text{sen}\beta)$$

Donde: β = Angulo de inclinación del suelo arriba del muro.

MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE PRESENTAN LOS TALUDES

- 3) Para presión de tierra en reposo de un suelo sobreconsolidado el valor es mayor que para un suelo normalmente consolidado y se puede obtener por la siguiente ecuación:

$$k_0 = (1 - \text{sen}\phi) \text{OCR}^{0.5}$$

Donde: OCR = Relación de sobreconsolidación del suelo.

Debe siempre tenerse en cuenta que para muros las condiciones de suelos iniciales en la tierra generalmente se modifican durante el proceso de instalación o construcción de la estructura.

2.14.1.2 PRESIONES ACTIVAS

Teoría de Rankine

Para un suelo sin cohesión $c = 0$ la teoría de Rankine presenta el estado de esfuerzos completo de la masa de suelo, la cual se asume se encuentra en un estado de equilibrio plástico y la presión de poros se asume igual a cero (Ver Figura 2.27).

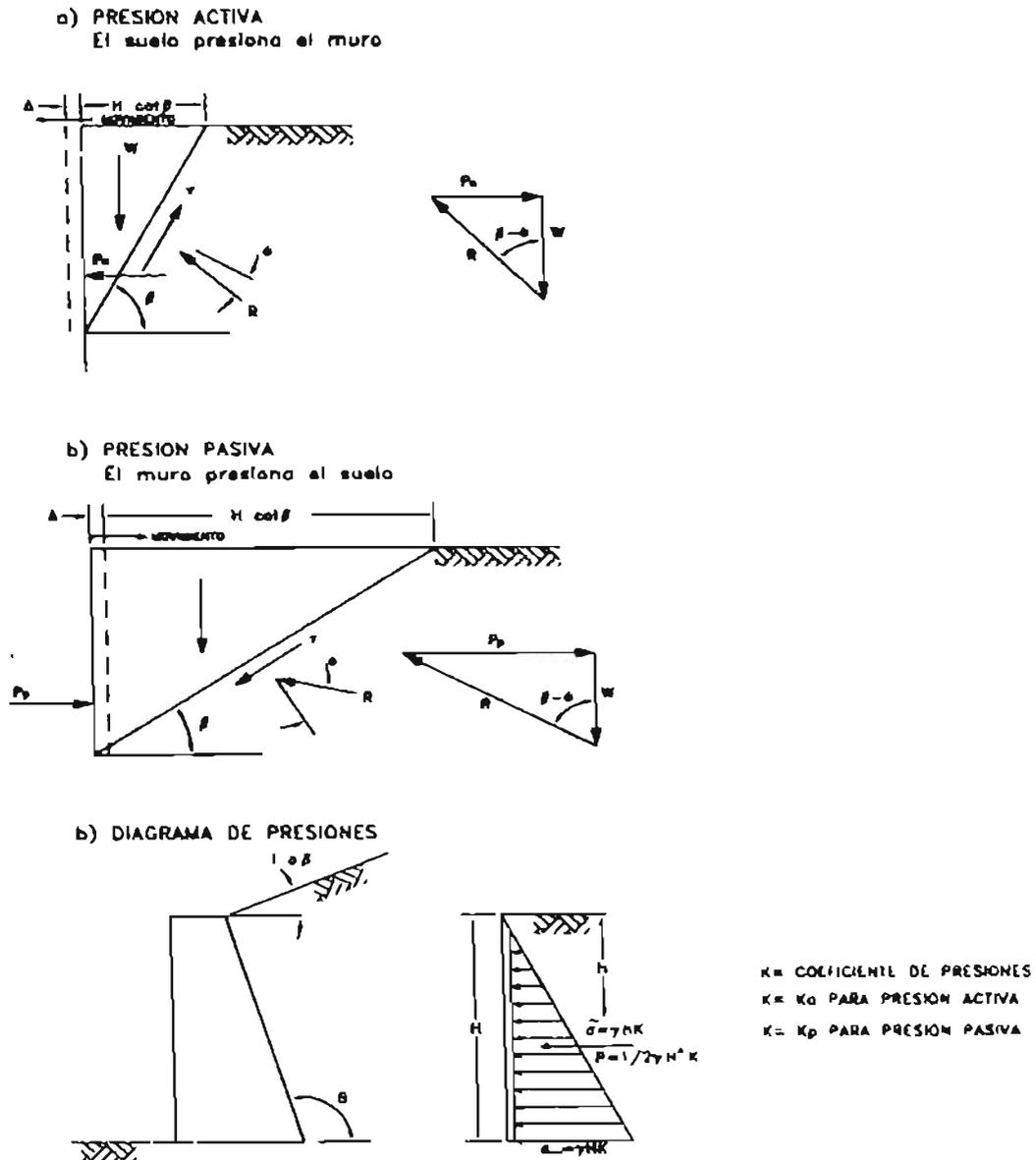


Figura 2.27 Presiones activas y pasivas para el caso de un talud sin deslizamiento.

MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE PRESENTAN LOS TALUDES

La teoría de Rankine asume que ha ocurrido movimiento suficiente para que el suelo alcance un estado de equilibrio plástico. Sin embargo, existen muchos tipos de movimiento en los cuales las condiciones de esfuerzo de Rankine no se cumplen, por ejemplo, en una pared con movimiento restringido en su parte superior la forma triangular de presiones de Rankine no se pueden desarrollar.

Dependiendo en la cantidad de fricción movilizada la línea real de localización de la fuerza puede no coincidir con la dirección de la fuerza dada por la teoría de Rankine. La teoría de Rankine no debe aplicarse cuando el ángulo i (ángulo de la pendiente del terreno arriba del muro), que forma la fuerza activa con la normal en la espalda del muro de contención excede el valor de δ (fricción suelo-muro).

Según Rankine el valor de la presión activa en un suelo granular seco está dada por la expresión:

$$P_o = \gamma \times h \times k_a - 2c\sqrt{k_a}$$

Donde:

$$k_a = \cos i \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}$$

Para $i = 0$

$$k_a = \tan^2(45 - \phi / 2)$$

ϕ = Angulo de fricción.

c = Cohesión.

i = Angulo de la pendiente del terreno arriba del muro.

γ = Peso volumétrico del suelo.

k_a = Coeficiente de presión activa.

Teoría de Coulomb

En la teoría de Coulomb la fuerza que actúa sobre el muro se determina considerando el equilibrio límite de una tajada de suelo limitada por la espalda de la pared, la superficie del terreno y una superficie plana de falla. Se asume que la resistencia al cortante ha sido movilizada tanto en la espalda del muro, como en la superficie de falla.

En contraste con la teoría de Rankine en este caso la fricción del suelo-muro δ detrás de la estructura es movilizada hasta su estado límite. Aunque el valor de δ no afecta de forma significativa el valor calculado del coeficiente de presión activa k_a , este tiene una influencia importante en el sentido de que cambia la orientación de la fuerza del suelo sobre el muro.

MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE PRESENTAN LOS TALUDES

Según Coulomb el coeficiente de la presión activa k_a está dado por la siguiente expresión:

$$k_a = \left[\frac{\operatorname{sen}(\theta - \phi) \left(\frac{1}{\operatorname{sen}\theta} \right)}{\sqrt{\operatorname{sen}(\theta + \delta) + \frac{\operatorname{sen}(\phi + \delta)\operatorname{sen}(\phi - i)}{\operatorname{sen}(\theta - i)}}} \right]^2$$

Donde:

θ = Angulo entre la pared del muro y el suelo.

δ = Fricción suelo-muro.

2.14.1.3 PRESIONES PASIVAS

Tanto Rankine como Coulomb presentan teorías para calcular las presiones pasivas (P_p). La teoría de Rankine generalmente subvalora la presión pasiva porque en la mayoría de los casos la dirección de la fuerza pasiva es asumida en forma incorrecta, en cambio la teoría de Coulomb sobreestima la presión pasiva, debido al error de asumir un incremento muy rápido con el aumento de valores de la fricción suelo-muro δ (Ver Figura 2.27).

La presión pasiva esta dada por la relación:

$$P_p = \gamma h k_p + 2c\sqrt{k_p}$$

Rankine recomienda la siguiente expresión para calcular el coeficiente de presión pasiva (k_p):

$$k_p = \cos i \left[\frac{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} \right]$$

Coulomb recomienda la siguiente expresión para calcular el coeficiente de presión pasiva (k_p):

$$k_p = \left[\frac{\operatorname{sen}(\theta + \phi) \left(\frac{1}{\operatorname{sen}\phi} \right)}{\sqrt{\operatorname{sen}(\theta - \delta) - \frac{\operatorname{sen}(\phi + \delta)\operatorname{sen}(\phi + i)}{\operatorname{sen}(\theta - i)}}} \right]^2$$

Como la superficie supuesta de rotura del suelo no es recta sino curva, el valor real de la presión pasiva según Coulomb es mayor que la real, especialmente para valores altos de i , y para que la presión pasiva actúe totalmente se requieren movimientos importantes del muro. El factor cohesión puede emplearse para el caso de muros no permanentes, pero con el tiempo se generan grietas de tensión y/o contracción que invalidan el factor cohesión, por lo tanto no es recomendable tomarlo en cuenta para muros permanentes.

3 PRINCIPALES PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS PARA MEJORAR LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES.

En este Capítulo se da un panorama de lo amplio que afortunadamente resultan los procedimientos constructivos para incrementar el factor de seguridad contra deslizamiento presente en los taludes; ya que al tener varias opciones se puede escoger la que mas se adapte a los requerimientos reales del problema. Lo anterior es lógico tomando en cuenta que para estabilizar un determinado talud influyen variantes tales como: la geometría interna, el tipo de superficie de falla, el tipo de suelo, el uso que tendrá, entre muchas otras. Es por eso que a lo largo de los años se han venido desarrollando procedimientos constructivos que toman en cuenta la mayor parte de los factores que afectan la estabilidad de los taludes.

Los procedimientos constructivos parten del hecho de que el talud analizado con algún método matemático visto en el Capítulo 2, es inestable presentando un factor de seguridad contra deslizamiento no satisfactorio (Ver Sub-Capítulo 2.3); para lo cual será necesario emplear alguno de los procedimientos constructivos descritos en los capítulos 3 al 6. Cabe señalar que se verán a detalle solo 3 procedimientos constructivos, los cuales son: la estabilización de taludes empleando anclas, la estabilización de taludes empleando gaviones y la estabilización de taludes empleando geosintéticos.

Actualmente la estabilización de taludes se ha venido beneficiando debido a los nuevos procedimientos constructivos desarrollados por algunas empresas preocupadas por perfeccionar e incluir nuevos materiales al mercado; los cuales han demostrado ser funcionales.

Precisamente una de las mayores preocupaciones que han marcado en los últimos años a la Ingeniería Civil en general es el daño ambiental que causan las obras, que es donde el empleo de nuevos materiales y tecnologías han ido ganando terreno. En el caso de la estabilización de taludes, se pueden mencionar el empleo de los gaviones, geosintéticos, nuevas tecnologías del concreto lanzado, entre otros. Sin embargo la mayoría de estos procedimientos no han logrado su total aceptación, en gran medida por la poca promoción y capacitación.

3.1 MUROS RÍGIDOS

Son estructuras rígidas, generalmente de concreto, las cuales no permiten deformaciones importantes sin romperse (Ver Figura 3.1). Se apoyan sobre suelos firmes para transmitir fuerzas de su cimentación al cuerpo del muro y de esta forma generar fuerzas de contención [Ref. 10].

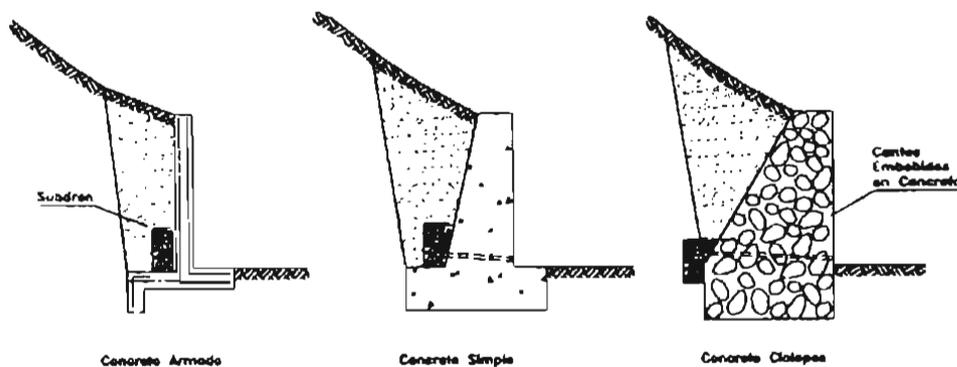


Figura 3.1 Esquema de muros rígidos.

PRINCIPALES PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS PARA MEJORAR LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES

Tabla 3.1 Ventajas y desventajas de los diversos tipos de muro rígido.

Muro	Ventajas	Desventajas
Reforzado (con armado de acero)	Los muros de concreto armado pueden emplearse en alturas grandes (superiores a 10m), previo su diseño estructural y estabilidad.	Requieren apoyo en el terreno para la cimentación. Son antieconómicos en alturas muy grandes. Su poco peso los hace inefectivos en casos de estabilización de grandes masas de suelo.
Concreto Simple (sin armado de acero)	Relativamente simples de construir y mantener, pueden construirse en curvas y en diferentes formas para propósitos arquitectónicos.	Se requiere una muy buena cimentación y no permite deformaciones importantes, se necesitan cantidades grandes de concreto y un tiempo de curado, antes de que puedan trabajar efectivamente. Generalmente son antieconómicos para alturas de más de 3 metros.
Concreto Ciclópeo	Similares a los de concreto simple. Utilizan bloques o cantos de roca como material, disminuyendo los volúmenes de concreto.	El concreto ciclópeo (cantos de roca y concreto) no pueden soportar esfuerzos de flexión grandes.

Los muros rígidos son una de las formas más simples de manejar cortes y terraplenes. Los muros rígidos actúan como una masa relativamente concentrada que sirve de elemento contenedor a la masa inestable. El empleo de muros de contención rígidos para estabilizar deslizamientos de taludes es una práctica común en todo el mundo, pero su éxito ha sido limitado por la dificultad que existe en el análisis de cada caso en particular y por las diferencias que existen entre las fuerzas reales que actúan sobre el muro, en un caso de deslizamiento y los procedimientos de análisis basados en criterios de presiones activas, utilizando las teorías de presión de tierras de Rankine o Coulomb (Ver Sub-capítulo 3.9).

Ocurre con frecuencia que un deslizamiento de rotación, en donde la fuerza actuante en el pie tiene una componente vertical importante hacia arriba, levante el muro y son muchos los casos conocidos de fracasos en el empleo de muros para controlar deslizamientos rotacionales.

En el caso de deslizamientos de traslación, el muro puede representar un buen sistema de estabilización siempre que esté cimentado por debajo de posibles o reales superficies de falla y se diseñe para que sea capaz de resistir las cargas de desequilibrio debidas al deslizamiento, adicionadas por un factor de seguridad contra deslizamiento de traslación que se recomienda no sea inferior a 2.0.

3.1.1 MUROS DE CONCRETO REFORZADO.

Una estructura de concreto reforzado resiste movimientos debidos a la presión de la tierra sobre el muro. El muro a su vez se apoya en una cimentación por fuera de la masa inestable.

Existen diferentes tipos de muro reforzado entre los cuales se encuentran los siguientes (Ver Figura 3.2):

- 1) Muros empotrados o en cantiliber, en forma de L o T invertida, los cuales tienen una placa semivertical o inclinada monolítica con otra placa en la base.
- 2) Muros con contrafuertes, en los cuales la placa vertical o inclinada está soportada por contrafuertes monolíticos que le dan rigidez y ayudan a transmitir la carga a la placa de cimentación.
- 3) Muros con estribos, en los cuales adicionalmente a la placa vertical y a la placa de cimentación y los contrafuertes, se construye una placa superior sub-horizontal que aumentan la rigidez y la capacidad para soportar momentos.

PRINCIPALES PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS PARA MEJORAR LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES

La pendiente de la pared de fachada con respecto a la horizontal debe ser ligera para evitar la sensación visual de que el muro se encuentra inclinado.

Un diseño de un muro en concreto armado generalmente incluye los siguientes aspectos.

- 1) Diseño de la estabilidad intrínseca del muro para evitar volcamiento o deslizamiento sobre el suelo de cimentación.
- 2) Diseño de la estabilidad general del talud o cálculo del factor de seguridad incluyendo la posibilidad de fallas por debajo de la cimentación del muro.
- 3) Diseño de las secciones y refuerzos internos para resistir momentos y cortantes.
- 4) Cálculo de la capacidad de soporte de la cimentación.

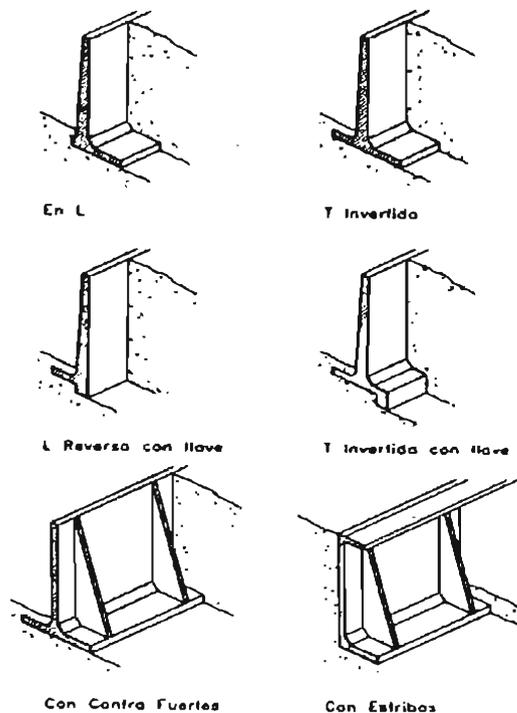


Figura 3.2 Tipos de muro de contención en concreto armado.

En todos los casos los muros de concreto armado, estos deben contar con un sistema de drenaje detrás de su pared vertical y/o un sistema de lloraderos o salidas para el agua represada detrás del muro (Figura 3.3). Debe tenerse en cuenta que, aún en el caso de suelos completamente secos, la presencia del muro puede inducir el represamiento de pequeñas cantidades de agua de infiltración. Es importante la construcción de juntas estructurales para evitar fisuras o grietas relacionadas con cambios de temperatura. La distancia entre juntas se recomienda no debe ser mayor de 20 metros a lo largo del muro.

PRINCIPALES PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS PARA MEJORAR LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES

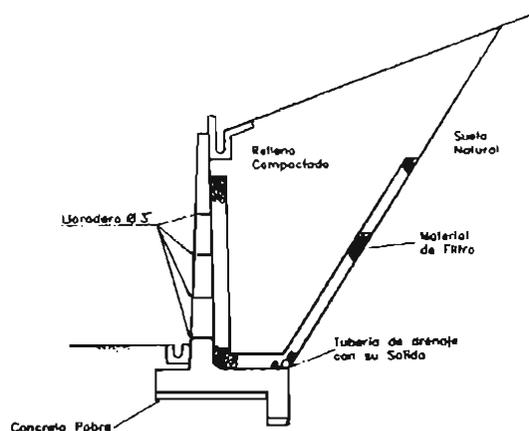


Figura 3.3 Esquema típico de un muro de concreto armado con su sistema de subdrenaje.

3.1.2 MUROS DE CONCRETO SIN REFUERZO

Son masas relativamente grandes de concreto o concreto con piedra, las cuales trabajan como estructuras rígidas como se muestra en la Figura 3.4. Los muros de concreto simple o ciclópeo actúan como estructuras de peso o gravedad y se recomienda no se empleen en alturas superiores a cuatro metros, debido no sólo al aumento de costos, sino a la presencia de esfuerzos de flexión que no pueden ser resistidos por el concreto simple y se pueden presentar roturas a flexión en la parte inferior del muro o dentro del cimiento.

El diseño de un muro de concreto debe tener en cuenta la estabilidad intrínseca (interna) del muro, el factor de seguridad del deslizamiento y la capacidad de soporte en forma similar a los muros de concreto armado. Sin embargo, en el caso de muros masivos de gravedad no se realiza un análisis de momentos internos.

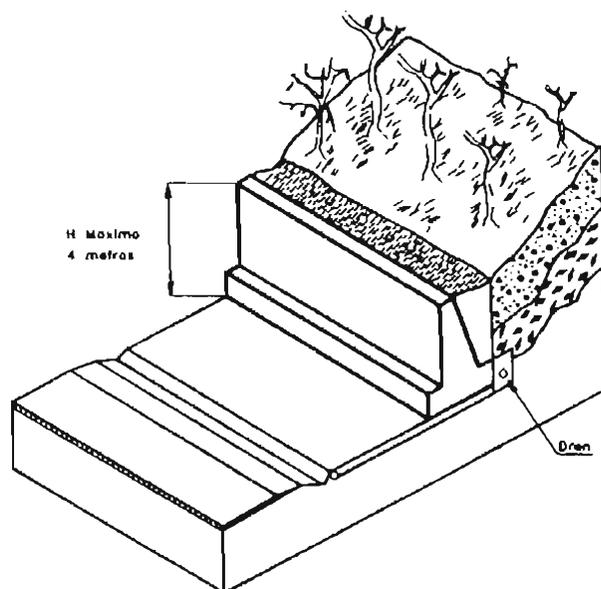


Figura 3.4 Muro en concreto sin refuerzo.

La pendiente de la pared del muro debe tener una inclinación similar a la recomendada para un muro de concreto armado. Los muros de concreto deben cimentarse por debajo de la superficie de falla con el objeto de obtener fuerzas de reacción por fuerza del movimiento que aporte estabilidad, no solo al muro sino al deslizamiento.

PRINCIPALES PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS PARA MEJORAR LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES

3.1.3 MUROS DE CONCRETO CICLÓPEO

El concreto ciclópeo es una mezcla de concreto con cantos o bloques de roca dura. Generalmente, se utilizan mezclas de 60% de concreto y 40% de volumen de piedra. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que a mayor cantidad de piedra existe mayor posibilidad de agrietamiento del muro, por presencia de zonas de debilidad estructural interna. En ocasiones se le colocan refuerzos de varilla de acero dentro del concreto ciclópeo para mejorar su resistencia interna. El diseño de un muro de concreto ciclópeo es muy similar al de los muros de concreto simple rígidos y masivos.

3.2 MUROS FLEXIBLES

Son estructuras masivas, flexibles. Se adaptan a los movimientos. Su efectividad depende de su peso y de la capacidad de soportar deformaciones importantes sin que se rompa su estructura (Ver Figura 3.5).

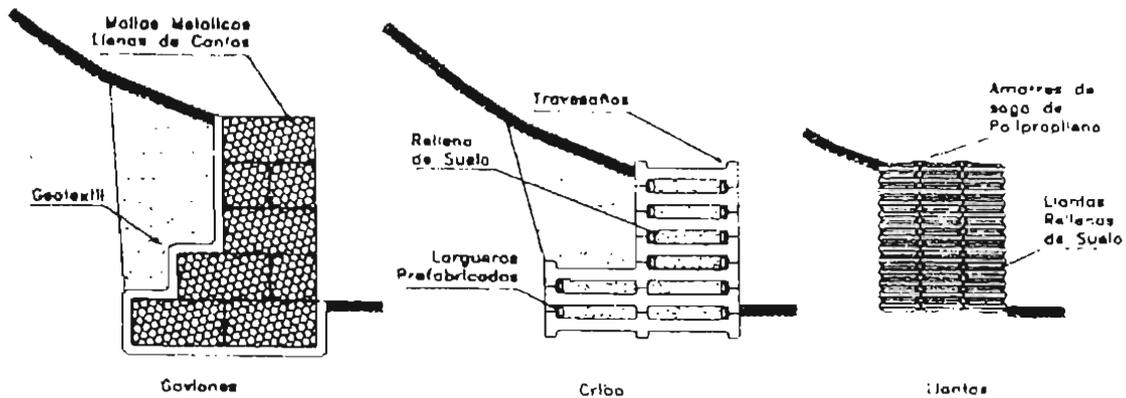


Figura 3.5 Esquema de muros flexibles.

Tabla 3.2 Ventajas y desventajas de los diversos tipos de muro flexible.

Muro	Ventajas	Desventajas
Gaviones	Fácil alivio de presiones de agua. Soportan movimientos sin pérdida de eficiencia. Es de construcción sencilla y económica.	Las mallas de acero galvanizado se corroen fácilmente en ambientes ácidos. Al amarre de la malla y las unidades generalmente no se les hace un buen control de calidad.
Criba	Simple de construir y mantener. Utiliza el suelo en la mayor parte de su volumen. Utiliza elementos prefabricados los cuales permiten un mejor control de la calidad.	Se requiere material granular autodrenante. Puede ser costoso cuando se construye un solo muro por la necesidad de prefabricar los elementos de concreto armado. Generalmente no funciona en alturas superiores a 7 metros.
Llantas	Son fáciles de construir y ayudan en el reciclaje de los elementos utilizados.	No existen procedimientos confiables de diseño y su vida útil no es conocida.
Piedra-Pedraplén	Son fáciles de construir y económicos cuando hay piedra disponible.	Requieren de la utilización de bloques o cantos de tamaño relativamente grande.

PRINCIPALES PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS PARA MEJORAR LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES

Los muros flexibles son estructuras que se deforman fácilmente por las presiones de la tierra sobre ellas o que se acomodan a los movimientos del suelo. Los muros flexibles se diseñan generalmente, para resistir presiones activas en lo que se refiere a su estabilidad intrínseca y actúan como masas de gravedad para la estabilización de deslizamientos de tierra [Ref. 9].

Existen varios tipos de muros flexibles y entre ellos los más populares son:

- 1 Muros Gaviones (Estos se verán a detalle en el Capítulo 5).
- 2 Muros de elementos prefabricados (Muros Criba).
- 3 Muros de piedra.
- 4 Muros de llantas usadas.
- 5 Muros de Bolsacreto.

3.2.1 MUROS CRIBA

El muro criba es básicamente una estructura parecida a una caja formada por prefabricados de concreto entrelazados (Ver Figura 3.6). El espacio interior de las cajas se rellena con suelo granular permeable o roca para darle resistencia y peso, conformando un muro de gravedad. Generalmente existen dos tipos de prefabricados que se colocan en forma paralela a la superficie del talud o normal a este. Los travesaños son prefabricados normales al eje del muro en forma de I horizontal. En ocasiones, los travesaños son de una longitud tal que obliga a la construcción de un elemento intermedio similar a sus puntas.

Los largueros son prefabricados largos que se apoyan sobre los travesaños y que tienen como objeto contener el material colocado dentro de las cajas o cribas. Las fuerzas son transferidas entre los prefabricados en los muros de unión. Adicionalmente, se pueden colocar pequeños bloques que se les llaman "Almohadas" en localizaciones críticas entre los prefabricados para soportar algunos esfuerzos, tales como torsiones y reducir la flexión. Algunos diseños de muros criba incluyen uniones metálicas o de madera entre los prefabricados para ayudar a transmitir las fuerzas. El muro criba tiene la ventaja de permitir asentamientos diferenciales importantes.

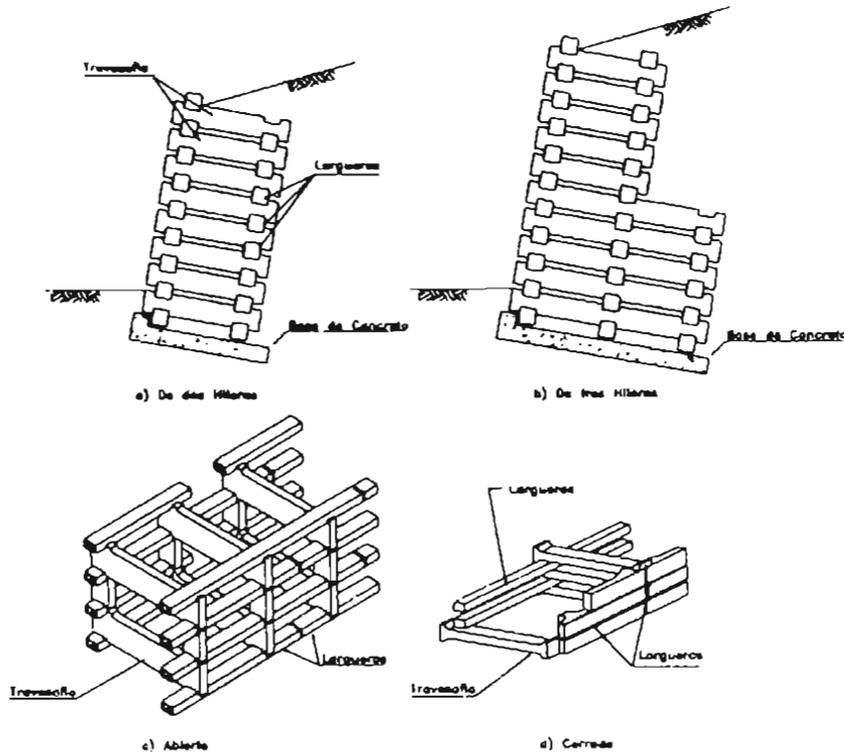


Figura 3.6 Esquemas generales de los muros criba.

PRINCIPALES PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS PARA MEJORAR LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES

El diseño de los muros criba consiste en diseñar el muro de gravedad y las secciones de refuerzo de los prefabricados de concreto. El ancho del muro criba depende de la longitud de travesaños disponibles. El ancho mínimo generalmente, es de 1.2 metros. Los muros de baja altura pueden construirse verticales pero, para alturas superiores a 2 metros generalmente, se construyen inclinados para mejorar su estabilidad. La inclinación del muro depende de las características de estabilidad y es común encontrar taludes inclinados de 1 Vertical (V) y 4 Horizontal (H).

En ocasiones se han utilizado muros criba, conformados por travesaños de madera. La cara exterior del muro criba generalmente, tiene una pendiente no superior a 1V y 0.25H. El diseño del muro criba incluye la estabilidad intrínseca (interna) de la masa total y el chequeo de la estabilidad interna a diversos niveles de altura del muro. Se sugiere realizar análisis de estabilidad a cada metro de altura del muro.

El muro criba teóricamente se comporta como un muro de gravedad, pero presenta el problema de que no es masivo y se debe analizar la posibilidad de que ocurran superficies de falla por encima del pie del muro. Los travesaños y los largueros deben diseñarse para resistir flexiones debidas a la presión horizontal del relleno sobre los prefabricados. Las cabezas de los travesaños deben ser diseñadas para resistir el cortante generado y deben ser capaces de transferir las fuerzas de tensión inducidas.

Los muros criba son más propensos a los asentamientos diferenciales que otros tipos de muros flexibles. La altura máxima a la cual puede construirse una pared criba de celda simple es aproximadamente 5 metros y la altura máxima generalmente utilizada es de 7 metros, utilizando celdas dobles o triples. Los muros criba se construyen generalmente en alineamientos rectos, pero con el manejo adecuado de elementos especiales pueden construirse en forma curva en radios mínimos hasta de 25 metros.

3.2.2 MUROS EN PIEDRA (PEDRAPLENES)

Son estructuras construidas con bloques o cantos grandes de roca, los cuales se colocan unos sobre otros en forma manual o con maquinaria pesada (Ver Figura 3.7). El tamaño de los bloques utilizados generalmente supera las 3 pulgadas y pueden utilizarse bloques hasta de 1 metro de diámetro si se tiene equipo adecuado para su colocación. El diseño consiste en determinar las dimensiones exteriores del terraplén.

El ancho de la base del Pedraplén generalmente, es superior a su altura o por lo menos igual. El ángulo de inclinación de la pared exterior depende del tipo de roca, tamaño y angulosidad. Para bloques grandes se pueden utilizar pendientes de hasta 1/6 H: 1V, es decir casi vertical. El ancho mínimo de la parte superior del muro es de un metro. Se acostumbra colocarle un geotextil en la interfase entre el Pedraplén y el suelo, y un subdren en forma similar a los muros en gaviones.

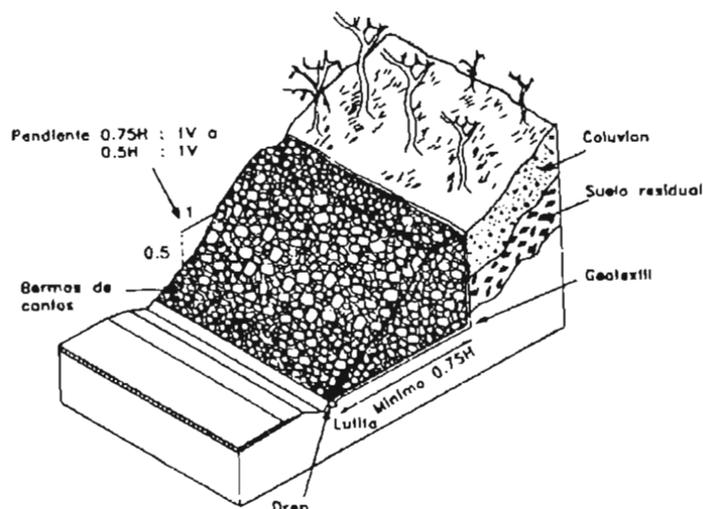


Figura 3.7 Muro en piedra.

PRINCIPALES PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS PARA MEJORAR LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES

3.2.3 MURO CON LLANTAS USADAS

Son conocidos como PneuSol o Tiresoil consisten en rellenos de suelo con llantas de caucho usadas embebidas. Las llantas son unidas entre sí por sogas de refuerzo. Generalmente, se utilizan sogas de polipropileno y se conoce de la utilización de elementos metálicos (Ver Figura 3.8).

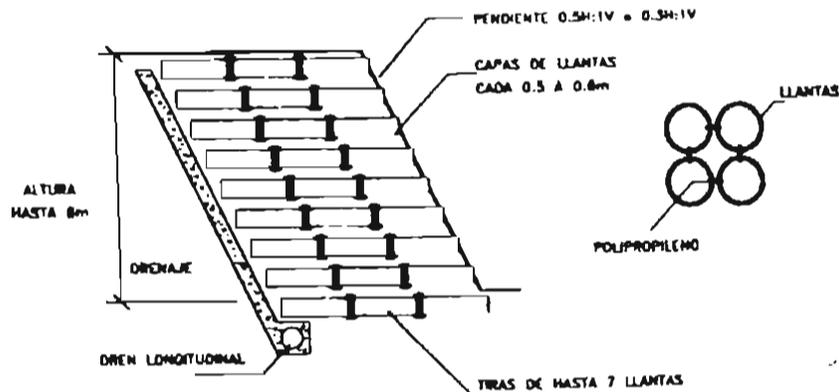


Figura 3.8 Esquema de un muro en llantas usadas con arreglo total en las llantas.

Generalmente, el análisis interno de los muros con llantas es el de un muro armado. Tanto los elementos de anclaje como los de retención superficial del suelo son construidos con llantas. Varias de las llantas en la superficie del talud son conectadas por medio de sogas de acuerdo a una determinada distribución. Como las llantas en la superficie están conectadas a las llantas de anclaje, se genera una fuerza de acción en la sogas que las conecta. Si este esfuerzo es lo suficientemente fuerte para no fallar la tensión y la resistencia de la extracción de la llanta es mayor que la fuerza de fricción, entonces la estructura permanecerá estable (Ver Figura 3.9).

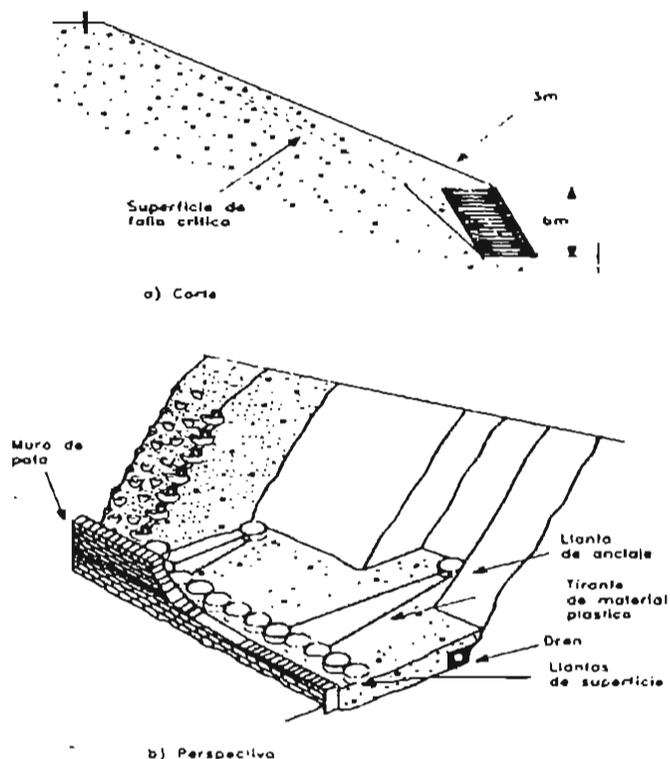


Figura 3.9 Muro armado con llantas usadas, utilizando llantas con tirantes como elemento de anclaje.

PRINCIPALES PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS PARA MEJORAR LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES

Los muros de llantas usadas son muy flexibles y funcionan adecuadamente a los asentamientos diferenciales, ya que las llantas se acomodan fácilmente. Las llantas se conectan entre si con soga de polipropileno o nylon. Generalmente, se utilizan tendones de 8 a 10 mm de diámetro.

3.3 MUROS DE TIERRA REFORZADA

Las estructuras de tierra reforzada/armada son terraplenes donde el suelo es su principal componente; y dentro de este, en el proceso de compactación, se colocan elementos de refuerzo para aumentar su resistencia a la tensión y al cortante. Internamente deben su resistencia principalmente, al refuerzo y externamente actúan como estructuras masivas por gravedad. Son fáciles de construir.

Utilizan el suelo como su principal componente. Puede adaptarse fácilmente a la topografía. Permite construirse sobre suelos débiles, tolera asentamientos diferenciales y puede demolerse y repararse fácilmente, pero se requiere espacio disponible superior al de cualquier otra estructura de contención (Ver Figura 3.10).

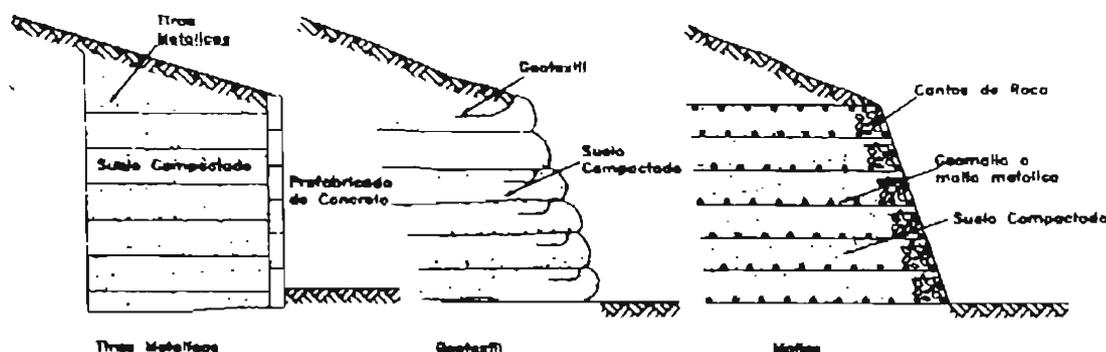


Figura 3.10 Esquemas de estructuras de tierra reforzada.

Tabla 3.3 Ventajas y desventajas de los diversos tipos de tierra reforzada.

Tipo	Ventajas	Desventajas
Refuerzo con tiras metálicas	Los refuerzos metálicos le dan rigidez al terraplén y los prefabricados de concreto en su cara de fachada los hace presentables y decorativos.	Las zonas de refuerzo requieren protección especial contra la corrosión. Se requieren características especiales en el relleno utilizado con los elementos de refuerzo. Algunos tipos de muro de tierra armada están cubiertos por patentes.
Refuerzo con geotextil	Son generalmente muy económicos y fáciles de construir.	Son muy flexibles y se deforman fácilmente. Las capas de geotextil se pueden convertir en superficies de debilidad para deslizamientos. El geotextil se descompone con la luz solar.
Refuerzo con malla	La malla le da cierta rigidez al terraplén y las capas no constituyen superficies de debilidad. El efecto de anclaje es mejor.	Dependiendo del material constituido la malla puede descomponerse o corroerse.

PRINCIPALES PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS PARA MEJORAR LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES

3.3.1 ELEMENTOS DE REFUERZO

Los refuerzos pueden construirse con materiales capaces de desarrollar tensión y que permitan la fricción entre el elemento y el suelo. Inicialmente, se utilizaron tiras de acero galvanizado en caliente (Ver Figura 3.11). El galvanizado debe garantizar una cantidad de zinc en lo posible de 610 gramos por metro cuadrado para disminuir la corrosión.

El sistema más popular de muros de tierra reforzada es el refuerzo de terraplenes con geotextiles, (Ver Capítulo 6), en el cual el mecanismo de transmisión de esfuerzos es predominante de fricción (Ver Figura 3.12). Existe una gran cantidad de geotextiles de diferentes propiedades mecánicas, tejidos y no tejidos. Los rellenos utilizados son generalmente materiales granulares que van desde arenas limosas hasta gravas. Un problema importante de los geotextiles es su deterioro con la luz ultravioleta del sol y por esto se requiere que este material permanezca cubierto, con concreto emulsión asfáltica o suelo con vegetación.

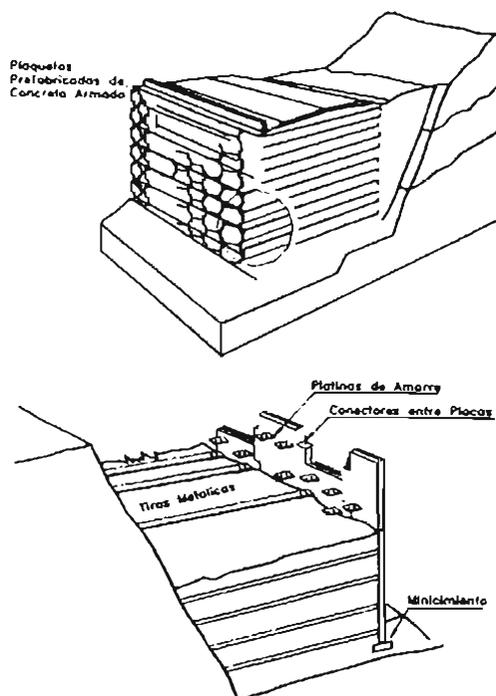


Figura 3.11 Muro de tierra armada con refuerzo de tiras metálicas

Recientemente se han introducido en el mercado las geomallas que son mallas poliméricas o metálicas con una forma determinada, en dos direcciones, en el cual se incluye el efecto de fricción y además, el efecto de agarre dentro del suelo. En ocasiones las geomallas llevan varillas para ayudar a la resistencia de arrancamiento de la malla. Generalmente, las geomallas tienen mayor resistencia al arrancamiento que los geotextiles.

PRINCIPALES PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS PARA MEJORAR LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES

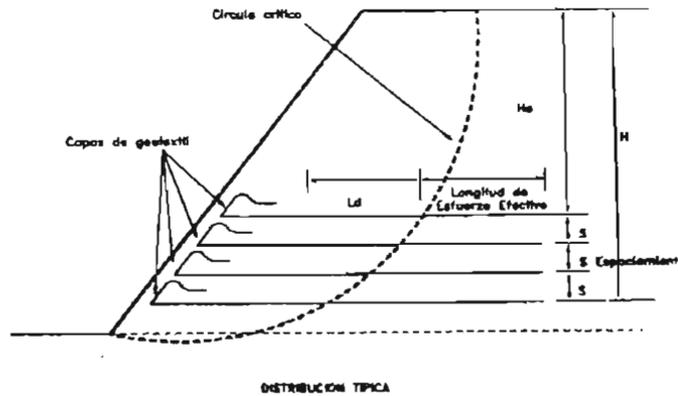


Figura 3.12 Tierra armada con geotextil.

3.3.2 RELLENO

El material del relleno debe ser un material capaz de desarrollar fricción y no debe contener materiales orgánicos o perecederos como vegetación o residuos indeseados, como los peligrosos (Ver Figura 3.13). Comúnmente se utiliza relleno granular pero cuando no se dispone de materiales de grava o arena se utiliza arcilla o suelos residuales, en estos casos se debe tener especial cuidado, teniendo en cuenta, la importante reducción de capacidad al arrancamiento en los suelos arcillosos, cuando son saturados. En ocasiones se utiliza piedra triturada. En este caso debe tenerse cuidado de que el refuerzo sea de un grosor suficiente que impida su rotura, causada por los bordes angulosos del triturado.

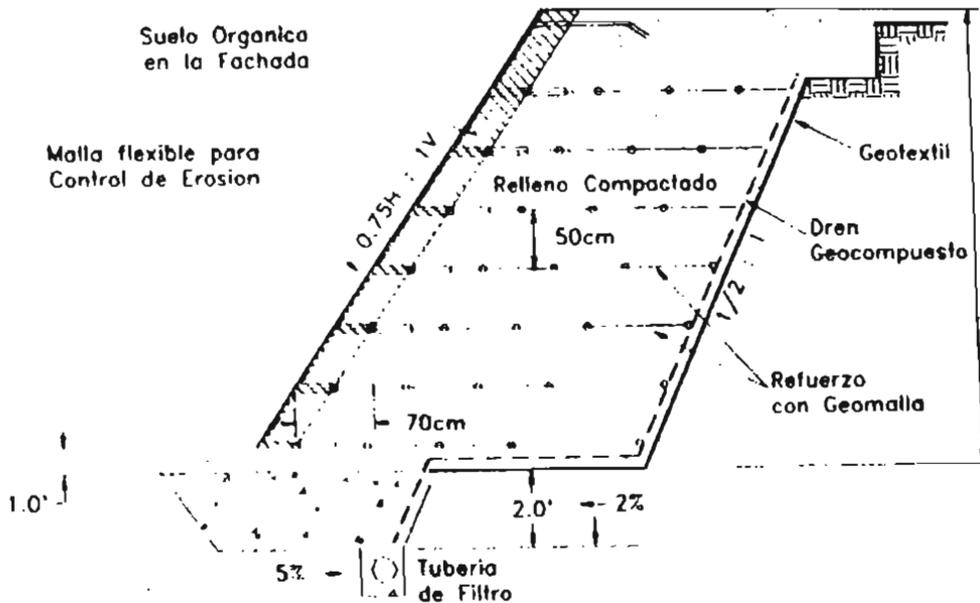


Figura 3.13 Esquema de una estructura de contención de suelo reforzado con geomallas.

El PH del relleno en el caso de tierra armada con refuerzo metálico debe ser superior a seis para impedir la corrosión acelerada del acero. El material debe compactarse a una densidad tal que garantice la estabilidad del relleno en cuanto a resistencia y compresibilidad. Comúnmente se exigen densidades superiores al 95% de la densidad máxima Proctor modificado. El proceso de compactación se realiza teniendo cuidado de no romper o deteriorar los elementos de refuerzo. Debe impedirse que los vehículos pasen por encima del refuerzo, antes de colocar el relleno. El relleno cerca de la pared debe compactarse utilizando un equipo liviano, ya sea un rodillo pequeño vibratorio, una placa vibratoria de peso no mayor a mil kilos o un vibro tandem. A distancias superiores a 1.5 metros de la pared puede utilizarse equipo pesado.

PRINCIPALES PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS PARA MEJORAR LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES

Tabla 3.4 Especificaciones para rellenos de tierra armada

Requisito	Relleno de material friccionante	Relleno de material cohesivo
Tamaño máximo	150 mm	150 mm
% pasantes ½ pulgada	≥ 25%	-
% pasantes tamiz 30	≥ 8%	-
% pasantes tamiz 200	0 a 10%	10-80
% menor de 2 micrones	-	0-10
Coefficiente de uniformidad	≥ 5	≥ 5
Límite líquido	-	≤ 45
Índice plástico	-	≤ 20

En la pared exterior del muro se pueden colocar elementos prefabricados de concreto reforzado en láminas de acero, o geotextiles recubiertos con concreto lanzado o protecciones vegetales. El material utilizado para conectar las paredes del muro con los anclajes y las paredes entre si debe ser de material electrolíticamente compatible, en tal forma que no promueva la corrosión por el uso de metales diferentes. Los conectores deben diseñarse en tal forma que la resistencia total del conector no sea inferior a la resistencia total del refuerzo.

3.3.3 DISEÑO

Los rellenos o muros de tierra armada deben diseñarse para estabilidad interna y externa. La estabilidad interna requiere que el refuerzo proporcione suficiente resistencia al cortante para garantizar la estabilidad de la masa de relleno. El refuerzo debe tener tamaño, espaciamiento y longitud para que no falle a tensión bajo los esfuerzos a los que son sometidos y no se salga el refuerzo de la masa de suelo. En lo referente a estabilidad externa, el muro de tierra armada debe satisfacer los mismos requisitos de capacidad de soporte, deslizamiento y volcamiento de un muro convencional. En la Figura 3.14 se muestran las presiones y fuerzas de diseño empleadas en muros de tierra reforzada.

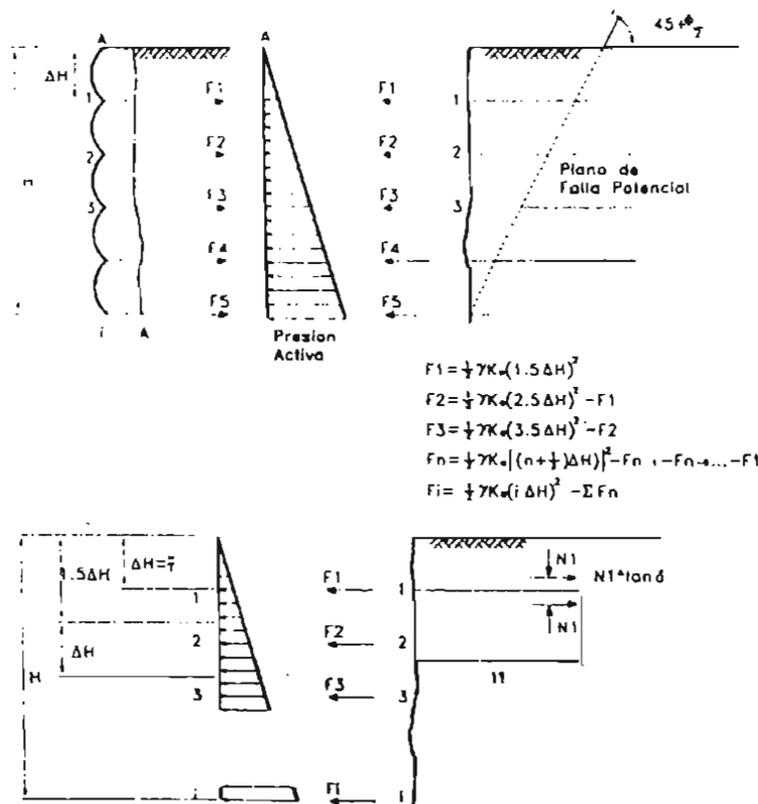


Figura 3.14 Presiones y fuerzas de diseño de muros de tierra reforzada.

PRINCIPALES PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS PARA MEJORAR LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES

Tabla 3.5 Factores mínimos de seguridad para muros de tierra armada permanentes.

Estabilidad	Factor de seguridad
General del talud	1.4
Deslizamiento del muro	1.5
Volcamiento	Generalmente no se requiere
Capacidad de soporte	2.0
Pull out (arrancamiento)	1.8
Tension	1.7

El método más utilizado de diseño de muro de tierra armada es calcular el refuerzo horizontal suficiente para resistir las presiones activas del suelo de relleno de la estructura armada. El diseño incluye varias etapas de las cuales algunas se mencionan a continuación:

- 1) Cálculo de las fuerzas o presiones activas.
- 2) Distribución de estas presiones o fuerzas entre los diversos elementos de refuerzo. Estas presiones se distribuyen en forma gráfica de acuerdo a la localización de cada elemento. La fuerza total corresponde al área referente del diagrama de presiones.
- 3) Cálculo de la resistencia a tensión del elemento de refuerzo.
- 4) Análisis de la longitud requerida para evitar arrancamiento de los refuerzos,
- 5) Diseño de la pared exterior.
- 6) Diseño del sistema de subdrenaje.

3.4 ESTRUCTURAS ANCLADAS

En las estructuras ancladas generalmente se colocan varillas o torones, de acero en perforaciones realizadas con equipo de perforación, posteriormente se inyectan con una lechada (cemento y agua; Ver Figura 3.15). Los anclajes pueden ser pretensados en los cuales se aplica una carga sobre un bulbo cementado o pueden ser cementados simplemente sin aplicarles carga activa; (este procedimiento se describe a detalle en el Capítulo 4).

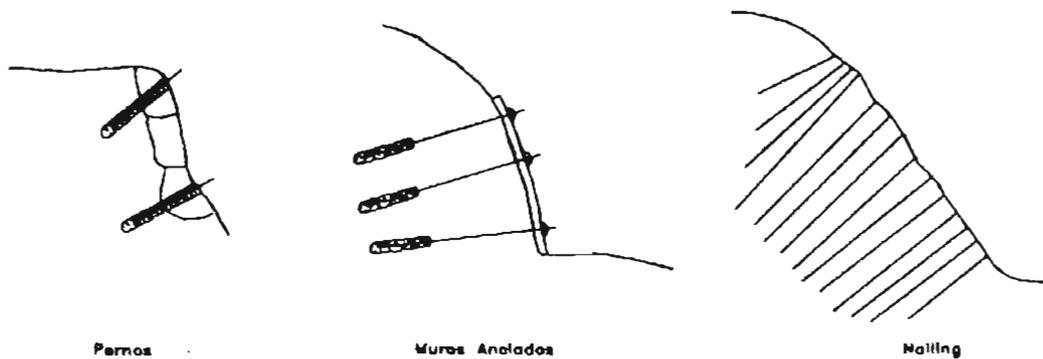


Figura 3.15 Esquema de estructuras ancladas.

PRINCIPALES PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS PARA MEJORAR LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES

Tabla 3.6 Ventajas y desventajas de los diversos tipos de estructura anclada.

Estructura	Ventajas	Desventajas
Anclajes y pernos individuales	Permiten la estabilización de bloques individuales o puntos específicos dentro de un macizo de roca.	Pueden sufrir corrosión.
Muros anclados	Se pueden construir en forma progresiva de arriba hacia abajo, a medida que se avanza con el progreso de excavación. Permiten excavar junto a edificios o estructuras. Permiten alturas considerables.	Los elementos de refuerzo pueden sufrir corrosión en ambientes ácidos. Se puede requerir un mantenimiento permanente (tensionamiento). Con frecuencia se roban las tuercas y elementos de anclaje. Para su construcción se puede requerir el permiso del vecino. Su construcción es muy costosa.
Nailing o pilotillos tipo raíz	Muy eficientes como elemento de refuerzo en materiales fracturados o sueltos.	Generalmente se requiere una cantidad grande de pilotillos para estabilizar un talud específico lo cual los hace costosos.

3.5 ESTRUCTURAS ENTERRADAS

Son estructuras esbeltas, las cuales generalmente trabajan empotradas en su punta inferior. Internamente están sometidas a esfuerzos de flexión y cortante (Ver Figura 3.16).

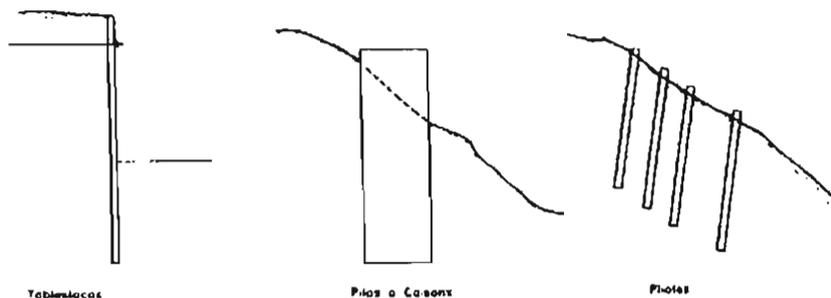


Figura 3.16 Esquema de estructuras enterradas.

Tabla 3.7 Ventajas y desventajas de los diversos tipos de estructura enterrada.

Estructura	Ventajas	Desventajas
Tablestaca	Su construcción es rápida y no requiere cortes previos. Son de fácil construcción junto a los cuerpos de agua o ríos.	No se pueden construir en sitios con presencia de roca o cantos. Su construcción es muy costosa.
Pilotes	Se pueden construir rápidamente.	Se puede requerir un número grande de pilotes para estabilizar un deslizamiento.
Pilas o Caissons	No se requiere cortar el talud antes de construirlos. Se utilizan sistemas convencionales de construcción. Pueden construirse en sitios de difícil acceso. Varias pilas pueden ser construidas simultáneamente.	Se requieren profundizar muy por debajo del pie de la excavación. Su costo generalmente es elevado. La excavación puede requerir control del nivel freático. Debe tenerse especial cuidado en las excavaciones para evitar accidentes.

PRINCIPALES PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS PARA MEJORAR LA ESTABILIDAD DE LOS TALÚDES

Como se mencionó anteriormente las estructuras enterradas son elementos capaces de resistir esfuerzos a flexión y cortante que se colocan dentro del suelo atravesando la posible superficie de falla. Estas estructuras trabajan empotradas en el suelo por debajo de la falla existen varios tipos de estructura enterrada como los que se describen a continuación.

- 1) Tablestacas.
- 2) Pilotes
- 3) Pilas o Caissons.

3.5.1 TABLESTACAS

Las tablestacas son estructuras de contención ancladas, delgadas y esbeltas las cuales trabajan generalmente a flexión, empotradas o ancladas. Pueden ser de acero de concreto o de madera siendo las de acero las más utilizadas. El muro de tablestaca está conformado por una serie de pilotes unidos entre sí para formar una pared continua (Ver Figura 3.17). La integridad del muro depende de las uniones entre pilotes individuales.

Las tablestacas son utilizadas con relativa frecuencia como estructura de contención para la conformación de muelles en ríos o mares, para su hincado se requiere que el suelo permita la penetración del pilote y no existan bloques o cantos grandes de roca. La sección de la tablestaca depende de la altura de la tierra a retenerse y de las condiciones del suelo y agua así como del sistema de encaje de los pilotes. La altura de los muros de tablestacas varía generalmente entre 4.5 y 12 metros.

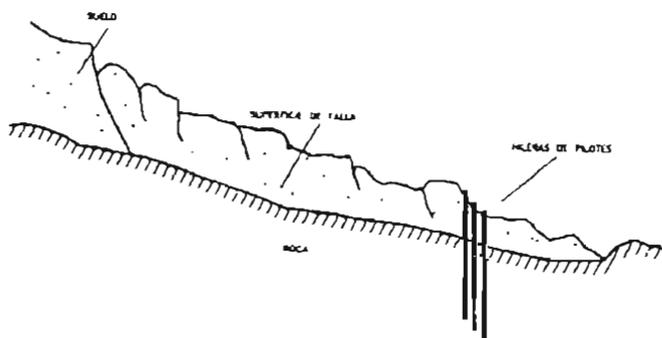


Figura 3.17 Esquema general del uso de pilotes (muro de tablestaca) para estabilizar deslizamientos.

Existen también estructuras llamadas "muros en cofres celulares", los cuales consisten en muros de tablestaca que conforman cilindros de gran diámetro rellenos de suelo. La tablestaca actúa como contención del suelo y la estructura obtiene su resistencia del sistema combinado muro-suelo, el cual forma una gran estructura de gravedad.

3.5.2 PILOTES

Los pilotes hincados han sido utilizados en ocasiones para la estabilización de deslizamientos activos; este método solo es apropiado para deslizamientos poco profundos y suelos que no fluyan entre los pilotes (Ver Figura 3.17). Los deslizamientos profundos generalmente producen fuerzas laterales muy grandes que no pueden ser resistidas fácilmente por los pilotes. Los pilotes deben enterrarse en suelo firme y competente para evitar su arrancamiento o inclinación. Es común la utilización de estructuras de concreto armado, uniendo las cabezas de los pilotes para mejorar su rigidez y comportamiento en general.

La resistencia o capacidad de un pilote dada por su factor de seguridad contra deslizamiento depende de la profundidad a la cual se encuentra hincado el pilote por debajo de las superficies de falla. El diseño de los pilotes supone la ocurrencia de presiones de tierra sobre el pilote arriba de la superficie de falla y de reacción de subrasante por debajo de esta. Internamente los pilotes se diseñan a flexión y a cortante.

PRINCIPALES PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS PARA MEJORAR LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES

Para determinar el espaciamiento entre pilotes y su longitud de empotramiento dentro del suelo a estabilizar se deben cumplir las siguientes condiciones:

- La presión lateral sobre el pilote debe ser menor que su capacidad de soporte bajo cargas horizontales.
- El suelo entre pilotes no debe ser removido, para garantizar un mejor agarre.

3.5.3 PILAS

En ocasiones se construyen grandes muros a profundidades importantes para lo cual es necesario construir pilas de gran diámetro unidas entre sí, conformando una estructura o muro de gravedad (Ver Figura 3.18). Estos muros o pilas generalmente son de concreto armado y se excavan utilizando procedimientos similares a los de las pilas para cimentación de edificios. Generalmente se construye una sola hilera de pilas, pero en algunos casos se utilizan dos hileras.

La construcción de pilas de gran diámetro para la estabilización de deslizamientos consiste en la construcción de filas de pilas coladas en el sitio de más de un metro de diámetro a un espaciamiento similar a su diámetro. Las pilas se excavan en el suelo o roca y se unen entre sí por medio de vigas formando una estructura reticular. Se puede construir en el pie, en la parte media o en la parte alta de los deslizamientos.

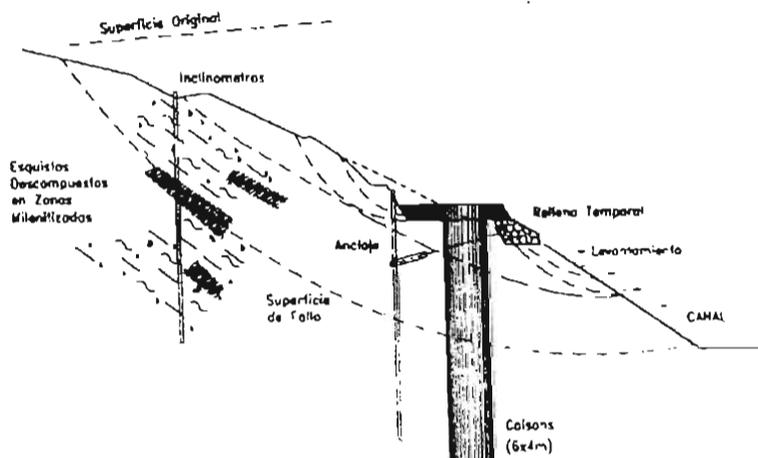


Figura 3.18 Utilización de pilas de gran diámetro o Caissons para la estabilización de un deslizamiento.

En muchas ocasiones la construcción de muros es difícil debido a la imposibilidad de realizar excavaciones previamente a la construcción del muro. En estos casos la construcción de pilas perforadas de 1 a 2 metros de diámetro unidas entre sí para conformar un muro puede resultar una solución muy efectiva (Ver Figura 3.19). Las pilas deben enterrarse a una profundidad suficiente dentro de un estrato duro para producir fuerzas laterales que permitan la estabilidad de los muros. En todos los casos la profundidad de las pilas debe sobrepasar la superficie de falla crítica.

PRINCIPALES PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS PARA MEJORAR LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES

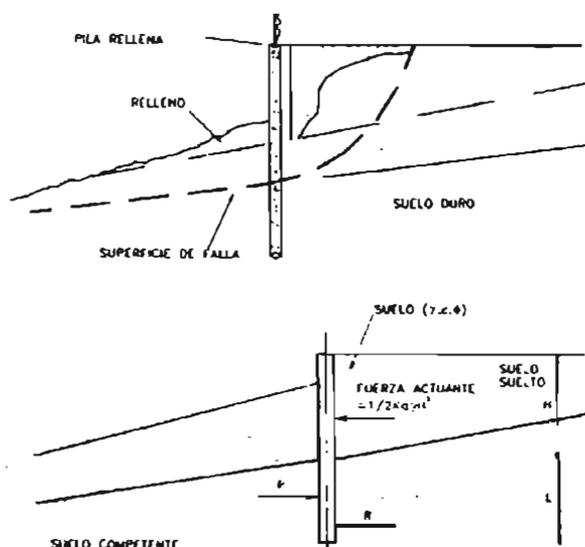


Figura 3.19 Esquema del planteamiento de una pila como muro de contención.

3.6 MODIFICACIONES EXTERNAS E INTERNAS DE TALUDES

Los siguientes modificaciones alternativas se emplean para incrementar el factor de seguridad contra deslizamiento de los taludes puesto que han comprobado su valor práctico donde sus condiciones originales no sean satisfactorias; por lo tanto son muy recurridos en los casos que su implementación es posible y suelen ir acompañados de los sistemas anteriormente mencionados logrando una estabilización mixta de buena calidad [Ref. 6].

3.6.1 TENDER EL TALUD

A primera vista pudiera pensarse que esta solución sea la más obvia y sencilla en la práctica. Sin embargo, ha de tomarse con el debido cuidado desde el punto de vista teórico ya que muchas veces es irrealizable prácticamente cuando las posibilidades de extenderse son limitadas.

Si el suelo constituyente del talud es puramente friccionante la solución es la indicada, pues, la estabilidad de estos suelos es fundamentalmente cuestión de inclinación en el talud y tendiendo éste convenientemente, se adquiere la estabilidad deseada. En suelos cohesivos, por el contrario, la estabilidad del talud está condicionada sobre todo por la altura del mismo y la ganancia al tender el talud es siempre escasa y, en ocasiones, nula. En suelos con cohesión y fricción, el tender el talud producirá un aumento en la estabilidad general.

Por otra parte, existen muchos requisitos prácticos, tales como invasión de zonas urbanas, condiciones económicas adversas generadas por el movimiento de grandes volúmenes de tierra, etc., hacen imposible al proyectista el pensar en tender los taludes de los terraplenes, bordos, cortes y demás obras similares, en gran cantidad de casos prácticos.

3.6.2 EMPLEO DE BERMAS LATERALES O FRONTALES

Se denominan bermas a las masas de tierra generalmente del mismo material que el propio talud, que se colocan adecuadamente en el lado exterior del mismo a fin de aumentar su estabilidad. En general una berma produce un incremento en la estabilidad por dos motivos. Uno, por su propio peso, en la parte que queda hacia fuera de la vertical que pasa por el centro del círculo de falla, disminuyendo el momento motor (parte $bcef$ de la Fig. 3.20) y otro, que aumenta el momento resistente, por el incremento en la longitud del arco de falla por efecto de la propia berma. Existe otra variante muy recurrida en la cual la berma es conformada directamente sobre en talud, cortando parte del talud, el cual genera un aumento en su estabilidad contra deslizamiento.

PRINCIPALES PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS PARA MEJORAR LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES

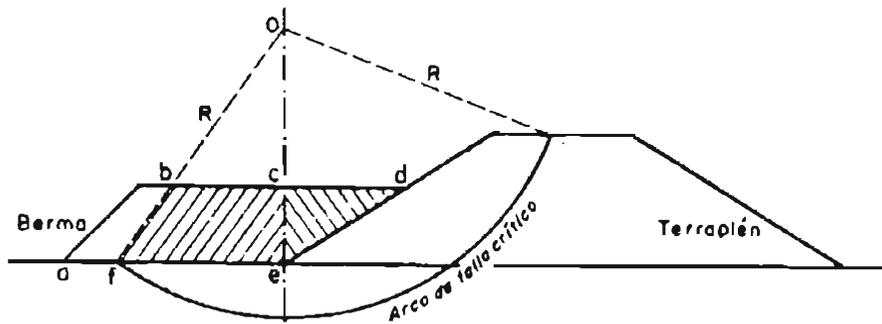


Figura 3.20 Efecto de una berma.

Otro efecto importante de las bermas, a veces de gran utilidad, estriba en la redistribución de esfuerzos cortantes que su presencia produce en el terreno de cimentación. En efecto, en ciertas zonas de la cimentación se producen concentraciones de esfuerzos que pueden ser muy perjudiciales, sobre todo en terrenos arcillosos; la presencia de la berma hace que la redistribución de esfuerzos sea más favorable y que un mayor volumen del terreno de cimentación coopere a resistir tales esfuerzos.

Por lo tanto; en los cálculos prácticos para determinar el factor de seguridad contra deslizamiento de los taludes ha de tenerse en cuenta que la presencia de la berma modifica la ubicación de la superficie de falla crítica, por lo que su colocación exige un nuevo cálculo de la estabilidad del nuevo talud protegido por la berma. La experiencia ha demostrado que es una buena base para los tanteos el suponer un ancho de berma del orden de la mitad de la base del terraplén y una altura tal que el peso de la berma dé un momento igual al requerido para alcanzar en el talud original un factor de seguridad contra deslizamiento aceptable, y a partir de este principio se procederá por tanteos hasta fijar la berma mínima que cumpla su cometido.

3.6.3 EMPLEO DE MATERIALES LIGEROS

Para este se requiere colocar como material de terraplén suelos de peso específico bajo que, por lo tanto, den bajos momentos motores. El tezontle, de origen volcánico, con peso específico del orden de 1 a 1.2 ton/m³ ha sido muy empleado para este fin. Existen otras soluciones, tales como la sustitución de parte del terraplén con tubos, cajones de concreto hueco, etc.

3.6.4 CONSOLIDACIÓN PREVIA DE SUELOS

Cuando los suelos de cimentación de terraplenes sean mantos compresibles saturados de baja resistencia al esfuerzo cortante, puede inducirse un proceso de consolidación, acelerado en lo posible, que aumente la resistencia del material. Al construir terraplenes es frecuente y económico recurrir a construir la estructura por partes, no erigiendo una mientras la anterior no haya producido una consolidación suficiente.

3.6.5 EMPLEO DE MATERIALES ESTABILIZANTES

Esta solución consiste en mejorar la resistencia de los suelos que conforman los taludes mezclándoles algunas sustancias que al producir una cementación entre las partículas del suelo natural o al mejorar sus características de fricción aumenten su resistencia en los problemas prácticos. Las sustancias más empleadas han sido cementos, asfaltos y sales químicas.

3.6.6 PRECAUCIONES DE DRENAJE

La principal y más frecuente causa de problemas derivados de la estabilidad de taludes en obras de ingeniería es, sin duda, la presencia de agua y su movimiento por el interior de la masa de suelo. La saturación y el desarrollo de fuerzas de filtración que tiene lugar durante el flujo de agua afectan decisivamente la estabilidad de las masas de suelo, salvo el caso especial de las presas de tierra, en donde el flujo es un factor inevitable cuya presencia siempre ha de tomarse en cuenta, de esta forma en la mayoría de las obras de Ingeniería Civil relacionadas con la estabilidad de masas de tierra resulta más económico proyectar obras de drenaje que eliminen filtraciones y flujo que proyectar los taludes para soportar esta condición tan desfavorable.

PRINCIPALES PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS PARA MEJORAR LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES

Las estructuras comunes, tales como cunetas, contracunetas, alcantarillas, etc., debidamente proyectadas y construidas han demostrado hoy ser indispensables, por lo que es recomendable apoyo económico a esta parte. En otras ocasiones será preciso pensar en estructuras especiales del tipo de pantallas de drenes protectores, tubería perforada que penetre convenientemente en la masa de suelo y otras mas, las cuales permitan el encauzamiento correcto de las filtraciones de agua.

3.7 CONCRETO LANZADO

El caso del concreto lanzado para estabilizar taludes inestables en nuestro país es y ha sido muy recurrente; por los beneficios que ha demostrado logrando mayor productividad en las obras, este procedimiento constructivo generalmente va acompañado de la colocación de anclajes en la superficie del talud con su correspondiente malla electrosoldada, lo cual permite un sistema integral de estabilización de taludes.

El concreto lanzado puede definirse como mortero o concreto transportado a través de una manguera y proyectado neumáticamente a gran velocidad sobre una superficie. La fuerza del chorro, que produce un impacto sobre la superficie, compacta el material. Normalmente el material fresco colocado tiene un revenimiento cero y puede sostenerse por sí mismo sin escurrirse. El concreto lanzado también puede colocarse hacia arriba, en una sola operación en plafones, en espesores de hasta 50 mm. Se usan dos diferentes procesos: "mezclado húmedo" y el "mezclado seco", donde el empleo del mezclado en seco es más generalizado [Ref 13].

El proceso para determinar la mezcla es parecido para las mezclas seca y húmeda, pero hay algunas diferencias importantes según el procedimiento que se utilice. Para cualquiera de las dos, se tendrán que satisfacer los siguientes criterios:

1. Lanzabilidad: Debe poder lanzarse sobre cabeza con un mínimo de rebote.
2. Resistencia temprana: Debe tener una resistencia suficiente para dar soporte al terreno en menos de 4 a 8 horas.
3. Resistencia a largo plazo: Debe alcanzar una resistencia determinada a los 28 días con una dosificación de acelerante necesaria para lograr la lanzabilidad y la resistencia temprana.
4. Durabilidad: Debe resistir a la erosión del ambiente a largo plazo.
5. Economía: Debe ser bajo el costo de los materiales y mínimo el desperdicio por rebote.

3.7.1 PROPORCIONES DE LA MEZCLA

Una mezcla tipo concreto lanzado contiene los siguientes porcentajes de componentes secos:

Cemento	15 – 20 %
Agregado grueso o gravas	30 – 40 %
Agregado fino o arena	40 – 50 %

La relación agua-cemento para concreto lanzado seco se sitúa en el rango de 0.3 a 0.5 y se ajusta por el operador según las condiciones locales. Para concreto lanzado de mezcla húmeda, la relación agua-cemento se sitúa entre 0.4 y 0.6.

Una de las desventajas del concreto lanzado normal (sin refuerzo) es su baja resistencia a la tensión y no pocas veces se ve concreto lanzado seriamente agrietado por los movimientos de la roca después del fraguado del concreto. Con la colocación del refuerzo de malla electrosoldada se puede superar este problema, debido a que la instalación de la malla requiere tiempo, nació la idea de mezclar directamente el refuerzo de alambre con el concreto durante la aplicación.

El trabajo experimental del principio consistió en revolver alambre de acero de 25 mm de largo o 0.25 mm de diámetro junto con el cemento y los agregados en una proporción de 3 a 6 % del peso. Pero era difícil de mezclar y lanzar contenidos mayores de fibra. Además hubo problemas con las fibras que se apelmazaban y se reportaron pérdidas por rebote hasta en un 60 %.

PRINCIPALES PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS PARA MEJORAR LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES

Trabajos más recientes donde se mezclan el concreto lanzado y las fibras en la boquilla, lograron reducir las pérdidas de fibras hasta 15 % y el problema de los apelmazamientos también se redujo con esto se obtuvo una resistencia a la tensión a los 28 días de 8 M Pa (1160 lb/pulg²) para el concreto reforzado con fibras, comparado con 2 a 5 M Pa (290 a 725 lb/pulg²) para el concreto lanzado sin refuerzo. “Se han realizado varias obras exitosas con el uso de concreto lanzado reforzado con fibras y se piensa que el uso de este material se ampliará en un futuro”.

3.7.2 CONCRETOS LANZADOS DE ALTA Y BAJA VELOCIDAD

El empleo de máquinas de mezclado seco también se puede clasificar en dos categorías: concretos lanzados a “alta velocidad” y a “baja velocidad”. Los concretos lanzados a alta velocidad se producen usando una pequeña boquilla y una elevada presión de aire para producir una alta velocidad en la boquilla y, por lo tanto, una velocidad elevada de impacto, con velocidades de las partículas de 90 a 120 m/s, dando por resultado un concreto lanzado muy bien compactado.

Las variaciones que se tienen al colocar el concreto lanzado a alta velocidad son relativamente bajas. El concreto lanzado de baja velocidad se produce usando una máquina de gran rendimiento y una manguera de gran diámetro con la boquilla amplia (generalmente una boquilla de paso). El concreto lanzado por la técnica de baja velocidad no se compacta tan bien como el de alta velocidad, sin embargo, exhibe características típicas del concreto lanzado; baja relación agua-cemento, buena compactación en el lugar de aplicación, alto contenido de cemento.

En la práctica, el tipo de máquina que se usa depende del tipo de concreto lanzado que se requiere, pero cualquier máquina puede adaptarse para obtener un mínimo de resultados satisfactorios. Las propiedades del concreto lanzado pueden modificarse cambiando la salida ajustada a la boquilla, el tamaño de la manguera o el tamaño de la boquilla.

3.7.3 USOS GENERALES DEL CONCRETO LANZADO, PROPIEDADES Y MATERIALES

El concreto lanzado ofrece ventajas sobre el concreto convencional en muchos tipos de trabajos de construcción y reparación. El concreto lanzado es frecuentemente más económico que el concreto convencional, debido a que no necesita cimbra y requiere solamente una pequeña planta portátil para mezclado, además de que permite su colocación en áreas inaccesibles.

Una propiedad importante del concreto lanzado es su facilidad para formar una excelente adherencia con varios materiales. Tiene características impermeables aún en secciones delgadas, y se pueden usar aditivos para asegurar su impermeabilidad. El concreto lanzado puede ser usado en:

- 1) Estructuras nuevas; especialmente secciones plegadas o curvas, por ejemplo: techos, paredes, tanques presforzados, recipientes, albercas, túneles, alcantarillas de aguas negras y revestimiento de lumbreras o tiros.
- 2) Recubrimientos de mampostería de ladrillo, concreto, piedra o acero para protección o acabado.
- 3) Recubrimiento de acero estructural para proporcionar resistencia al fuego y proteger su capacidad de resistencia.
- 4) Refuerzo de estructura de concreto, losas, muros de concreto o mampostería, bóvedas de ladrillo y mampostería.
- 5) Reparación de estructuras de concreto dañadas, tales como puentes, revestimientos de tanques, presas, túneles, torres de enfriamiento, chimeneas y estructuras marítimas.
- 6) Revestimientos refractarios de chimeneas, hornos, calentadores, cúpulas, etc.
- 7) Revestimientos resistentes a la abrasión en almacenes de carbón y agregados, tolvas, vertedores, varaderos.

PRINCIPALES PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS PARA MEJORAR LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES

3.7.4 CONCRETO LANZADO PARA REVESTIMIENTOS Y RECUBRIMIENTOS

El concreto lanzado es muy útil como recubrimiento, ya que tiene una excelente adhesión, resistencia a la abrasión y resistencia mecánica. El concreto lanzado puede rellenar grietas fácilmente y moldear sobre cualquier superficie por complicada que ésta sea.

El revestimiento en los túneles de roca con concreto lanzado se ha incrementado colocándolo como medio de estabilización ideal, el cual ayuda en varios aspectos, entre los cuales están los siguientes:

- 1) Impedir la penetración de agua dentro del túnel a través de la roca.
- 2) Impedir que penetren el aire y los vapores de agua dentro de las fisuras rellenas de arcilla en la roca, ocasionando que la arcilla se hinche (caso de las arcillas expansivas) y propicie la caída de la roca.
- 3) Formar un arco para soportar los lados y el techo contra cualquier movimiento.

Lo anterior proporciona una solución adecuada a las galerías y tiros con agua, techos sueltos (especialmente cuando se usan anclas empotradas en el techo) y grietas o vetas inestables. El uso de concreto lanzado para sellar las rocas herméticamente y proporcionar un fuerte ademe "in situ", puede cambiar todo el sistema de trabajo en un túnel, especialmente cuando se requiere un gran incremento en la velocidad de trabajo. El sistema de trabajo puede cambiar de un trabajo a base de galerías múltiples a excavación de la zona del techo y banqueo, acelerando las operaciones en general.

3.7.5 PROCEDIMIENTO DE MEZCLADO SECO

El procedimiento consiste en una serie de etapas donde se requiere de una planta especial como la de la Figura 3.21.

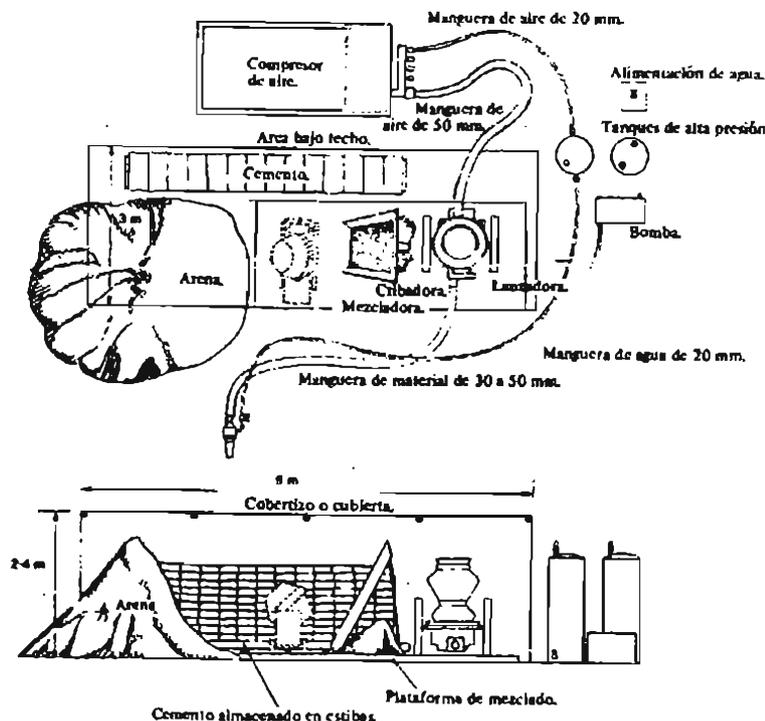


Figura 3.21 Procedimiento de mezclado en seco.

PRINCIPALES PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS PARA MEJORAR LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES

PASOS

- 1) Se mezcla perfectamente el cemento con la arena.
- 2) La mezcla de cemento-arena se almacena en un recipiente mecánico presurizado por medio de aire, llamado "lanzador".
- 3) La mezcla se introduce en una manguera de descarga por medio de una rueda alimentadora o distribuidor que está dentro del lanzador.
- 4) Este material se conduce por aire comprimido a través de la manguera de descarga a una boquilla especial. La boquilla está ajustada dentro de un múltiple perforado a través del cual se atomiza agua bajo presión, mezclándose con el chorro de arena-cemento.
- 5) El concreto húmedo sale de la boquilla proyectado a alta velocidad sobre la superficie en que va a colocarse (Ver Figura 3.22).

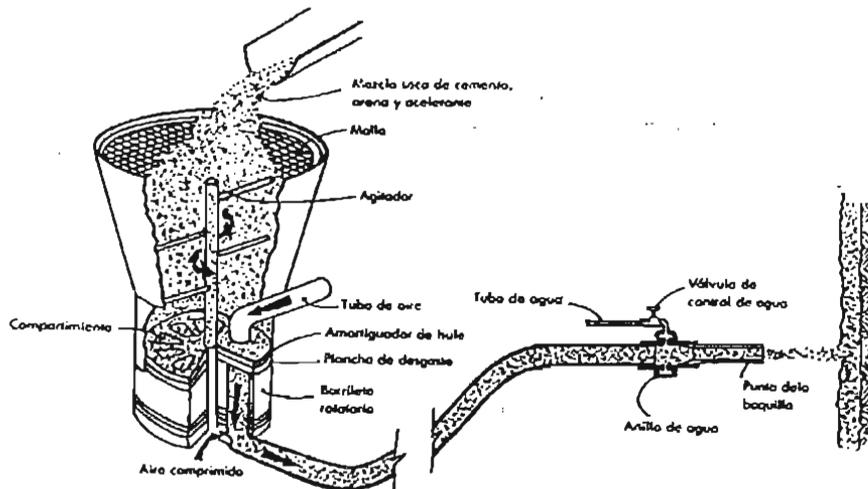


Figura 3.22 Operación característica de concreto lanzado de mezcla seca.

3.7.6 PROCEDIMIENTO DE MEZCLADO HÚMEDO

El procedimiento de mezclado húmedo se ha descartado generalmente a favor del procedimiento de mezclado seco, debido al mayor éxito de este último. La razón es que el concreto lanzado posee propiedades específicas que se presentan, principalmente, por la colocación natural del mortero. El concreto lanzado de "mezclas secas" posee estas propiedades; el proceso de mezclado húmedo rara vez produce un mortero con propiedades equivalentes.

Las máquinas de mezclado húmedo producen un concreto esparcido, frecuentemente en grandes cantidades, sobreponiéndose en esta forma a los usos de alguna máquina de mezclado seco; pero esto no es más que un bombeo de alta velocidad a través de líneas cortas hacia una boquilla conectada a un chorro de aire comprimido, resultando un concreto o mortero que no logra una compactación excepcional. El único tipo de máquinas de mezclado húmedo que es capaz de producir algo que se aproxime al verdadero concreto lanzado es el que se muestra en la Figura 3.23.

PRINCIPALES PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS PARA MEJORAR LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES

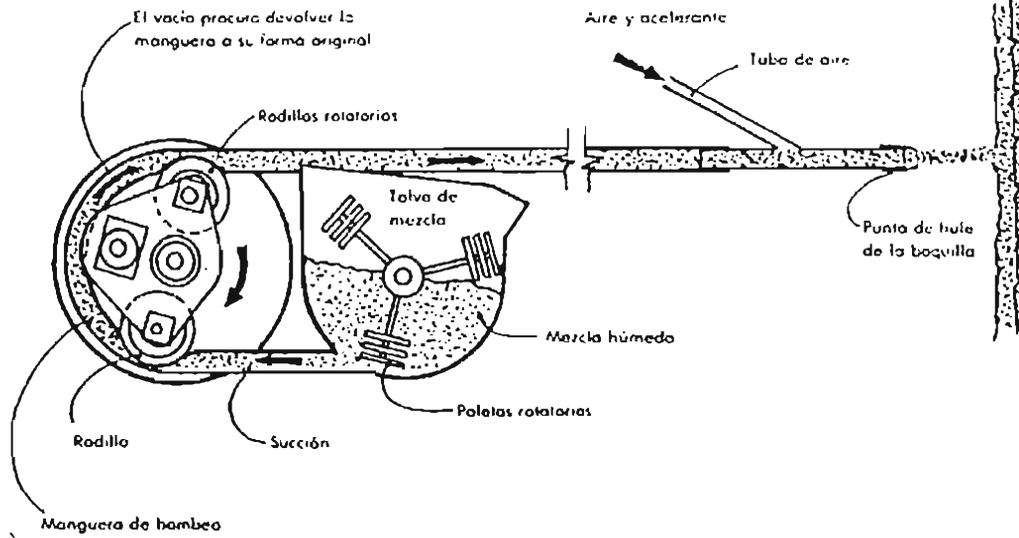


Figura 3.23 Operación característica de concreto lanzado de mezcla húmeda con una máquina tipo de apretujones.

Tabla 3.8 Comparación entre los procedimientos de mezcla seca y húmeda para el concreto lanzado.

Mezcla húmeda	Mezcla seca
<ul style="list-style-type: none"> • Menos rebote durante el lanzamiento. • Menos polvo. • Mejor control de la relación agua-cemento. • El control de la calidad de los agregados es más fácil porque la fabricación es parecida a la del concreto. • La calidad del concreto lanzado no depende tanto de la habilidad del operador de lanzamiento ya que la cantidad de agua no depende de él. • El operador controla directamente la velocidad de impacto de las partículas y por lo tanto también su compactación ya que él controla el flujo del aire. • Es más fácil de limpiar. • Tiene menos costo de mantenimiento. • Rinde mayor producción. 	<ul style="list-style-type: none"> • Es más adaptable a las condiciones cambiantes del terreno, sobre todo donde hay agua. • El equipo de mezcla seca es menos pesado y es fácil conseguir equipo usado. • El equipo de mezcla seca es más compacto y por lo tanto más adaptable en túneles con espacio limitado.

4 ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS

En este capítulo se describe el empleo de anclas para incrementar el factor de seguridad contra deslizamiento de los taludes, en el cual a diferencia del capítulo anterior en donde solo se presenta una breve descripción, este lo aborda detalladamente ya que este sistema es uno de los más utilizados y del cual se tiene una gran experiencia.

En la actualidad existen dos procedimientos muy similares de estabilizar taludes empleando anclajes; ya que estos trabajan en conjunto con otras estructuras, tal es el caso de los muros de contención, los cuales pueden estar formados por un muro de pantalla conocido como milán o por un muro de concreto lanzado reforzado con malla metálica; algunas de sus características relevantes de estos se mencionan a continuación:

La construcción del muro de concreto armado consiste en abrir primeramente una zanja, (la cual si presenta un suelo inestable, este se puede estabilizar con bentonita) de espesores mayores a los 15 cm con el objeto de poder deslizar en ella el acero de refuerzo, el ancho y la profundidad estarán en función de la sección a estabilizar requerida, posteriormente se coloca el acero de refuerzo y por ultimo se cuela la sección con concreto, donde alcanzando su resistencia de diseño se procede a la excavación progresiva y se van colocando los anclajes en toda sección del muro, para después continuar excavando y estabilizando con anclajes hasta la profundidad requerida. Este procedimiento resulta muy útil en el caso de centros urbanos en donde es necesaria la construcción de edificios con varios sótanos, obras viales, etc. para los cuales se requieren cortes verticales de gran altura, los cuales ahorran espacio (Ver Figura 4.1).

Para la estabilización con anclas y concreto lanzado reforzado con malla (Figura 4.2), se pueden presentar espesores similares al del muro de concreto armado reforzado con anclas; en este los anclajes son apoyados sobre el terreno a estabilizar en dados de concreto armado distribuidos simétricamente de acuerdo al análisis de estabilidad, los anclajes pueden o no tensionarse dependiendo del carácter del anclaje (generalmente a un anclaje provisional no se le aplica carga, cosa que no ocurre en un tirante permanente en donde generalmente se aplica carga y esta se verifica constantemente con el paso de los años). Este procedimiento se puede aplicar de igual forma que el anterior, conforme se avanza con la excavación o también sobre taludes ya existentes, en los cuales no es necesaria la excavación pero que presenta problemas de estabilidad. Lo anterior se ilustra en las Figuras 4.1 y 4.3, en donde se puede observar que el talud presenta una inclinación con respecto a la horizontal, la cual no se presenta necesariamente ya que al igual que en muros anclados el talud puede estabilizarse totalmente vertical.

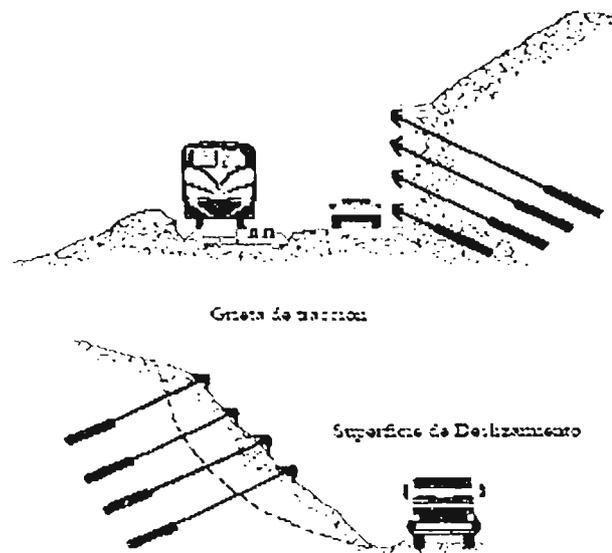


Figura 4.1 Aplicación de anclajes con otras estructuras de contención para estabilizar taludes.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS

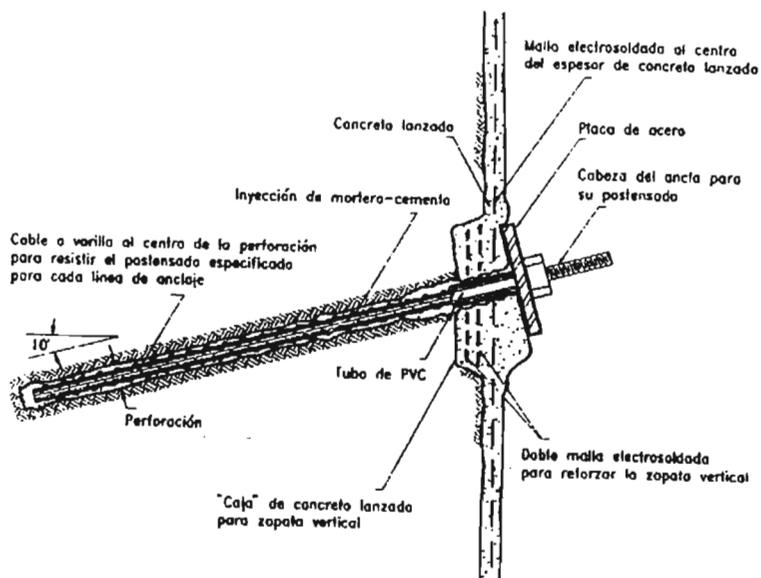


Figura 4.2 Anclaje reforzado con concreto lanzado y malla electrosoldada.

Lo anterior indica que el empleo de los anclajes resulta una técnica muy recurrida en la estabilización de taludes; por otra parte, al diseñar un sistema de anclajes es fundamental no solo llevar a cabo todas las comprobaciones de estabilidad, si no a la vez un análisis detallado del tipo de anclaje que mejor se adapte al terreno, la cual permita una mejor ejecución y funcionamiento del refuerzo metálico. Por ejemplo la longitud del ancla esta en función de la profundidad a que se encuentre la superficie de falla ya que el ancla debe de fijarse atrás de esta superficie de falla para garantizar un buen funcionamiento (Ver Figura 4.3). Generalmente la longitud de los anclajes suele oscilar entre los 10 y 80 m y el diámetro de perforación entre los 75 y 150 mm.

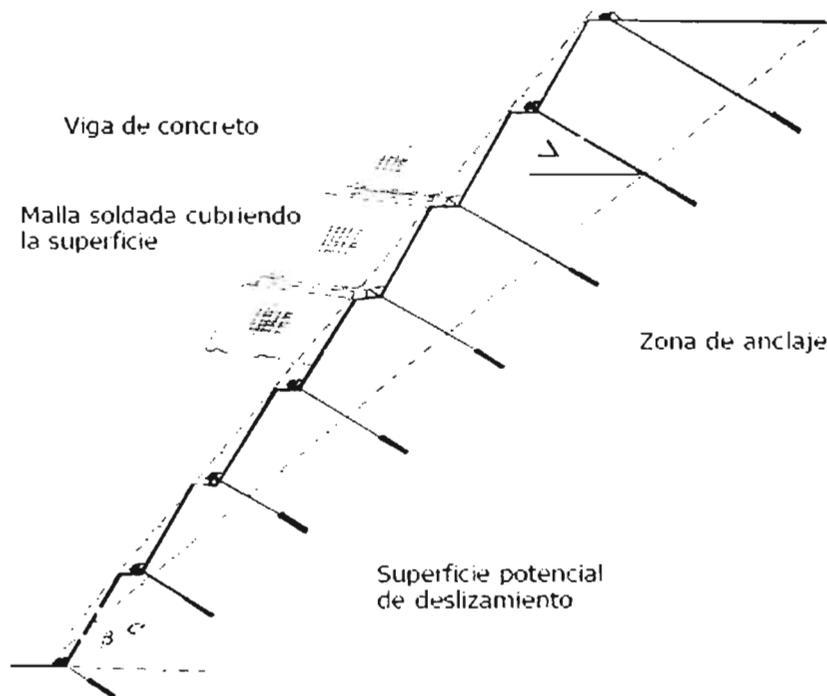


Figura 4.3 Comprobación de el ángulo y longitud de anclaje por detrás de la superficie de falla de un talud.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS

4.1 PARTES QUE CONSTITUYEN UNA ANCLA

A continuación se describen las tres partes principales que constituyen una ancla, las cuales se muestran en las Figuras 4.4 y 4.5.

A) Cabezal de anclaje: En un anclaje de pretensado esta parte del ancla transmite el esfuerzo movilizado por la armadura a la estructura [Ref. 2 y 7]. El cabezal de anclaje está constituido por una base de apoyo formada por una plancha metálica que puede ser soldada a un tubo cónico que se une con la vaina de protección, un block de anclaje y cuñas (Ver Figura 4.4-A). La placa de apoyo suele situarse sobre un dado de concreto armado que transmite los esfuerzos a la superficie del terreno. La protección contra la corrosión se asegura mediante un capuchón de acero inoxidable que puede ser inyectado con lechada de cemento o con grasa adecuada si se requieren intervenciones posteriores.

B) Parte libre o tramo activo: Situada entre el cabezal y el tramo de anclaje, es la parte donde los torones de anclaje o barras de acero pueden alargarse libremente durante el tensado. El aislamiento y la protección del conjunto de torones o barras de acero con el ambiente exterior están asegurados generalmente en esta longitud por una vaina de polietileno hermética (Fig. 4.4-B). Por razones constructivas, la zona libre debe de tener una longitud mínima de 6 m, con el objetivo de controlar adecuadamente la tensión y aminorar la influencia de los movimientos de la cabeza.

C) Parte sellada o tramo de anclaje (bulbo): En esta zona se desplaza progresivamente el esfuerzo del toron o barra de acero al terreno. La longitud del bulbo varía según la tensión del anclaje y la naturaleza del terreno. El tipo de protección contra la corrosión se determina en función de la agresividad del medio ambiente y de la duración del anclaje (ya sea provisional o permanente). El sellado al terreno se realiza por inyección de lechada de cemento mediante bombas de alta presión, por el tubo de inyección de manguitos con ayuda de un obturador (Ver Fig. 4.4 -C).

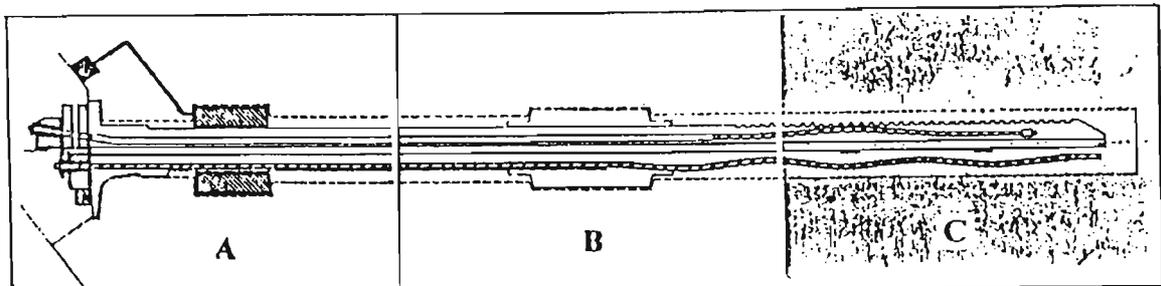
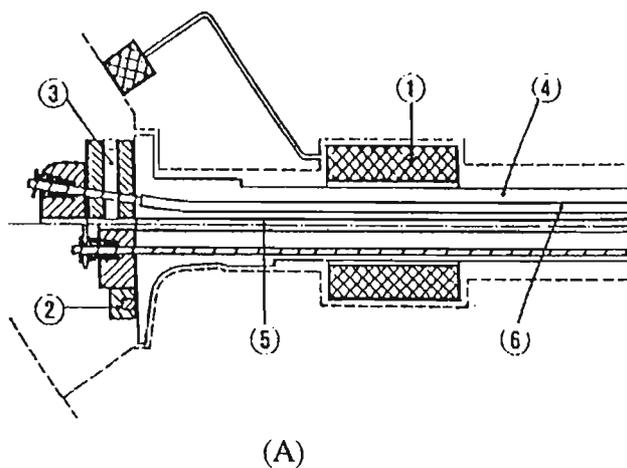


Figura 4.4 Partes que constituyen una ancla.



1. Medidor "TENSIO MAG".
2. Gato anular de medición.
3. Medidor de carga hidráulica.
4. Vaina lisa de protección.
5. Tubo de inyección secundaria.
6. Vaina de protección individual.
7. Vaina lisa de protección.
8. Saco obturador.
9. Torones.
10. Lechada de inyección primaria.
11. Separadores internos.
12. Vaina corrugada.
13. Tubo de manguitos.
14. Anclaje positivo individual.
15. Ojiva.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS

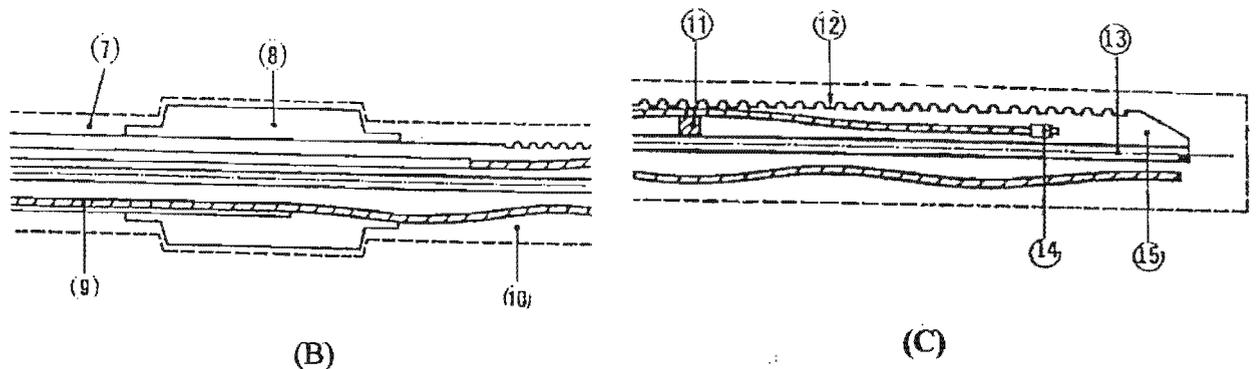


Figura 4.5 Detalle de las partes que constituyen una ancla.

4.2 TIPOS DE ANCLAJES

Hoy en día existen una gran variedad de anclajes por lo que sería imposible mencionarlos a todos en este capítulo; por tal motivo se seleccionaron los más representativos presentando sus detalles apoyados en una serie de figuras.

4.2.1 TIPOS DE ANCLAJES SEGÚN SU SERVICIO Y CARÁCTER EN LA MASA DE SUELO

Los anclajes pueden dividirse en función del tiempo de servicio y su carácter dentro de la masa de suelo, distinguiéndose los siguientes tipos:

- 1) **Anclajes provisionales:** Presentan un carácter auxiliar y proporcionan las condiciones de estabilidad a la estructura durante el tiempo necesario para disponer de otros elementos resistentes que los sustituyan. Es recomendable una vida útil no mayor de 18 meses (Ver Figura 4.6).
- 2) **Anclajes permanentes:** Se instalan con carácter de acción definitiva. Se dimensionan con mayores coeficientes de seguridad, además de diseñarse para contrarrestar los efectos de la corrosión. Dichos anclajes deben de presentar una vida útil superior a los 18 meses (Ver Figura 4.6).

La carga admisible de un anclaje es igual al producto de la sección de acero por su límite elástico, multiplicado por un coeficiente de seguridad (0.6 para anclajes permanentes y 0.75 para anclajes provisionales).

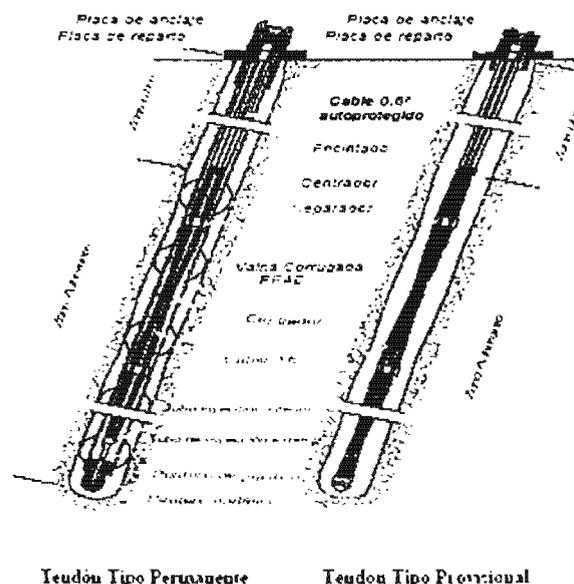


Figura 4.6 Tipos de anclajes.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS

- 3) **Anclajes pasivos:** No se pretensa el ancla después de su instalación. El anclaje entra en tracción al empezar a producirse la deformación de la masa de suelo (Ver Figura 4.7).

Las anclas pasivas son elementos estructurales generalmente constituidos por varillas de acero, que se colocan dentro de la perforación, la cual se inyecta posteriormente con cemento para unir la varilla al estrato resistente o macizo de roca. El diseño de anclas pasivas, generalmente, es empírico basado en un análisis de la estabilidad de los taludes. La parte más importante del diseño es determinar la localización, ángulo de inclinación y longitud de cada ancla.

Este prerrefuerzo se puede lograr instalando anclajes a medida que se avanza con la excavación o instalando las anclas a la cresta del corte, antes de la excavación. Las anclas se fijan utilizando una resina, un cemento o por un sistema mecánico. El sistema de resina incluye cartuchos de un líquido y de un endurecedor, los cuales se mezclan en un tiempo de curado que varían de acuerdo al producto entre 1 y 90 minutos. El tiempo de curado también depende de la temperatura ambiente. El sistema consiste en insertar los cartuchos en el hueco para llenar el espacio entre el hueco y el ancla. Es importante que el diámetro de la perforación y el tamaño de la varilla estén dentro de una tolerancia especificados, en tal forma que la resina se mezcle y funcione correctamente. La barra se mete en la perforación y se mezcla la resina, haciéndola rotar.

- 4) **Anclajes activos:** Una vez instalado se pretensa el anclaje hasta alcanzar su carga admisible, comprimiendo el terreno comprendido entre la zona de anclaje y la placa de apoyo de la cabeza (Ver Figura 4.7).

Las anclas activas consisten en la colocación dentro de la masa de suelo y muy por debajo de la superficie de falla real o potencial de una serie de tirantes de acero anclados en su punta y tensados por medio de gatos en superficie. Los cuales generan fuerzas de compresión que aumentan la fricción y/o contrarrestan la acción de las fuerzas desestabilizadoras.

Los anclajes activos se colocan atravesando posibles superficies de falla, anclándose detrás de esta superficie de falla en un estrato resistente. El tensionamiento del ancla, transmite una fuerza a la masa de suelo, produciendo una compresión y modificando los esfuerzos normales sobre la superficie de falla. Si las fuerzas de anclaje se instalan a un ángulo menor que a la normal a la superficie potencial de falla, se crea adicionalmente, una fuerza resistente que se opone al movimiento. La fuerza requerida para el anclaje, se minimiza cuando la suma del ángulo de buzamiento del ancla y el de la falla es igual al ángulo de fricción. Por lo tanto, se ahorra gran cantidad de anclas, instalándolos al ángulo óptimo, en lugar de colocarlos normales a la falla.

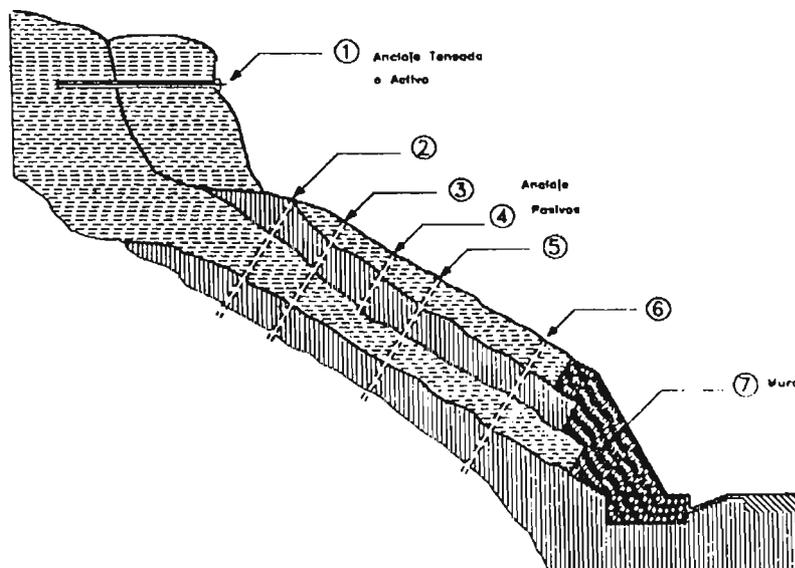


Figura 4.7 Anclajes Activos y Pasivos.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS

- 5) **Anclajes mixtos:** El anclaje se pretensa con una carga menor a la admisible, quedando una fracción de su capacidad resistente en reserva para hacer frente a posibles movimientos del terreno.

En resumen se puede decir que los anclajes activos ejercen una acción estabilizadora desde el mismo instante de su puesta en tensión incrementando la resistencia al corte de la masa de suelo como consecuencia de las tensiones normales adicionales. Los anclajes pasivos entran en acción, oponiéndose al desplazamiento, cuando la masa deslizante ha comenzado a moverse. De aquí se obtienen dos importantes ventajas de los anclajes activos sobre los pasivos. En los primeros se logra aprovechar la resistencia intacta del terreno, por cuanto, el movimiento de la masa produce una disminución de las propiedades resistentes. Por otro lado, dicho movimiento puede causar la rotura del revestimiento protector contra la corrosión, precisamente en el momento en el que la resistencia del anclaje es más necesaria.

Los anclajes pasivos entran en tracción al oponerse a la expansión o dilatación que se produce en la masa de suelo cuando comienza a producirse un deslizamiento a lo largo de la misma. El movimiento de la masa produce un incremento de volumen (dilatación) que está relacionado con la presencia de rugosidades en la misma. Es decir, la efectividad de un anclaje pasivo está relacionada directamente con la magnitud de la dilatación, la cual depende del tamaño y la dureza de las rugosidades. Por consiguiente en taludes cuyos suelos presenten juntas relativamente lisas los anclajes pasivos son menos efectivos.

4.2.2 TIPOS DE ANCLAJE SEGÚN EL MATERIAL CON QUE ESTAN HECHOS

1. Anclas a base de barras de acero (corrugadas) ($f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$).
2. Anclas a base de barras de acero FT (roscada) ($f_{pu} = 10,500 \text{ Kg/cm}^2$ y $6,000 \text{ Kg/cm}^2$).
3. Anclas a base de torones ($\phi 0.5''$ y $\phi 0.6''$) ($f_{pu} = 18,920$ y $18,850 \text{ Kg/cm}^2$).

4.2.2.1 ANCLAS A BASE DE ACERO DE REFUERZO (Corrugadas).

Estas barras de acero inoxidable, pueden ser *pasivas o activas* dependiendo de si son pretensionados o no. Están disponibles, con tuercas, rondanas, acopladores y placas de apoyo en acero inoxidable. Estas anclas pueden trabajar sin protección, salvo dentro de un medio ambiente particularmente corrosivo.

La gama de de barras disponibles se muestran en la tabla (4.1), así como las cargas de ruptura características, la utilización máxima recomendada, las cargas de prueba y el diámetro del anclaje fijo.

Tabla 4.1 Cargas y diámetros recomendados para diferentes diámetros de barras.

DIÁMETRO (barras)	CARGAS			DIÁMETROS	
	Ruptura (KN)	Máx. de Diseño (KN)	Máx. de prueba (KN)	Diámetro del Anclaje fijo (mm)	Diámetro de perforación (mm)
26.5	568	284	426	60	90
32.0	830	415	623	60	90
36.0	1048	524	786	60	90
40.0	1300	650	975	70	115
50.0	1960	980	1470	80	125

4.2.2.2 ANCLAS A BASE DE ACERO DE REFUERZO FT (Rosca).

Corresponden a una gama de barras de acero de gran longitud, templado o laminado, con rosca, y disponible con una gran variedad de accesorios. Están disponibles barras lisas y barras FT (roscadas sobre toda la longitud). Las barras pueden estar provistas de roscas sobre una parte o la totalidad de la longitud.

Los pernos metálicos (barras roscadas) consisten en un sistema mecánico que presiona contra las presiones de la perforación. La ventaja de los pernos metálicos es la instalación rápida y que el tensionamiento se puede llevar a cabo inmediatamente después de su colocación.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS

Para los tirantes cortos la misma barra tiene una rosca FT para el anclaje y una rosca para la tuerca, la parte libre puede ser lisa. Para los anclajes más grandes, la totalidad de la parte anclada tiene una rosca FT y se termina con un acoplador. Una o más barras, lisas pueden ser acopladas para ser la parte libre. La longitud de la rosca a la salida, debe ser suficiente para que haya una tolerancia adecuada para colocar la palanca, la tuerca y tensar con un gato donde, la tuerca transmite a la palanca de apoyo el esfuerzo de la barra.

La transmisión del esfuerzo de la barra a la palanca de apoyo con la rosca y la tuerca, no debe ser inferior a 92% de la carga de ruptura de la barra. Las barras no deben ser soldadas, caldadas ni tratadas con soldadura.

En la (Tabla 4.2) se indican los valores del modulo de elasticidad únicamente para dar una idea. El modulo de elasticidad de cada tipo de barra obedece a ensayos después de cada fabricación. Para los tirantes en el suelo en todos los casos, es recomendable verificar la fuerza aplicada directamente con una celda de carga. Las características de la carga a ruptura y de otras propiedades de tensión se muestran en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2 Principales características de las barras de preesfuerzo (roscadas y corrugadas).

DIAMETRO NOMINAL SIN ROSCA	ÁREA NOMINAL	PESO	DIAMETRO MAX. DE LA ROSCA	LONGITUD MÁXIMA		CARGAS		ALARGAMIENTO MÍNIMO A RUPTURA	MODULO DE ELASTICIDAD
				ROSCADA (m)	CORRUGADA (m)	RESISTENCIA A RUPTURA (KN)	T_g *0.1% (KN)		
(mm)	(mm ²)	(Kg/m)	(mm)					(%)	(KN/mm ²)
26.5	551.5	4.56	29.5	11.9	18.0	568	460	6	165
32	804.3	6.66	36.1	11.9	18.0	830	670	6	165
36	1017.9	8.45	40.0	11.9	18.0	1048	850	6	165
40	1256.6	10.41	45.2	11.9	18.0	1300	1050	6	165
50	1963.5	16.02	55.5	7.45	7.45	1960	1630	6	205

* T_g = Corresponde a la carga que representa el limite elástico considerando el 0.1% de la deformación de la grafica esfuerzo-deformación para barras o cables de alta resistencia.

4.2.2.3 ANCLAS A BASE DE TORONES

En las anclas de torones se sustituye la barra de acero por cables de alta resistencia en un acomodo geométrico que depende de la capacidad a que se someterá el ancla. En términos generales, estas anclas tienen mayor capacidad que las anteriores. Para la instalación de las anclas de torones, el procedimiento constructivo es prácticamente el mismo, teniendo como diferencia fundamental la forma en que se aplica la carga a los cables de acero y el diámetro de la perforación necesaria para introducirla, la cual es mucho mayor.

Estas anclas pueden ser de cable de acero de alta resistencia o varillas de acero procesadas para alta tensión. En ocasiones, se utilizan varillas corrientes, lo cual no es recomendable por su comportamiento en ocasiones impredecible a cargas de alta tensión. Un toron se forma de la torsión de una o varias capas de hilos de acero, alrededor de una alma central rectilínea; los torones más utilizados son los de 7 y 19 hilos o alambres. El toron de 7 alambres es frecuentemente utilizado en la estabilización de los taludes. Los anclajes de torones suelen tener una longitud en ocasiones superior a los 80 m y una capacidad de carga generalmente entre las 20.3 Ton (200 KN) y las 203 Ton (2,000 KN) por anclaje, ya que estos se emplean para estabilizar grandes masas de suelo deslizantes con superficies de falla profundas.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS

4.2.3 TIPOS DE ANCLAJE SEGÚN EL TERRENO A ESTABILIZAR

4.2.3.1 TIRANTES ANCLADOS EN ROCA

Es la técnica más antigua. Se trata usualmente de unidades comprendidas entre 50 y 200 Ton. Pero con posibilidad de alcanzar valores mucho más elevados como 1,000 Ton [Ref. 2].

Los anclajes en roca pueden realizarse de muchas formas, a continuación se mencionan algunos:

- 1) Dovela de concreto reforzada para prevenir que se suelte un bloque de roca en la cresta del talud. Estas anclas son comúnmente varillas de acero colocadas en huecos perforados, inyectando una resina epóxica o cemento, las varillas generalmente, no son tensionadas debido a que la roca puede moverse al colocar la tensión, se utiliza hierro de alta resistencia en diámetros que varían desde 0.5 a 1.5 pulgadas.
- 2) Mallas exteriores de alambre galvanizado ancladas con pernos para evitar la ocurrencia de desprendimientos de bloques de roca o material. Debe tenerse en cuenta que los anclajes de mallas protegen de la caída de bloques superficiales, pero no representan estabilidad para el caso de fallas de bloques grandes o movimientos de grandes masas de suelo o roca o de suelo.
- 3) Anclajes tensionados para impedir el deslizamiento de bloques de roca a lo largo de un plano de estratificación o fractura. Estos anclajes generalmente utilizan cable de acero, los cuales se colocan en huecos perforados e inyectados. La fuerza de tensionamiento depende de la longitud y características del anclaje y no es raro utilizar fuerzas de hasta 50 toneladas por ancla.
- 4) Muro anclado para prevenir el deslizamiento de una zona suelta. Los muros anclados generalmente, incluyen el concreto lanzado para prevenir el movimiento de bloques en una zona fracturada y drenaje para impedir la presión de agua. Estos muros anclados pueden ser pasivos o activos dependiendo de si son pretensionados o no.

Los siguientes pasos corresponden a un anclaje hecho en rocas:

- a) Perforación: La perforación cuyo diámetro va de 65 a 133 mm, puede realizarse con:
 - Martillo en el fondo del agujero.
 - Diamante cuando se trata de concreto bien armado (Ver Figura 4.8).
- b) Fabricación del tirante: Se puede fabricar el tirante ya sea en la planta, o en la obra. El tirante (ver Fig.4.8) presenta en la zona de ancla una sucesión de ondulaciones obtenidas por medio de separadores y ligas que aseguran una adherencia rápida y eficaz con el mortero de ancla. Dos mangueras se colocan al momento de la fabricación del tirante, una tiene una longitud igual al tirante, la otra se termina encima de la zona de ancla. Para facilitar la colocación en la perforación; la cabeza del cable, del lado de la zona de ancla, se hace ya sea por soldadura de los torones del cable, o por soldadura de una pieza.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS

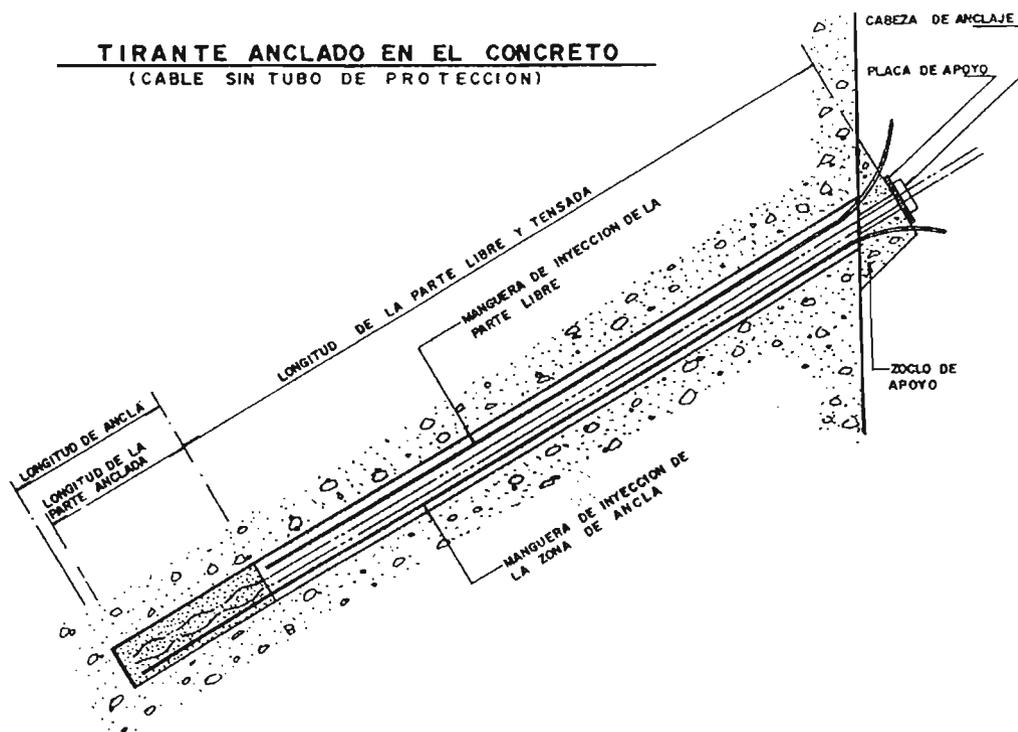


Figura 4.8 Tirante anclado en el concreto.

- c) **Sellado de la zona de ancla:** El sellado se hace con mortero. En el caso más sencillo (Fig.4.8 el caso del ancla dentro del concreto), el mortero no sobrepasa la zona de ancla. En los otros casos (Fig.4.9 y 4.10) la lechada sigue a lo largo del ducto hasta el nivel del anclaje activo.
- d) **Caso de rocas fracturadas:** Si los sondeos detectan la presencia de fisuras en la roca, o en el caso de ciertas rocas pizarrosas que se alteran al contacto del agua, se debe proceder en seguida de la perforación, y antes de la colocación del tirante a una primera inyección por gravedad que podrá impermeabilizar la zona vecina de la perforación; 24 horas después de esta inyección, se realiza una segunda perforación a través de la lechada fraguada. Si las fisuras son en realidad verdaderas cavemas, se debe inyectar, para impermeabilizar con morteros ricos en arena: después de la inyección se procede de nuevo a la perforación.

NOTA: Los anclajes en la roca pueden presentar todo tipo de inclinaciones, tal es el caso de galerías, de presas, de túneles, etc.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS

En ciertos casos (Fig.4.9 y 4.10) se aísla la parte libre protegiéndola con un ducto de plástico y un tapón de resina epóxica separando así la parte libre de la zona de ancla.

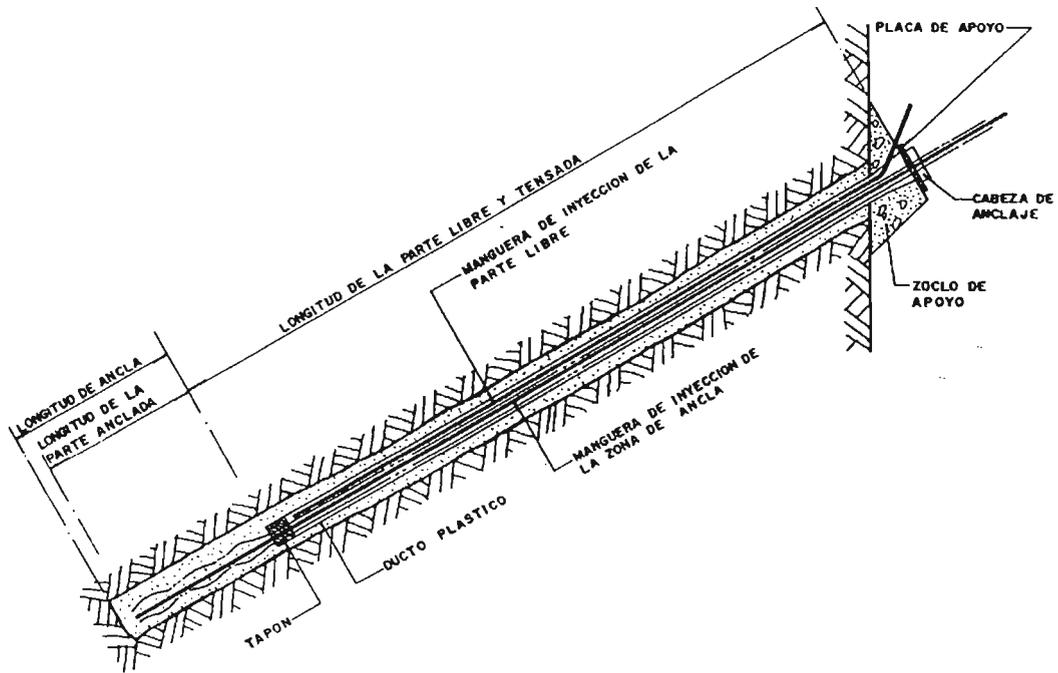


Figura 4.9 Tirante anclado en roca sana.

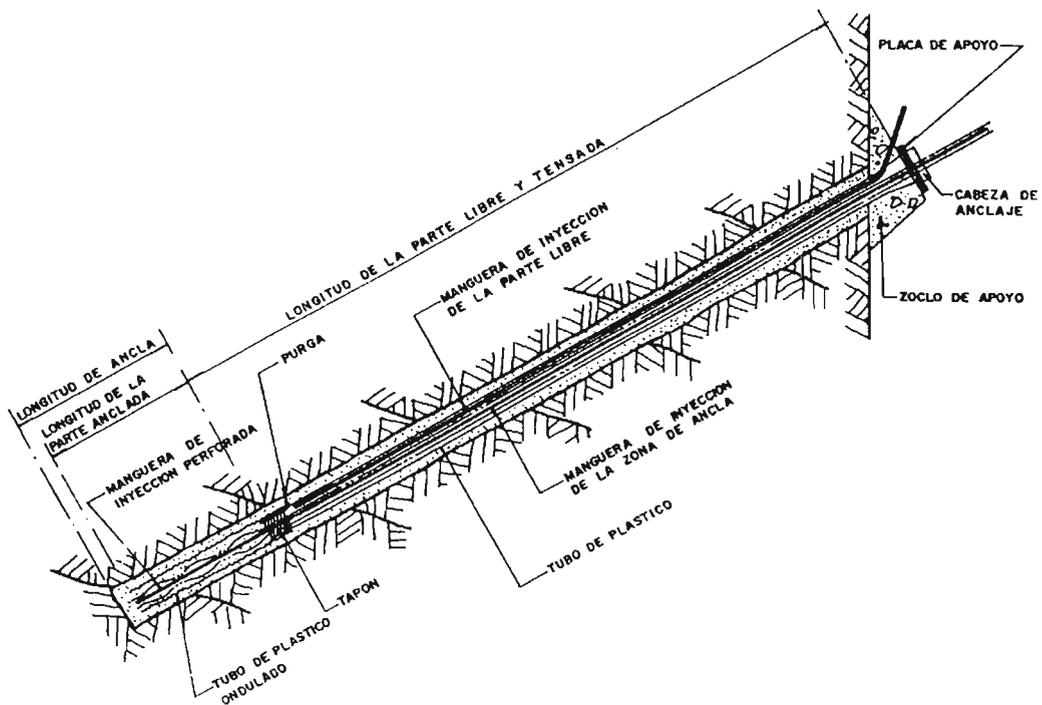


Figura 4.10 Tirante anclado en roca fisurada.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS

4.2.3.2 TIRANTES ANCLADOS EN GRAVAS Y ARENAS

Tales anclajes son, en general, realizados cerca de ríos para muelles o cimentaciones de estructuras, con una fuerza del orden de 100 Ton, y son de una técnica bastante diferente al de las anclas en roca (Ver Figura 4.11).

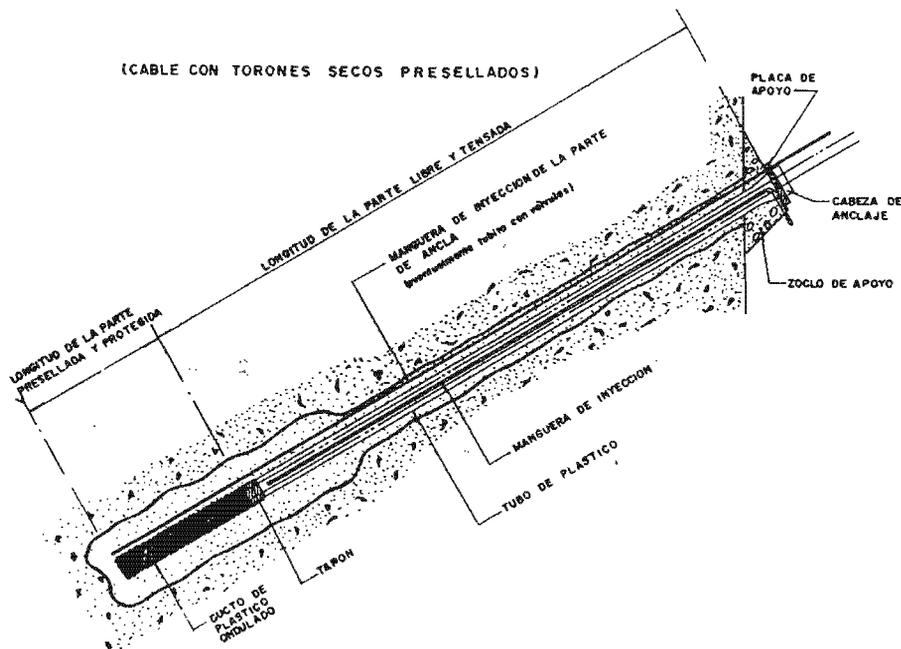


Figura 4.11 Tirante anclado en grava y arena.

Los siguientes pasos corresponden a un anclaje hecho en gravas y arenas:

- Perforación:** La dificultad principal, cuando se perfora en gravas y arenas, es de evitar el derrumbe del agujero durante la perforación: es entonces necesario bajar, mientras se perfora, un tubo que confine el agujero sobre toda su longitud. El sistema de perforación normalmente utilizado es del tipo "Rotary". En ciertos casos, es el tubo mismo que perfora con un movimiento de rotación y esta equipado en este caso de una extremidad cortante. El tipo de perforación más eficaz para este tipo de material es el montado sobre un tractor con orugas con posibilidades de orientación en todas las direcciones. Al final de la perforación, cuando el tubo está a su nivel definitivo, es necesario proceder a una limpieza cuidadosa del interior del tubo con agua. Donde finalmente el tubo limpio está listo para recibir el tirante.
- Fabricación del tirante:** El tirante es prefabricado en planta y es concebido, en el caso de gravas y arenas, para asegurar una protección particularmente eficaz contra la corrosión. Una de las mejores soluciones consiste en la utilización de torones engrasados preprotegidos cada uno por un ducto plástico (Fig.4.11). Cuando se trata de torones engrasados en planta, la zona de ancla de los torones debe ser muy cuidadosamente desengrasada; cuando se trata de torones engrasados preparados en taller se debe evitar obviamente de engrasar la parte de ancla. En los dos casos, las partes de la zona de ancla de los torones son confinadas dentro de un ducto plástico ondulado que se llena de mortero de epoxy o poliéster: se realiza así una cabeza de ancla de excelente calidad y cuya protección contra la corrosión es particularmente eficaz. El tirante así preparado se inserta dentro del tubo y se coloca en su posición correcta dentro de la perforación.
- Caso particular de las barras ya protegidas:** Para fuerzas pequeñas y tirantes cortos, se puede usar, en vez de torones engrasados, barras que se pueden acoplar, preparadas según un principio similar; la barra se presenta en elementos de longitud inferior a 4 metros, preprotegida en un ducto. En la zona de ancla, el ducto ondulado está directamente en contacto con el mortero de ancla; en la parte libre, el ducto ondulado está también dentro de un ducto liso en el cual el conjunto puede moverse libremente durante el tensado; esta doble protección es necesaria cuando se trata de una barra única en acero laminado más vulnerable a la corrosión. El acoplamiento de los elementos de 4 m es el punto delicado de esta técnica (Fig.4.12).

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS

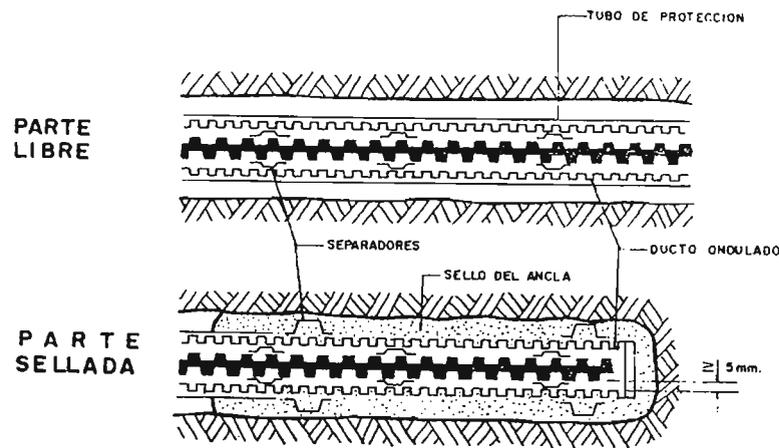


Figura 4.12 Acoplamiento de barras de 4m. de longitud.

- d) Sellado de la zona de ancla: La inyección se hace por el tubo de perforación de consolidación cuya extremidad del lado de la máquina es con anterioridad impermeabilizada. Se puede así proceder a la inyección de una lechada bajo presión y guardando la presión se quita por arriba el tubo, quedando el tirante en su lugar. En la práctica, sólo la zona de ancla es inyectada bajo presión, lo que permite crear en esta zona un bulbo resistente y coherente (Fig.4.11). Encima de la zona de ancla un simple relleno por gravedad basta, ya que no se debe olvidar que la inyección bajo presión provoca un gasto de lechada importante que se debe limitar lo más posible. Se debe evitar también que la lechada alcance la zona inmediata encima de la cabeza de anclaje pues esta zona debe quedar libre durante la tensión; después se llenará de un producto flexible (brea por ejemplo).

4.2.3.3 TIRANTES ANCLADOS EN ARCILLA O TERRENO ALUVIAL

La técnica de los anclajes en el terreno es delicada y compleja cuando se trata de terrenos aluviales. Puesto que, el sellado del ancla es el punto clave del buen comportamiento del tirante, se hace esta la operación más delicada (Ver Figura 4.13).

Los siguientes pasos corresponden a un anclaje hecho en arcillas o terrenos aluviales:

- Perforación: Como en el caso anterior se debe usar un tubo de consolidación. La perforación más adecuada es la indicada anteriormente como método "Rotary".
- Fabricación del tirante: El cable puede ser del mismo tipo que el de los tirantes anclados en las gravas y arena, o de los tirantes en la roca según el tipo de sellado del ancla.
- Sellado de la zona de ancla: Es la operación más delicada de esta técnica. El buen comportamiento del sellado de la zona de ancla depende de la presión de inyección de la lechada. Para asegurar un sellado de calidad bajo presión, diversas técnicas se usan según el material y equipo disponible, a continuación se describen algunas.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS

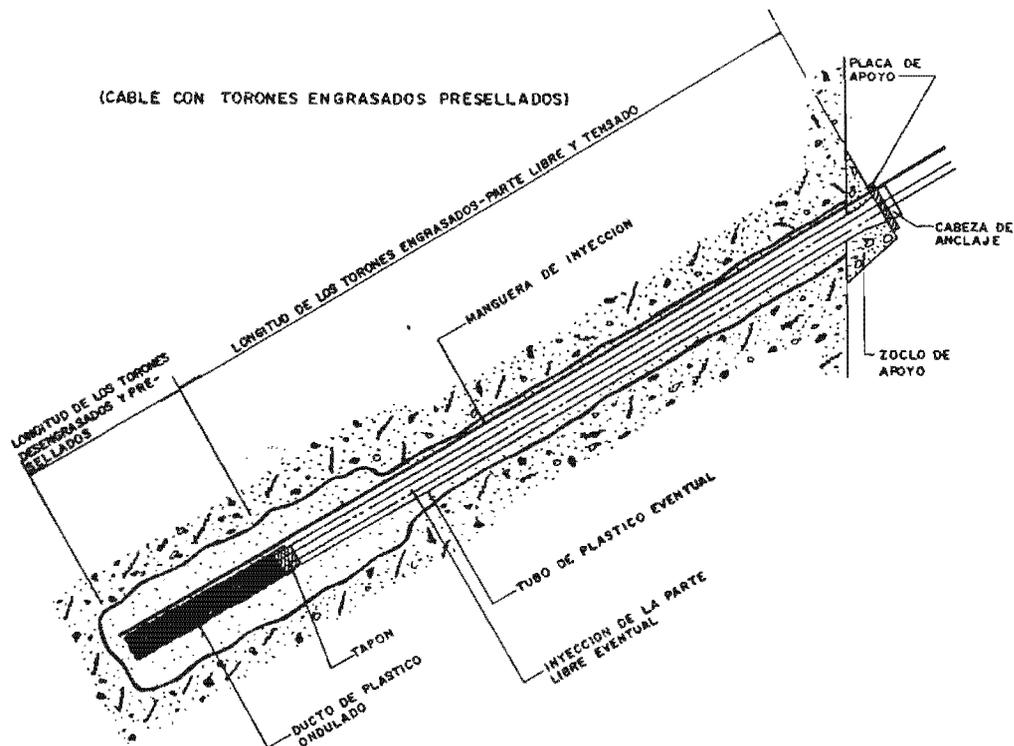


Figura 4.13 Tirante anclado en arcilla o terreno aluvial.

c.1) La primera alternativa consiste en el uso de un tubo de consolidación de la perforación con agujeros sobre toda su longitud; los agujeros son protegidos al exterior del tubo por un cilindrito de hule llamado "manchette" (Ver Figura 4.15) que actúa como una válvula. Asegura el paso de la lechada del interior del tubo hacia el exterior impidiendo el camino contrario. Cuando el tubo en su lugar se llena de lechada bajo presión, se crea alrededor del tubo una zona exterior, la cual es más importante conforme más alta es la presión. El interior del tubo es lavado cuidadosamente, posterior al sellado de la zona de ancla. Se puede entonces insertar el tirante según el método del tirante anclado ya sea en la roca o en las gravas y arenas si se necesita más protección.

c.2) La segunda alternativa consiste en el uso del siguiente tirante:

En la parte libre, el cable es protegido contra la corrosión por un tubo de PVC. En la zona de anclaje el cable es centrado y también protegido contra la corrosión al interior de un tubo metálico especial sellado al terreno. Este tubo tiene anillos que mejoran la adherencia tanto al exterior como al interior. También tiene válvulas repartidas regularmente a lo largo de su longitud. Al exterior del tubo, la separación entre la zona libre y la zona de ancla se hace con un separador inyectable, el cual se inyecta en comunicación con el interior del tubo. Este separador se compone de una malla lo suficientemente fina para dejar pasar el agua pero no los granos de cemento (Ver Figura 4.14). Al interior del tubo metálico, se sella el cable con un producto que puede ser lechada o resina.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS

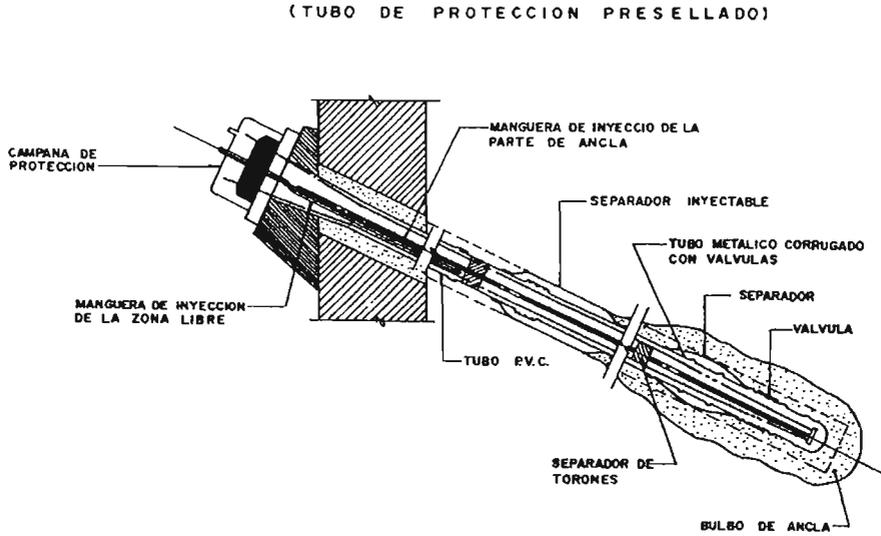


Figura 4.14 Tirante anclado en el terreno aluvial.

El conjunto de los tubos y separador pero sin el cable, es insertado en el agujero de la perforación ya lleno de lechada. Se baja un obturador doble y se coloca al nivel del separador inyectable. Se inyecta despacio con lechada inflando la malla asegurando así la separación de la parte libre con la parte de ancla.

El obturador doble se coloca después enfrente de cada válvula y se inyecta así progresivamente la zona de ancla. Y se repite esta operación unas horas después hasta alcanzar una presión satisfactoria.

El tubo sellado se puede llenar de un volumen calculado del producto de sello (lechada o resina) e insertar el cable habilitado que lleva con él una manguera para la inyección de la parte libre (Ver Figura 4.15).

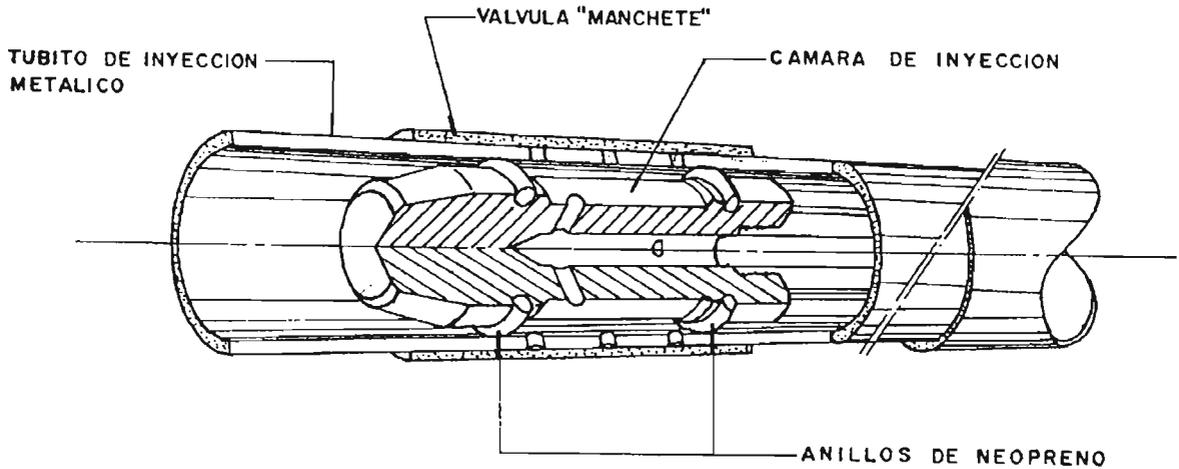


Figura 4.15 Obturador doble para inyección.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS

c.3) La tercera alternativa consiste en el uso del siguiente tirante:

En la parte libre el cable está protegido por un tubo de polietileno. En la zona de ancla el cable está centrado y protegido al interior por un ducto ondulado de polipropileno con agujeros y válvulas.

Como en el caso anterior la separación zona libre y zona de ancla, se hace al exterior con el mismo separador inyectable y al interior con un tapón de resina. Dos mangueras, una hasta el fondo del tirante, y otra poco antes del tapón de resina, sirven para la inyección de la zona de ancla y la zona libre respectivamente (Ver Figura 4.16).

El conjunto puede hacerse en planta: primero se llena de lechada la perforación, se inserta el conjunto y se inyecta de lechada la zona de ancla. Las válvulas tienen una presión de abertura superior a la presión por gravedad de la lechada. La primera que se abre es la del separador inyectable, y las otras siguen abriéndose según se aumenta la presión dejando pasar la lechada al exterior del tubo y sellando poco a poco el tubo al terreno. La presión final de inyección se limita a 15.3 Kg/cm^2 (1.5 MPa), para este tipo de tirante, que es normalmente suficiente para terrenos poco deformables.

(SELLADO SIMULTANEO DEL TIRANTE Y DEL TUBO DE PROTECCION)

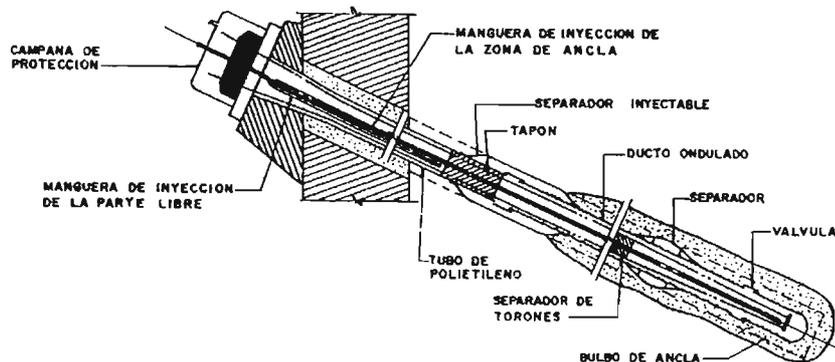


Figura 4.16 Tirante anclado en terreno poco deformable.

c.4) La cuarta alternativa consiste en el uso de un tirante preprotegido (como en el caso de los tirantes anclados en gravas y arena de la Figura 4.11) y un tubito metálico de diámetro del orden de 30 mm perforado de agujeros protegidos de válvulas de hule con un obturador doble (Fig.4.15) que tiene el papel de inyector. El conjunto es insertado en el agujero de la perforación llenado de lechada por gravedad. Por el tubito y mediante el uso del inyector se inyecta a presión muy alta de hasta 153 Kg/cm^2 (150 bars) la lechada, rompiendo la lechada que se llenó por gravedad, que se rompe bajo la presión de esta inyección. Esta última técnica permite poder reinyectar en cualquier momento aún después del tensado.

NOTA: Las dos primeras técnicas en terrenos aluviales (c.1 y c.2) se caracterizan respecto a los dos siguientes por el hecho que se sella el tubo de protección al terreno de una forma distinta. La elección de uno de los 4 tipos depende del grado de protección que se requiere, según el tipo de terreno, según el material y equipo disponibles.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS

4.2.4 TIPOS DE ANCLAJE SEGÚN SU INYECCIÓN

En términos generales los tipos de inyección que presentan los anclajes en los diferentes estratos son muy variados; los siguientes tipos de inyección mostrados en la figura 4.17 están en función principalmente por la presión de inyección y el tipo de terreno en el cual se colocan.

Las anclas de flecha recta fueron las primeras que se desarrollaron (Ver Figura 4.17-a) y pueden ser usadas tanto en suelo cohesivos como friccionantes, ya que dependen de la adhesión a lo largo del frote para desarrollar la fuerza estabilizadora. Las anclas con perforación abocardada se aplican básicamente a suelo cohesivos, donde los conos de ensanchamiento incrementan el diámetro efectivo del ancla y se logra una capacidad adicional por punta (Ver Figura 4.17-d).

Por su parte, las anclas de desplazamientos se forman al retacar con grava la longitud del ancla, instalar el tirante estructural e inyectar con mortero de alta resistencia (la inyección puede ser a baja presión Figura 4.17-b, o a alta presión Figura 4.17-c). Los sistemas mecánicos de anclaje corresponden a varios diseños patentados y generalmente involucran la inserción y subsecuente expansión de una placa metálica en el extremo interior del ancla [Ref. 15].

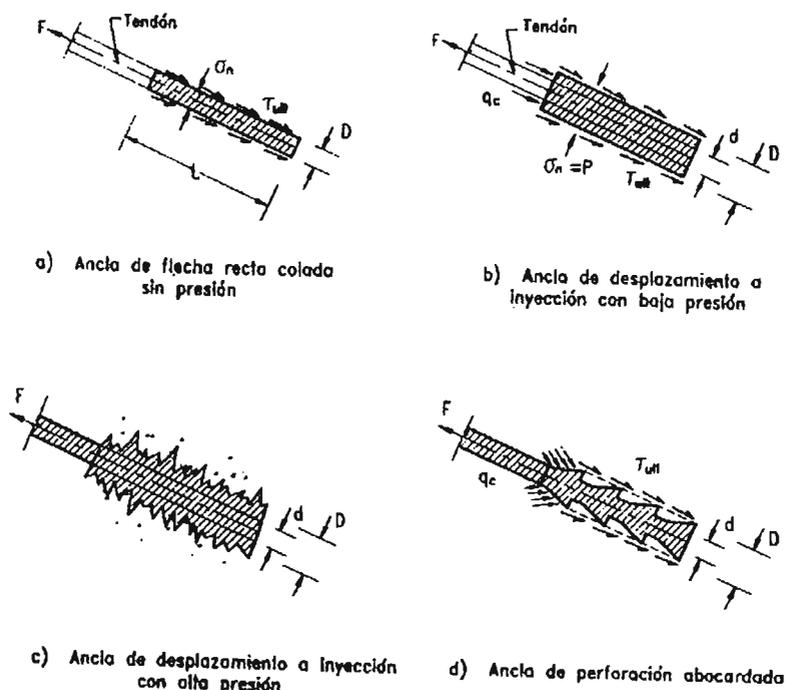


Figura 4.17 Diversos tipos de anclas según la inyección.

4.2.5 QUE ANCLA ELEGIR

Al analizar la estabilidad contra deslizamiento de alguna estructura de contención; para la cual resulta un factor de seguridad contra deslizamiento no satisfactorio (menor o igual a 1), es necesario emplear algún procedimiento constructivo que logre incrementar ese factor de seguridad. En el caso de los anclajes es común que el proyectista se haga la misma pregunta de que tipo de ancla en particular debe emplear, ya que esta debe de tomar en cuenta varios aspectos; a continuación se presentan los más importantes:

La naturaleza del terreno de la zona de anclaje, la resistencia a la extracción del bulbo que ofrece el suelo, su estructura granulométrica y su agresividad, lo cual permite definir el tipo, capacidad y número de anclas que correspondan mejor al esfuerzo global necesario. La tabla (4.3) adjunta permite a partir de las informaciones de que se dispone generalmente al principio del estudio, orientar la elección hacia una solución viable correspondiendo al mejor compromiso entre los factores técnicos y económicos.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS

Los siguientes dos ejemplos se basan en el empleo de la Tabla 4.3 de entradas múltiples, la cual es una herramienta para realizar estimaciones de manera rápida.

a) EJEMPLO NÚMERO 1

- Carga total que movilizar: 1,427 T (14,000 KN).
- Terreno de anclaje: granito
- Agresividad del medio ambiente: sitio con atmósfera agresiva.
- Duración: anclas permanentes.
- Obra a estabilizar: presa, estribo de puente, etc.

Este tipo de obra y las buenas características del suelo orientan hacia **unidades de fuerte capacidad**, como por ejemplo: 4 anclas de 357 T (3,500 KN) de tensión de servicio.

Introduciendo este valor en la tabla se obtiene:

- En la Tabla 4.3 (parte izquierda), por intersección con la oblicua $T_a = 0.60 T_g$ (tirantes permanentes).
- Dos unidades de anclaje posibles: **37 K13** (37 torones de 13 mm) o **27 K15** (27 torones de 15 mm).
- Un diámetro de barreno de 200 mm (para doble protección simple DPS).
- En la Tabla 4.3 (parte derecha), por la naturaleza de la zona de anclaje (roca, ambiente agresivo: zona central derecha).
- La definición del tipo de protección: DPS (área de uso extensa).
- La longitud del bulbo: de 4 a 12 m.

b) EJEMPLO NÚMERO 2

- Carga total que movilizar: 1,376 T (13,500 KN).
- Terreno de anclaje: margas.
- Agresividad del medio ambiente: suelo con aguas sulfatadas (muy agresivo).
- Duración: tirantes permanentes.
- Obra a estabilizar: muro de contención:

La naturaleza del terreno y el tipo de obra nos conducen a elegir **unidades de mediana capacidad**, como por ejemplo: 15 anclas de 92 T (900 KN) de tensión de servicio. Siguiendo el procedimiento del ejemplo anterior se obtiene:

- En la Tabla 4.3 (parte izquierda), por intersección con la oblicua $T_a = 0.60 T_g$ (tirantes permanentes).
- Dos unidades posibles de anclaje: **10 K13** (10 torones de 13mm) o **7K15** (7 torones de 15 mm).
- Diámetro de barreno 127 mm (para doble protección reinyectable DPR).
- En la Tabla 4.3 (parte derecha), por la naturaleza de la zona de anclaje (suelo blando, ambiente muy agresivo, zona derecha).
- La definición del tipo de protección: DPR (área de uso recomendado).
- Longitud del bulbo: de 4 a 14 m.

SIMBOLOGIA



diám. de perforación DPS



diám. de perforación SPR-DPR



área de uso recomendado



área de uso extensa



área no aconsejada sin estudio preliminar

T_a = Carga máxima admisible.

T_g = Corresponde a la carga que representa el límite elástico considerando el 0.1% de la deformación de la grafica esfuerzo-deformación para barras o cables de alta resistencia.

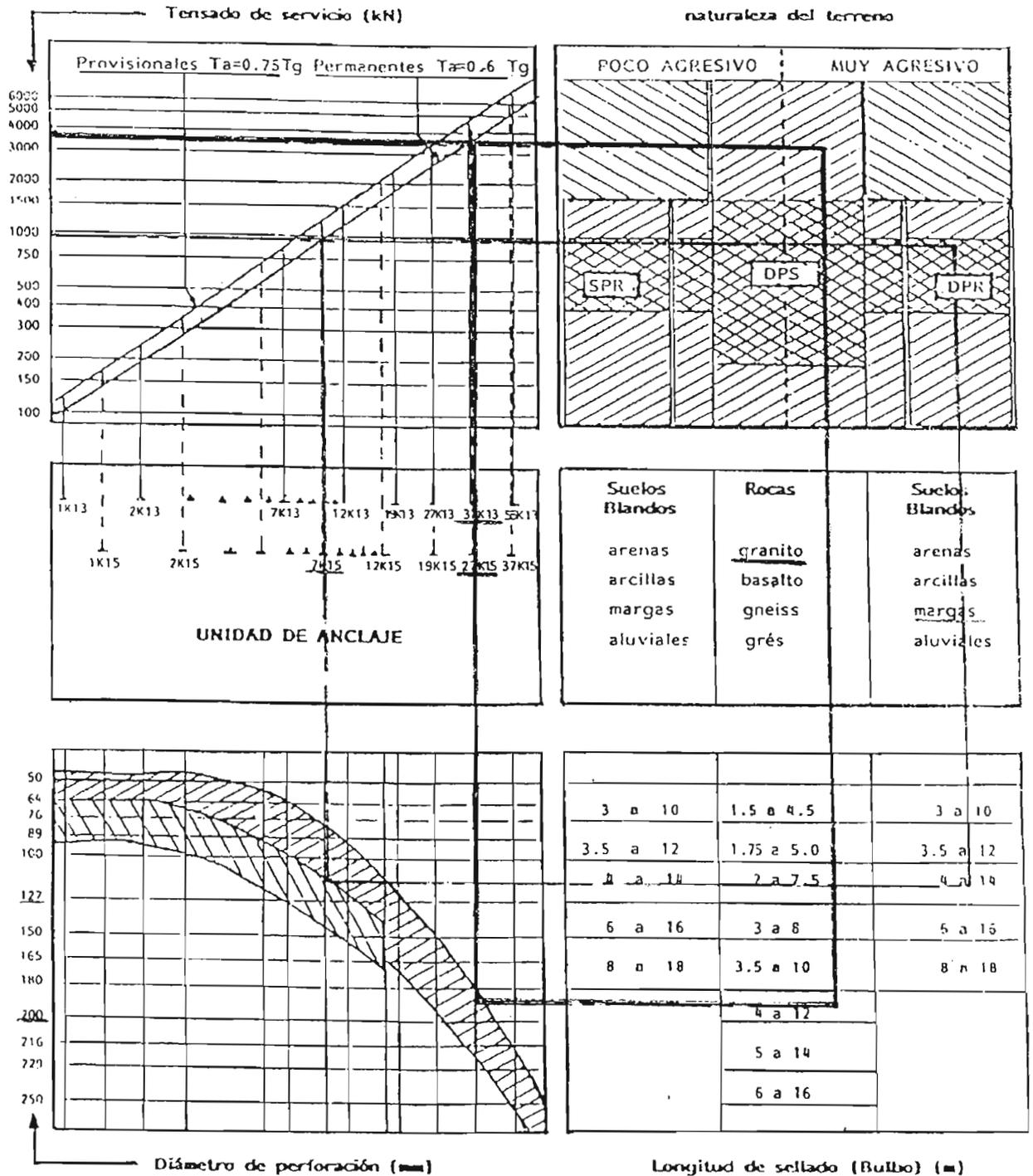
SPR = Simple protección reinyectable (Ver Figura 4.20).

DPS = Doble protección simple (Ver Figura 4.21).

DPR = Doble protección reinyectable (Ver Figura 4.22).

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS

Tabla 4.3 Tablas múltiples para diseño de anclajes.



ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS

4.3 PROCEDIMIENTO DE UN ANCLAJE GENERAL

La técnica del pretensado en los tirantes de anclaje en el suelo ha sido una de las primeras. La realización de un programa de anclaje incluye varios aspectos, los cuales pueden variar y dentro de los cuales tenemos los siguientes (Ver Tabla 4.4).

Tabla 4.4 Principales pasos a seguir en un programa de anclaje.

1. Estudio de ingeniería	a) Estudio del suelo b) Definición y diseño de los tirantes
2. Tirantes de prueba	a) Ejecución de las pruebas
3. Perforación	a) Elección del método del barreno b) Ejecución de los barrenos
4. Suministro, habilitación y colocación de tirantes	a) Suministro de los materiales que constituyen el tirante b) Ejecución completa del tirante c) Tensado
5. Asistencia técnica	a) Seguimiento en el avance de la obra. b) Controles de ejecución c) Controles periódicos de las tensiones

Se puede requerir la utilización de anclajes pretensados como apoyo temporal o pueden diseñarse como parte permanente de la estructura. El uso de anclas metálicas en suelos ácidos se ha determinado que tiene problemas a largo plazo. Adicionalmente, debe tenerse en cuenta que la colocación de las anclas pueden afectar las estructuras de servicios cercanas y los derechos legales de los vecinos cuyas estructuras o tierra pueda ser afectada.

Las longitudes de las anclas varían entre 10 y 80 metros con bulbos inyectados de longitudes entre 3 y 25 metros con vigas de concreto reforzado en la superficie y separados cada cuatro metros. Las cargas por anclaje generalmente varían entre 10 y 130 toneladas. El diámetro de perforación varía generalmente entre los 75 y 150 mm.

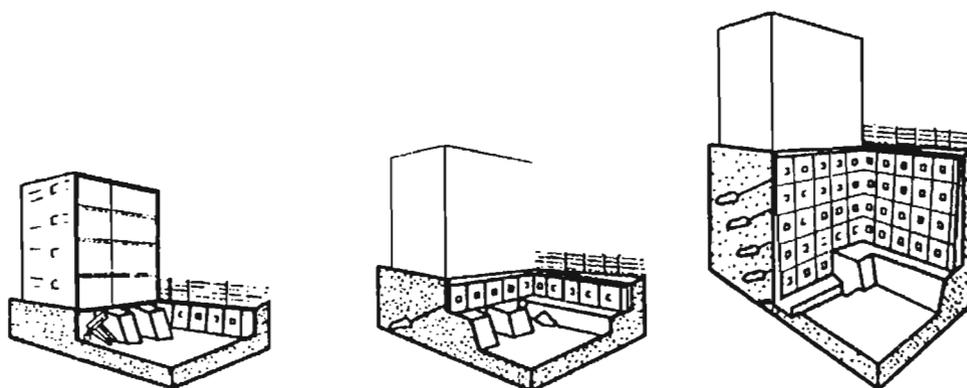


Figura 4.18 Procedimiento de construcción de un sótano con pantalla anclada.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS

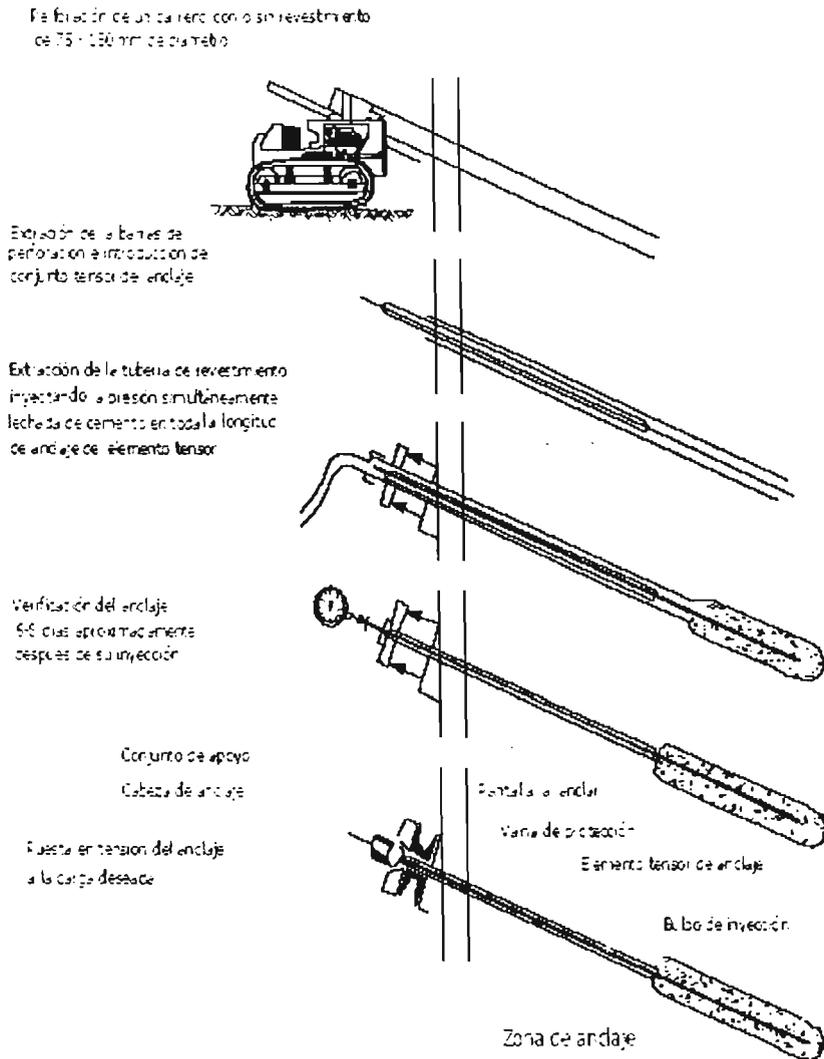


Figura 4.19 Diferentes etapas en la instalación de un anclaje general.

El procedimiento de un anclaje general comprende los siguientes pasos:

4.3.1 PERFORACIÓN

La perforación debe realizarse de tal forma que se garantice una superficie rugosa entre el suelo y el cementante a todo lo largo del bulbo. Es importante asegurar que no haya colapso de las paredes de la excavación para garantizar que la adherencia del cementante se haga con el suelo natural intacto.

La perforación debe efectuarse con un correcto alineamiento y ángulo de inclinación, según el diseño, la desviación de la línea recta no debe exceder 20 mm en 3 metros de longitud. Se extrae la barra de perforación y se limpia el hueco, utilizando agua a presión. Se coloca el ancla en el hueco y se inyecta el mortero a presión hasta la zona de bulbo o selle, si se produce una pérdida considerable de inyección, es necesario reducir la presión de inyección. El anclaje debe colocarse lo más rápidamente posible después de terminada la perforación y en ningún caso la demora debe ser superior a 24 horas.

El diámetro del hueco de perforación generalmente es determinado por el tipo de equipo de perforación disponible; pero el diámetro debe ser de tal tamaño que permita la inserción del ancla sin necesidad de forzarla. Un hueco de gran tamaño no mejora el diseño y puede resultar en costos innecesarios de perforación.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS

Una guía para la relación entre el diámetro del hueco (d_h) y el diámetro del ancla (d_a) es la siguiente:

$$0.4 \leq \frac{d_a}{d_h} \leq 0.6$$

Generalmente la resistencia en el contacto ancla-lechada es muy alta, pero el diseño se realiza sobre la base del contacto lechada-estrato resistente donde se fija el bulbo.

4.3.2 INYECCIÓN

Comúnmente el ancla es fijada utilizando cemento ordinario y agua. La mezcla consiste generalmente, de cemento sin contracción y agua en una relación agua-cemento que varía de 0.4 a 0.45. Esta relación produce una lechada que puede ser bombeada por el orificio de inyección del ancla y al mismo tiempo producir una alta resistencia, con una pérdida mínima de agua de la mezcla. Se pueden agregar productos químicos especiales para reducir la contracción y pérdida de agua por exudación.

No se debe utilizar cemento con altos contenidos de alúmina. No se recomienda la utilización de arena mezclada con el cemento. Las cantidades de sulfatos, cloruros y nitratos de la mezcla no deben exceder los porcentajes de 4%, 0.1% y 0.1% respectivamente.

La expansión libre de la mezcla a temperatura ambiente no debe exceder del 10%. La resistencia de la mezcla a los 7 días no debe ser menor a 255 Kg/cm² (25 MPa). La preparación de la mezcla de inyección debe realizarse utilizando una mezcladora que le de una consistencia uniforme en un tiempo menor de 5 minutos. Después de mezclado, la mezcla preparada debe ser continuamente agitada. Previamente al proceso de inyección se debe pasar la mezcla por un tamiz nominal de 1.2 mm. El tiempo máximo permitido entre la adición de cemento a la mezcla y la inyección es de 30 minutos.

Ya que la inyección debe realizarse lo más rápidamente posible después de colocado el anclaje dentro de la perforación. El procedimiento de inyección debe garantizar que no quede aire o agua dentro de la zona inyectada. La inyección debe realizarse en forma lenta y permanente y debe continuar hasta la terminación del trabajo que es en el momento en el cual ha salido mezcla continua por el tubo de salida durante por lo menos 1 minuto.

4.3.3 BULBO DE ANCLAJE

El bulbo es la longitud del ancla que es cementada para transmitir la carga de tensión al suelo. Generalmente, estos bulbos son de longitudes no menores a 3 metros. La distribución de esfuerzo a lo largo de la longitud cementada no es uniforme; sino que presenta una máxima concentración de esfuerzos en la punta exterior del anclaje. Sin embargo, para diseño se asume que los esfuerzos son uniformemente distribuidos a lo largo del ancla.

El esfuerzo cortante en el anclaje puede ser calculado por la expresión:

$$\tau_a = \frac{T}{\pi d_h I_b}$$

Donde:

T = Fuerza de tensión de diseño.

d_h = Diámetro del hueco.

τ_a = Esfuerzo de cortante permitido en el anclaje.

I_b = Longitud cementada (bulbo).

En la cual se debe de cumplir $\tau_s > \tau_a$, en donde τ_s es el esfuerzo cortante permitido por el terreno en donde se coloca el anclaje; en la Tabla 4.5 se muestran algunos valores de τ_s para anclajes colocados en diferentes rocas y suelos.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS

En la Tabla 4.5 Algunos valores del esfuerzo de cortante permitido para anclajes.

Tipo de roca	Resistencia al cortante para diseño de anclajes (τ_s , MPa)
Dura	1.05 – 1.40
Media	0.70 – 1.05
Débil	0.35 – 0.70
Granito, Basalto	0.55 – 1.0
Caliza dura	0.45 – 0.70
Caliza blanda	0.35 – 0.50
Lutitas duras, pizarras	0.30 – 0.45
Lutitas débiles	0.05 – 0.30
Arenisca	0.30 – 0.60
Rocas fisuradas	0.05 – 0.07
Concreto	0.45 – 0.90
Gravas y arenas gruesas	0.7 – 1.00
Arenas medias y finas	0.3 – 0.6
Arcillas con resistencia a la compresión simple:	
≥ 0.4 MPa	> 0.80
0.10 – 0.40 MPa	0.40 – 0.80
0.05 – 0.10 MPa	0.25 – 0.40

4.3.4 TENSADO

El tensado del ancla no debe realizarse hasta que se haya obtenido una resistencia mínima de 255 Kg/cm² (25 MPa) en la mezcla. El gato o equipo de tensado debe tener una capacidad de por lo menos 1.8 veces la carga de diseño. La tensión máxima a la que se coloca un ancla debe ser menor del 80% de la carga de falla nominal última. Cuando se tensiona un anclaje es importante checar que se aplique la carga secuencialmente hasta una carga máxima del 150% de la carga de diseño, midiendo la deflexión de la cabeza del anclaje, a medida que es tensionado. El método común de tensado es utilizando un gato hidráulico con un hueco cilíndrico central que permite aplicar la carga en forma precisa y axial.

Existen diversos dispositivos para el control de la evolución del tensado con el tiempo, a continuación se mencionan algunos de los más recurridos (Ver Figura 4.5).

1. **Medidor TENSIO MAG:** En el caso de anclajes permanentes (generalmente para periodos de mas de 18 meses), es necesario estar checando la carga de tensión aplicada a los anclajes continuamente. Este medidor permite en todo momento medir el esfuerzo total en la armadura del ancla. Se localiza en la parte posterior del anclaje en la estructura y mide la fuerza real movilizada por el ancla.
2. **Gato anular de medición:** Es un aparato de medición desmontable pudiendo ser recalibrado en el laboratorio, se utiliza generalmente en conjunto con un anclaje que permita un retorno a la carga inicial.
3. **Medidor de carga hidráulica:** Es un gato plano anular. Colocado en conjunto con en el dispositivo de anclaje, este permite medir el esfuerzo por simple interpretación de la presión. El manómetro puede ser graduado directamente en KN o TON.

En un anclaje deben tenerse en cuenta varias condiciones de falla al momento de aplicar la carga (tensión); algunas de las fallas presentadas son las siguientes:

- a) Falla del toron o varilla. El esfuerzo de diseño para el acero debe limitarse al 50% del esfuerzo último.
- b) Falla de la unión entre el refuerzo y el cementante (zona de bulbo). La capacidad de la unión entre el acero y la mezcla cementante depende del número y longitud de anclaje de los torones o varillas.
- c) Falla de la unión cementante-roca o cementante-suelo.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS

4.4 PROTECCIÓN DE LAS ANCLAS

Cuando las anclas se colocan de forma permanente o en ambientes que fomenten la corrosión, deben protegerse, principalmente la barra y la cabeza de anclaje contra la corrosión. El grado y forma de protección depende del tiempo de instalación, riesgo de corrosión y exigencias impuestas a las anclas.

En las anclas bloqueadas en su tramo libre, el acceso a la cabeza de anclaje es complicado, la cual en este caso puede colarse con concreto o concreto lanzado. En el caso de anclajes con holgura libre para instalación permanente puede ser necesario el acceso interior a la cabeza de anclaje con objeto de una revisión o incluso un ajuste del pretensado. A este procedimiento se encuentran disponibles cubiertas de plástico (como seguros contra la suciedad y agua), que se rellenan con masa protectora contra la corrosión.

4.4.1 PROTECCIÓN SENCILLA CONTRA LA CORROSIÓN

- a) Con mortero de cemento: Un método económico de protección contra la corrosión consiste en la inyección del elemento de tracción en mortero. En este caso el ancla es bloqueada por la unión entre el mortero con la barra y la pared de la perforación. Para evitar ampliamente la formación de grietas en el mortero fraguado, se elimina de antemano la carga del perno por el pretensado. Generalmente el mortero se inyecta a través de un tubo dispuesto sobre la barra de anclaje tras la colocación del ancla y antes del montaje de la placa de anclaje. La consistencia del mortero elegida garantiza su permanencia incluso en perforaciones con inclinación hacia arriba. El ancla es pretensada antes del fraguado del mortero.
- b) Con mortero de resina sintética: En el caso de anclajes pegados mediante resina sintética el tramo libre puede ser relleno también con cartuchos adhesivos de resina sintética de larga duración. El ancla puede ser pretensada durante el periodo de tiempo entre el fraguado de estos cartuchos y los de la zona de anclaje.
- c) Con tubo flexible retráctil: En anclajes adhesivos para resina sintética resulta posible también la disposición de un tubo retráctil fuera de la longitud de anclaje. De esta forma este tipo puede ser utilizado también como anclaje de holgura libre.

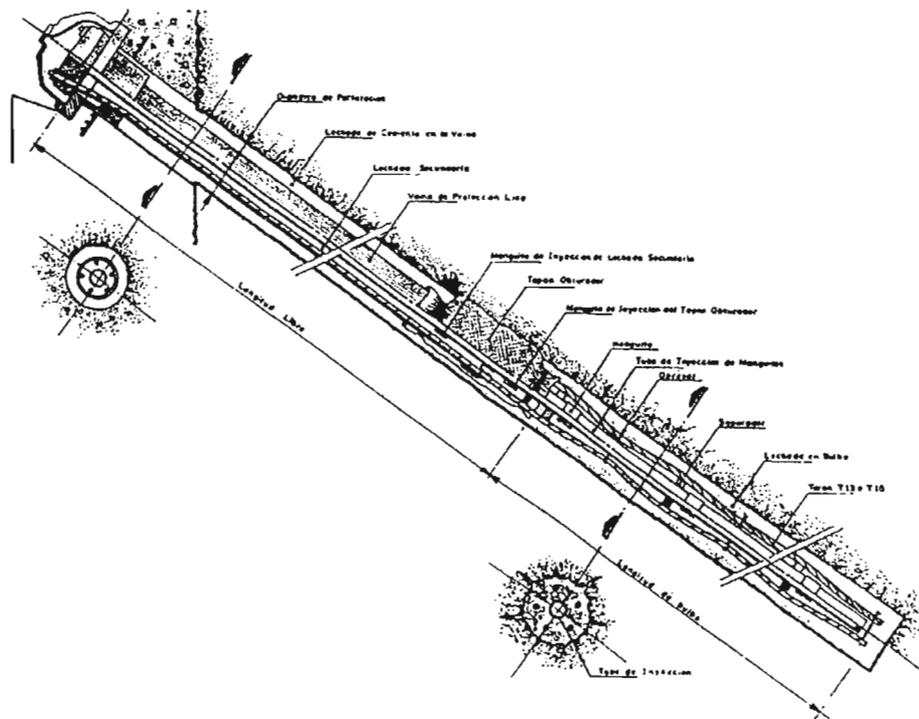


Figura 4.20 Tirante SPR (simple protección reinyectable).

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS

4.4.2 DOBLE PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN

Consiste en un revestimiento de la barra de anclaje mediante un tubo corrugado de plástico con mortero de cemento inyectado aplicado en fábrica. El tubo de plástico técnicamente hermético a la difusión del vapor de agua y el mortero de cemento pasivador de la superficie de la barra se complementan en un sistema de doble protección contra la corrosión. Se utiliza preferentemente en aceros con una resistencia elevada y anclajes con longitud de dilatación libre. Como consecuencia del tramo de dilatación libre permanente las grietas mayores que pueden producirse con anterioridad no dan lugar a sobredilataciones localmente limitadas del acero (Ver Figura 4.21 y 4.22).

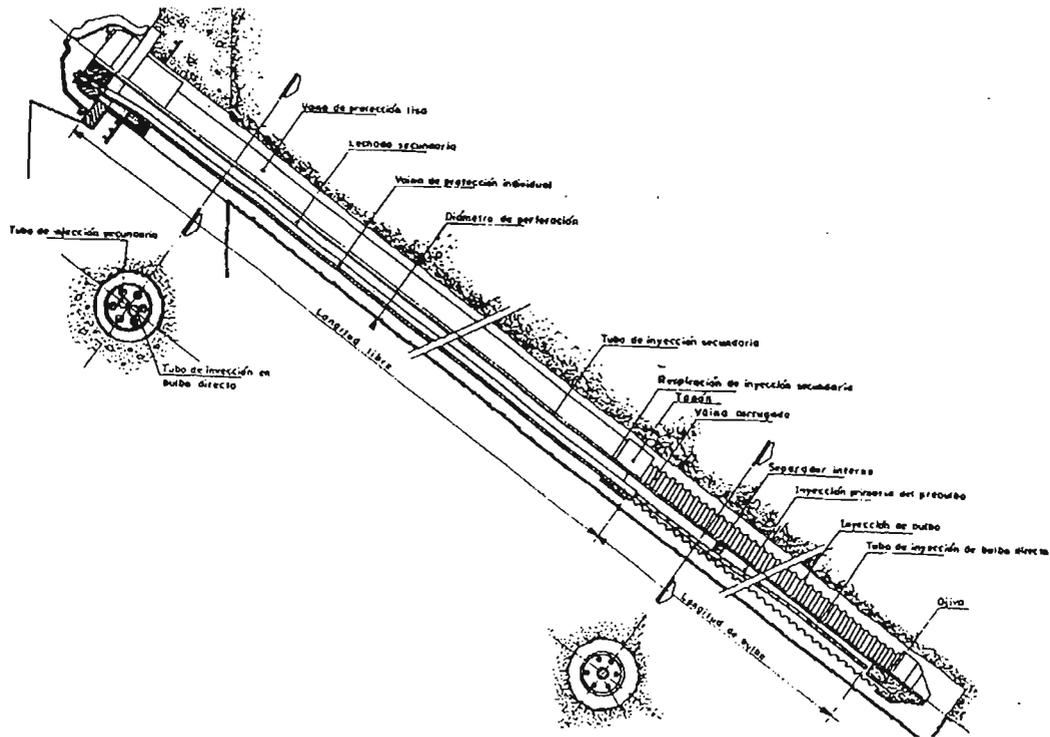


Figura 4.21 Tirante DPS (doble protección simple).

La protección contra la corrosión es muy importante para garantizar la larga vida de los anclajes. Especialmente en los siguientes casos:

- Suelos y rocas que contienen cloruros.
- Cambios estacionales del pH del agua.
- Ambientes marinos.
- Arcillas saturadas con alto contenido de sulfatos.
- Exposición a corrientes eléctricas que generan acción galvánica.
- Paso a través de suelos de características químicas diferentes.

La descripción corrosiva del ambiente puede cuantificarse en términos de pH y resistividad del sitio. En suelos ácidos con pH menor de 4, la corrosión es muy alta y en suelos básicos con pH mayor de 7, también se produce corrosión. Así mismo los suelos orgánicos son más corrosivos que las arcillas y las arcillas más que las arenas y gravas.

Los métodos de protección contra la corrosión incluyen: el galvanizado, aplicación de cubiertas epóxicas, encapsulación del acero y el cemento. El cemento tiene la ventaja de que genera un ambiente con pH alto que protege el acero formando una capa de óxido hidrogenoso.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS

Existen tres clases de protección dependiendo del medio ambiente y de la permanencia del ancla (Tabla 4.6).

Tabla 4.6 Protección de las anclas contra la corrosión.

	PERMANENCIA DE LA ANCLA		
	MENOS DE 9 MESES	9 A 18 MESES	MAS DE 18 MESES
AMBIENTE NO AGRESIVO	P0	P1	P2
AMBIENTE POCO AGRESIVO	P1	P2	P2
AMBIENTE MUY AGRESIVO	P2	P2	P2

P0

- La parte anclada al terreno puede ser anclada sin previa protección.
- La parte libre puede quedarse sin protección o ligeramente engrasada.

P1

- La parte anclada puede ser anclada directamente al terreno, la lechada constituye una simple protección suficiente.
- La parte libre debe de ser protegida por una inyección secundaria o cables ligeramente engrasados dentro de un ducto de protección.

P2

- La parte anclada esta aislada 100% del terreno por un poliducto de polietileno corrugado.
- La parte libre esta aislada del terreno por un poliducto de polietileno liso y relleno de un producto de protección flexible o rígido según sea el caso.

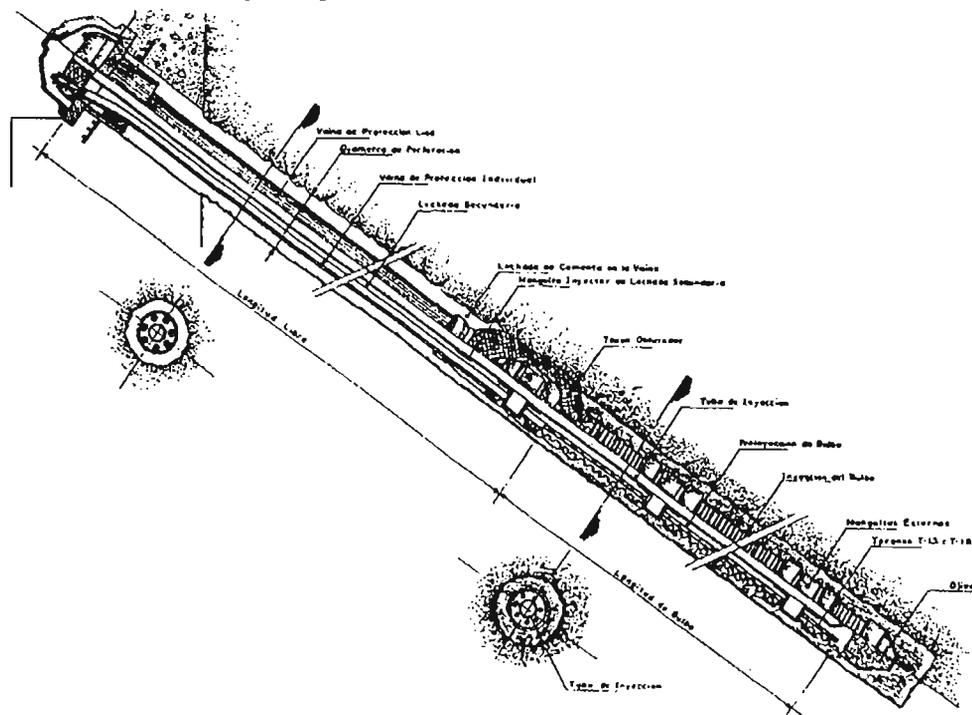


Figura 4.22 Tirante DPR (doble protección reinyectable).

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS

4.4.3 RECOMENDACIONES DEL POST-TENSIONING INSTITUTE (PTI)

En estas no existe una separación estricta entre los anclajes en roca, resina y suelo, ya que la mayoría de los criterios se aplican a todos los tipos de anclaje de la misma manera.

4.4.3.1 MECANISMOS DE CORROSIÓN

Es uno de los aspectos más importantes en el diseño de un anclaje. Existen diversos tipos de mecanismos de corrosión como; la corrosión galvánica, o sea corrosión superficial, corrosión de picaduras, corrosión de baja tensión y la fragilidad por hidrógeno.

Para que la corrosión galvánica pueda ocurrir, se requiere la presencia de una diferencia en el potencial eléctrico, un electrolito y oxígeno. Muy frecuentemente la superficie del acero sin protección tiene manchas de oxidación, agua o barro y por estas diferencias en la condición de dicha superficie se forman ánodos y cátodos. La resistencia eléctrica del electrolito (líquidos o humedad) determina la velocidad de la corrosión.

Los óxidos son necesarios para completar el circuito de la oxidación metálica. Ellos reaccionan con las cargas negativas en el cátodo y con las moléculas de agua para formar los iones (OH)⁻. Los ferrohídroxidos son el paso intermedio para la formación de óxidos de hierro bivalentes y trivalentes. Con la existencia de áreas con contenido alto y bajo de oxígeno se forman pilas de aeración aumentando la velocidad de la corrosión dramáticamente (Fig.4.23).

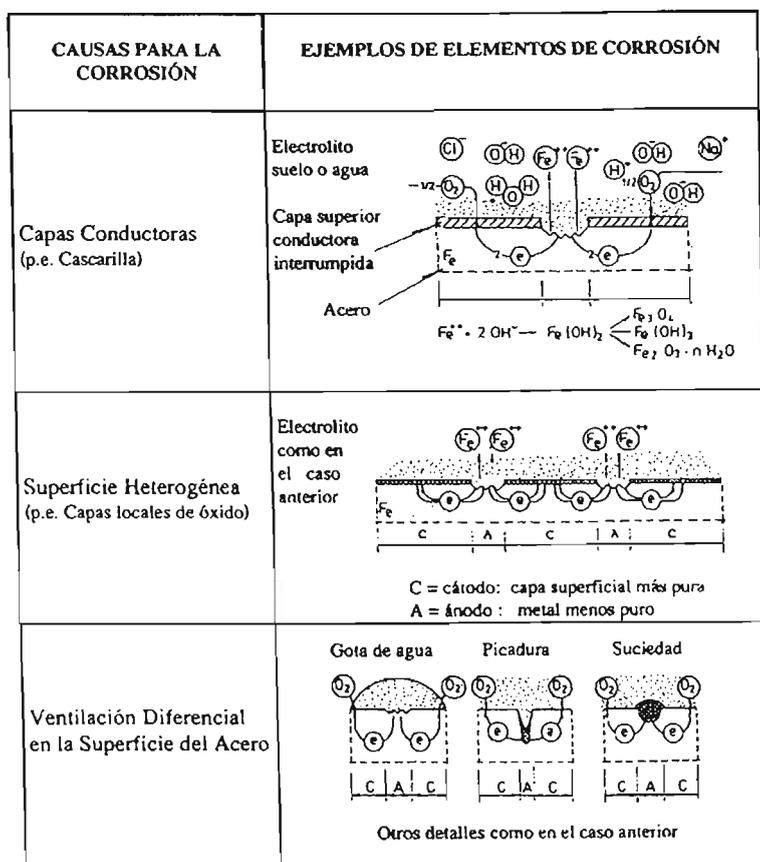


Figura 4.23 Mecanismos de corrosión en el acero.

La corrosión es un proceso electro-químico y por ello el valor de la diferencia en el potencial eléctrico y el valor pH del ambiente decide si la corrosión es posible y con que rapidez progresa. El diagrama de Pourbaix (ver Fig.4.24) muestra que los aceros con un potencial contra un electrodo de cobre de menos de (-0.85) Volts no son capaces de soltar iones de hierro. La protección catódica está basada en éste principio.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS

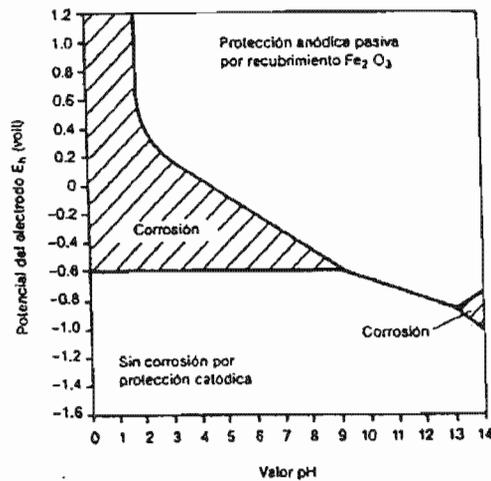


Figura 4.24 Diagrama de Pourbaix.

Un ambiente alcalino es otra manera de proteger el acero. Entre los valores pH de 9 a 13, la corrosión no es posible (Ver Figura 4.24). El hidróxido de calcio $\text{Ca}(\text{OH})$ en el concreto o en la lechada de cemento apasiva la superficie del acero, y es la razón por la cual las varillas dentro del concreto no corroen. Solamente cuando el ambiente alcalino está destruido por carbonización o por saturación con cloruros o por fisuras, entonces comienza la corrosión. Si no existe un ambiente alcalino y el potencial esta por encima de (-0.85) Volts mencionado anteriormente, la superficie del acero se debe proteger con una capa impermeable que no permita el contacto con electrolitos u oxígeno. Cuando esto sucede y la corrosión se puede presentar, es necesario tomar en cuenta soluciones tales como el recubrimiento con epoxy, pintura, grasa o cera.

La fragilidad por hidrogeno del acero ocurre cuando hidrogeno atómico penetra la estructura molecular del acero y se convierte allí en hidrogeno molecular. Se piensa que el mayor volumen de las moléculas de hidrogeno no solamente reduce la ductilidad del acero, sino también tiene un efecto activo en el fondo de una fisura. Como el hidrogeno atómico nace en el cátodo, se habla también de corrosión catódica. Ello ocurre donde hay falta de oxígeno (debajo de productos de corrosión o en suelos sin oxígeno) y así no puede combinarse el hidrogeno, o también en presencia de ciertos elemento químicos (sulfuros, cianidos, etc.) junto con agua de un valor pH neutro o un poco ácido.

4.4.3.2 AGRESIVIDAD DEL SUELO

La agresividad del suelo es un factor importantísimo para evaluar la protección necesaria contra la corrosión. La agresividad de un suelo (o roca) depende de:

- Resistividad del suelo; la cual es la capacidad del suelo para oponerse al flujo de una corriente eléctrica.
- Valor del pH del suelo.
- Composición química del agua y del suelo.
- Permeabilidad del suelo para agua y aire.
- Factores externos electro-químicos y físicos.

Los suelos agresivos son definidos por un valor de pH menor a 4.5, o una resistividad de menos de 2,000 ohm-cm (Ver Tabla 4.7), o por la presencia de sulfuros u otros elementos químicos corrosivos, o por corrientes eléctricas de dispersión. Las recomendaciones del PTI especifican los ensayos adecuados para determinar cuantitativamente la agresividad de un suelo. El diagrama de la Figura 4.25 presenta una clasificación general de la agresividad de suelos.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS

Tabla 4.7 Valores de resistividad del suelo.

Corrosividad del Suelo	Resistividad (ohm-cm)
Muy corrosivo	< 700
Corrosivo	700 – 2.000
Moderadamente corrosivo	2.000 – 5.000
No corrosivo	> 5.000

Se debe aplicar un cuidado especial a terrenos de relleno que pueden contener sustancias agresivas, como: carbonilla, cenizas, humos, desechos de ácidos de minas o industria; y también para el caso de anclajes en agua salada y marismas (Terreno bajo y pantanoso que inunda las aguas del mar).

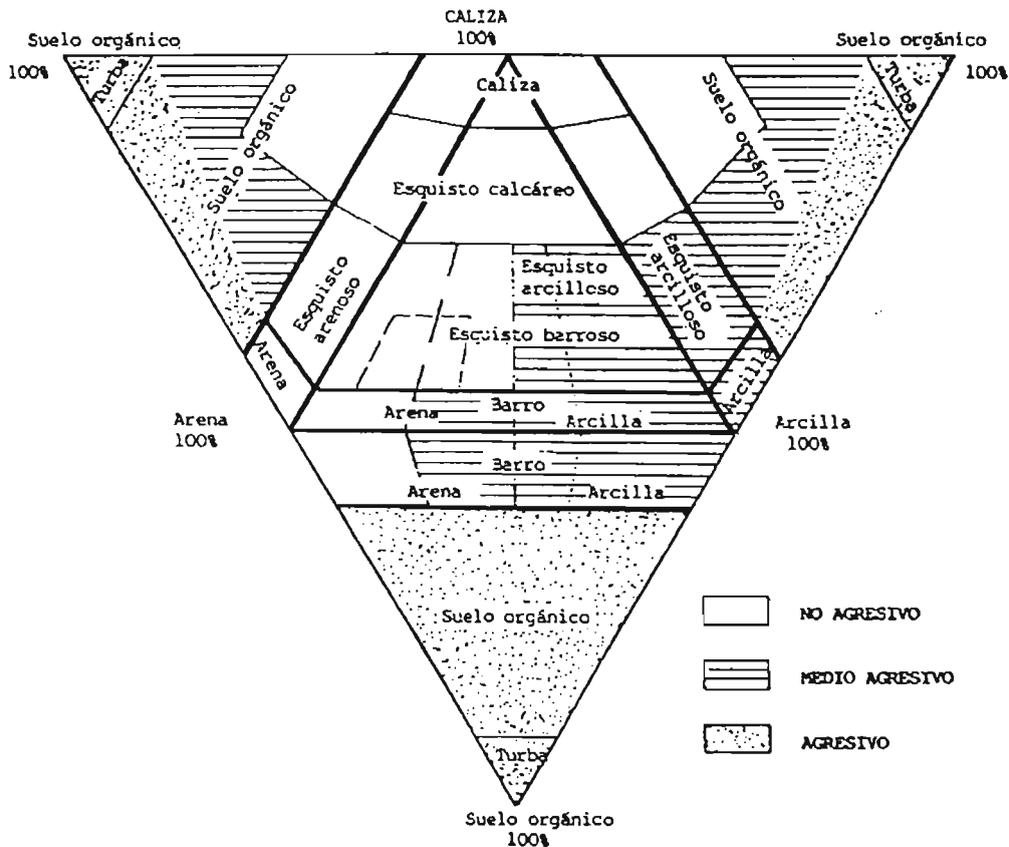


Figura 4.25 Diagrama de agresividad de suelos.

4.4.3.3 TIPOS DE PROTECCIÓN

Las medidas que se deben tomar para proteger el acero postensado tendrán como fin un anclaje seguro, y dependen de si el anclaje se considera como temporal o como permanente. La experiencia con la velocidad de la corrosión nos obliga a declarar un anclaje con una vida de más de 18 meses como permanente.

Hasta los 18 meses no hace falta una protección contra la corrosión, a no ser que el anclaje temporal se encuentre ubicado en un ambiente demasiado agresivo. En estos casos se recomienda el uso de un tubo plástico con grasa en la longitud libre. Para los anclajes permanentes, las recomendaciones del PTI ofrecen una evaluación según el diagrama de decisión que se muestra en la Fig. 4.26.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS

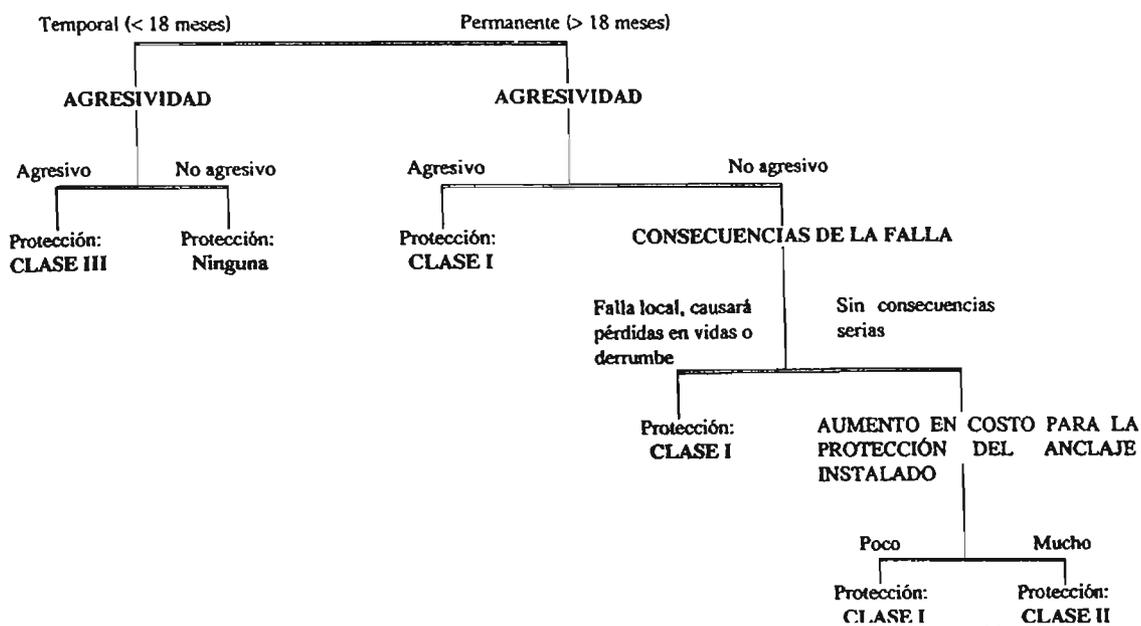


Figura 4.26 Diagrama para determinar el tipo de protección contra la corrosión.

El tipo de protección se define en la siguiente Tabla.

Tabla 4.8 Métodos de protección.

Clase	Cabeza de anclaje	Longitud libre	Longitud de anclaje
(I) Doble Protección	“trompeta” y tapa	Tubo de plástico relleno con grasa, cera o lechada de cemento.	Tubo de plástico relleno con lechada de cemento.
(II) Protección simple	“trompeta” y tapa	Tubo de plástico relleno con grasa o cera.	Lechada de cemento.
(III) Anclajes temporales en suelo agresivo.	“trompeta”	Tubo de plástico relleno con grasa o cera.	Lechada de cemento.

4.4.3.4 PROTECCIÓN EN LA CABEZA DE ANCLAJE

La cabeza de anclaje es el área que está debajo de la placa de anclaje, por lo tanto es la parte más expuesta a la atmósfera y a elementos agresivos. En esta los cambios de temperatura, rayos ultravioleta, humedad y un ambiente agresivo pueden causarle corrosión y daños mecánicos, pero su protección anticorrosiva es posible.

Como se aprecia en la Tabla 4.8, los tres tipos de anclajes requieren una “trompeta” y para anclajes permanentes una tapa es indispensable. La “trompeta” se debe fabricar con un tubo de acero de 3 mm de espesor mínimo hasta un diámetro de 100 mm y de 5 mm de espesor para diámetros mayores. La “trompeta” debe estar sellada contra la placa de anclaje y se debe rellenar con grasa o con lechada de cemento. Usando grasa, se debe colocar un sello de goma sintética entre la “trompeta” y la protección de la longitud libre del ancla. Para las “trompetas” rellenas con lechada, un traslape ajustado de por lo menos 30 cm de largo, con la protección de la longitud libre es suficiente. La lechada debe ser de tipo expansivo. La placa de anclaje se debe colocar perpendicularmente al eje del ancla con una desviación máxima de 3°

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS

4.4.3.5 LONGITUD LIBRE

La protección en la longitud libre consiste en un tubo de plástico relleno completamente con grasa o con lechada de cemento. El tubo de plástico puede ser de PE, PP o PVC, liso con un espesor de 1.5 mm, o alternativamente un tubo corrugado con un espesor de 0.75 mm, pero cubierto con otro tubo liso para evitar adherencia.

El tubo de plástico debe resistir ataques químicos de un ambiente agresivo, rayos ultravioleta, abrasión e impactos durante la instalación, y debe acomodar la elongación del ancla durante el postensado. La grasa anticorrosiva debe ser químicamente estable y no reactiva con el acero, con el tubo de plástico o con la lechada de cemento. Además, deben tener aditivos para inhibir la corrosión, desplazar y no absorber la humedad, así como propiedades autosellantes. Las ceras con estas características también son aceptables.

4.4.3.6 LONGITUD DE ANCLAJE

La protección en la zona de anclaje consiste en un tubo de plástico corrugado con las características descritas anteriormente, relleno con lechada de cemento. Los tubos rellenos con lechada antes de la instalación de anclaje deben ser capaces de resistir la presión causada por la lechada expansiva. La lechada de cemento dentro del ducto esta hecha con cemento tipo I, II o III, agua potable y aditivos que controlen la separación de agua, mejoren el flujo, reduzcan el contenido de agua y causen una expansión. Para la lechada de adherencia no se usan aditivos expansivos. Ya que la expansión ocurre en la dirección de la boca del ancla. Lo cual no ayuda a la adherencia y solamente causa una lechada débil, llena con hidrogeno, en la zona superior.

En áreas de corrientes de dispersión, por ejemplo cerca de trenes o plantas eléctricas donde se encuentran corrientes directas, la protección contra la corrosión también tiene que garantizar un aislamiento eléctrico. Esto se puede lograr con los mismos tubos de plásticos, pero con espesores mayores (entre 2 y 5 mm) y sellados por termofusión en todas las juntas. La eficacia del aislamiento se comprueba antes y después de instalar el anclaje midiendo la resistencia eléctrica entre el acero de postensado y el suelo.

4.4.3.7 CONTRÓL DE CALIDAD

El mejor diseño de protección contra la corrosión no sirve si no esta bien montado o queda dañado durante el manejo o la instalación del anclaje. Una vez instalado, el anclaje ya no es accesible para inspeccionar la eficacia de la protección.

Un sistema de control puede asegurar una calidad adecuada para garantizar la protección contra la corrosión. El control comienza en el taller, el cual es el lugar apropiado para el ensamble de anclajes donde obreros con experiencia, supervisados por un perito, pueden montar los anclajes y preinyectarlos bajo condiciones bien controladas. Las condiciones en la obra son menos favorables y necesitan un control más intenso. Antes de instalar los anclajes, deben ser inspeccionados para detectar daños por manejo o corrosión en el acero de postensado.

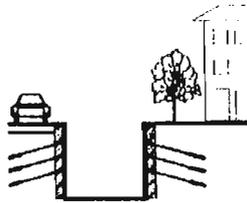
El acero con corrosión de picaduras se debe rechazar, los daños en el sistema de protección se deben reparar. Si los daños ocurren durante la instalación, no se puede continuar sin repararlos, especialmente durante la instalación de la cabeza de anclaje. Además, se debe tener cuidado de que exista un buen sellado entre “la trompeta” y el tubo de protección el la longitud libre. Un anclaje con una protección contra la corrosión bien diseñado, e instalado con mucha precaución, resultara un elemento estructural del cual se puede depender por lo menos 50 años.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS

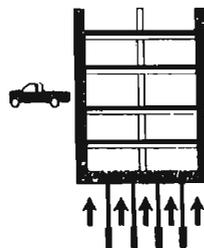
4.5 APLICACIONES

La gama de anclajes cuenta con una infinidad de aplicaciones en las obras donde se requiere estabilizar masas de tierra inestables, los cuales se pueden colocar directamente en el terreno o en conjunto con otro tipo de estructura como las mostradas a continuación:

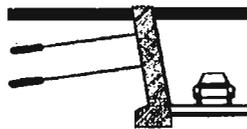
CIMENTACIONES PROFUNDAS: Es una de las aplicaciones más frecuentes de los anclajes en el suelo. Los anclajes están colocados siguiendo la progresión de la excavación y aseguran la estabilidad de la pared y de los edificios vecinos. Además de que los trabajos de terracerías y de cimentación se pueden realizar libremente.



EDIFICIOS CON PROBLEMAS DE SUBPRESIÓN: En el cajón de los edificios pueden subir o bajar presiones susceptibles de hacer flotar la estructura, el empleo de anclajes permite disminuir estas presiones.



MUROS DE CONTENCIÓN: Los muros de contención en puentes pueden presentar una inestabilidad. El empleo de anclajes puede evitar esa inestabilidad.

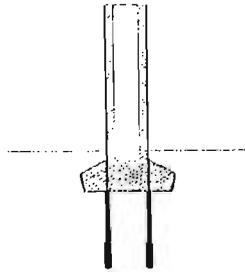


MURO DE MUELLE: El mejoramiento de la estabilidad de los muros de muelle es un tipo de aplicación frecuente de los anclajes, independiente de la construcción del muro; el cual puede ser a base de una pantalla de concreto (muro milán) colado "in situ", elementos prefabricados, etc.

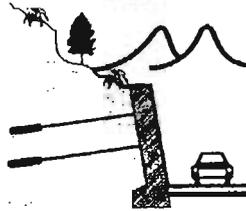


ESTRUCTURAS DIVERSAS: El anclaje en estructuras de gran altura sometidas a fuerzas del viento (como torres o chimeneas), de puentes suspendidos o pilas de puentes, obras en voladizo, etc. resulta un procedimiento adecuado para estabilizar.

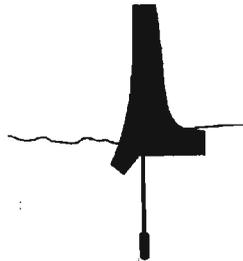
ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS



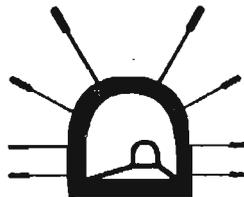
ESTABILIDAD DE TALUDES: La aplicación de los anclajes para estabilizar taludes es una de las técnicas más recurridas. El empleo de anclas suele ir acompañado de otras estructuras de contención, en este caso se tiene un muro de contención con el cual la estabilización contra deslizamiento resulta más confiable.



PRESAS: Los anclajes en el suelo de las presas pueden ser realizados, al momento de la construcción o después de la construcción de la cortina de la presa. Cuando se trata de consolidar una sobre-elevación en una presa existente y mejorar la estabilidad de ésta, o cuando se trata de consolidar una presa que presenta signos de inestabilidad.



ESTRUCTURAS SUBTERRANEAS: Las anclas también se emplean en túneles, paredes de la estructura de centrales eléctricas, galerías de presas y pasos a desnivel en vialidades.



4.6 ESTUDIO DE UN CASO

ESTUDIO PARA EL PROYECTO DE ESTABILIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO DE UN CORTE EN EL KM 266+050 CUERPO "B" DE LA CARRETERA CUERNAVACA – ACAPULCO "AUTOPISTA DEL SOL"

El siguiente ejemplo describe los trabajos realizados de (topografía, geología y geotecnia), para definir las causas que provocan la inestabilidad del talud, así como presentar alternativas de solución en base a los resultados de los análisis de estabilidad de taludes, tomando en cuenta la influencia del factor sísmico y la presencia de agua en el talud.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS

4.6.1 PROBLEMÁTICA

El talud está formado principalmente por terreno de tipo toba, sobre la parte superior de la corona se observan una serie de deslizamientos del terreno que han desaparecido prácticamente la berma superior, en la parte baja del cuerpo se tiene una protección a base de mampostería colocada sobre la cara del talud que de alguna manera ha contribuido a estabilizar el cuerpo del talud, en términos generales el terreno se encuentra muy intemperizado. El corte se exploró en su porción norte, a lo largo de 100 m, en donde alcanza hasta 40 m de altura, las pendientes de sus taludes varían alrededor de los 40° de inclinación con respecto a la horizontal y a 15 m de altura desde el nivel de la autopista se encuentra una berma.

4.6.2 SISMICIDAD

El manual de Diseño Sísmico de CFE, tiene una visión general del riesgo sísmico el cual está dividido en regiones y estas a su vez se subdividen. Nuevos datos del Instituto de Geofísica revelan que los macrosismos que aquí ocurren tienen sus epicentros al sur del Río Balsas, alcanzando magnitudes Richter (R) de 6.5 máximo. Los sismos mayores de 7-8 R parecen estar ligados a la franja comprendida entre la costa y la trinchera de Acapulco, 70 Km. al sur de dicha costa. Como la placa de Cocos que roza la base del continente en la zona de Benioff se encuentra debajo de Acapulco a unos 20 Km. de profundidad, los sismos sufren un fuerte amortiguamiento en su migración al norte. Por lo tanto el coeficiente sísmico empleado fue de 0.84.

4.6.3 GEOLOGIA LOCAL

El talud está formado en su porción inferior por tobas y travertinos, cuyas capas acusan en conjunto un ligero buzamiento hacia el SSE, hacia un valle que se colmató con depósitos fluviales; posterior a esto la secuencia fue cubierta por una capa final de travertino.

4.6.4 TRABAJOS DE CAMPO

- a) **Exploración y muestreo.** Se realizaron sondeos de exploración a una profundidad de 10 m. por medio del método del barril (Ver Figura 4.28), en forma paralela se obtuvieron muestras cúbicas. Con las muestras obtenidas, se determinaron las propiedades índice y mecánicas (Ver Capítulo 1) de los materiales del subsuelo, las cuales son indispensable para formar el perfil geotécnico y realizar los análisis de estabilidad de taludes.
- b) **Levantamiento topográfico.** Se realizaron levantamientos topográficos en un ancho de 100 m. aproximadamente paralelos al eje de la carretera de acuerdo con los cuerpos en estudio, se levantaron secciones del corte a cada 10 m. abarcando una zona de 100 m. longitudinales aproximadamente.

4.6.5 TRABAJOS DE LABORATORIO

De las muestras obtenidas en cada sondeo se determinaron propiedades índice y mecánicas, las cuales permitirán definir un perfil estratigráfico (Ver Figura 4.27).

- a) **Pruebas índice:** Las muestras recuperadas se clasificaron de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), y se realizaron las siguientes determinaciones: [contenido de agua (W), límites de consistencia líquido y plástico (LL, LP), densidad de sólidos (S_s) y pesos volumétricos (γ)].
- b) **Pruebas mecánicas:** Las características de resistencia al esfuerzo cortante de los estratos muestreados, se determinaron mediante pruebas a compresión simple y triaxiales CU, obteniendo con ello las siguientes características:
 - Curva esfuerzo – deformación unitaria de cada probeta (Ver Figuras 4.29 y 4.30).
 - Parámetros de resistencia del suelo (ángulo de fricción interna y cohesión).

A continuación se muestran los reportes de los parámetros de resistencia medios del suelo obtenidos en laboratorio.

Sondeo	Peso volumétrico (t/m^3)	Cohesión (t/m^2)	Ángulo de fricción ($^\circ$)
Km. 266+050	2.32	46.87	0

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS

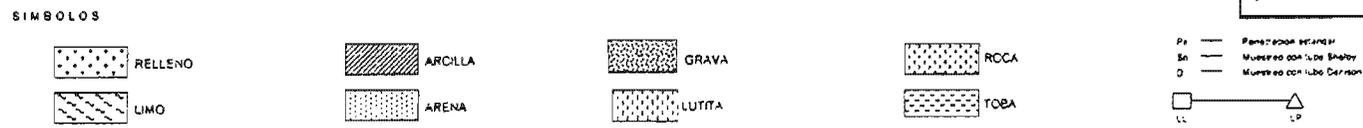
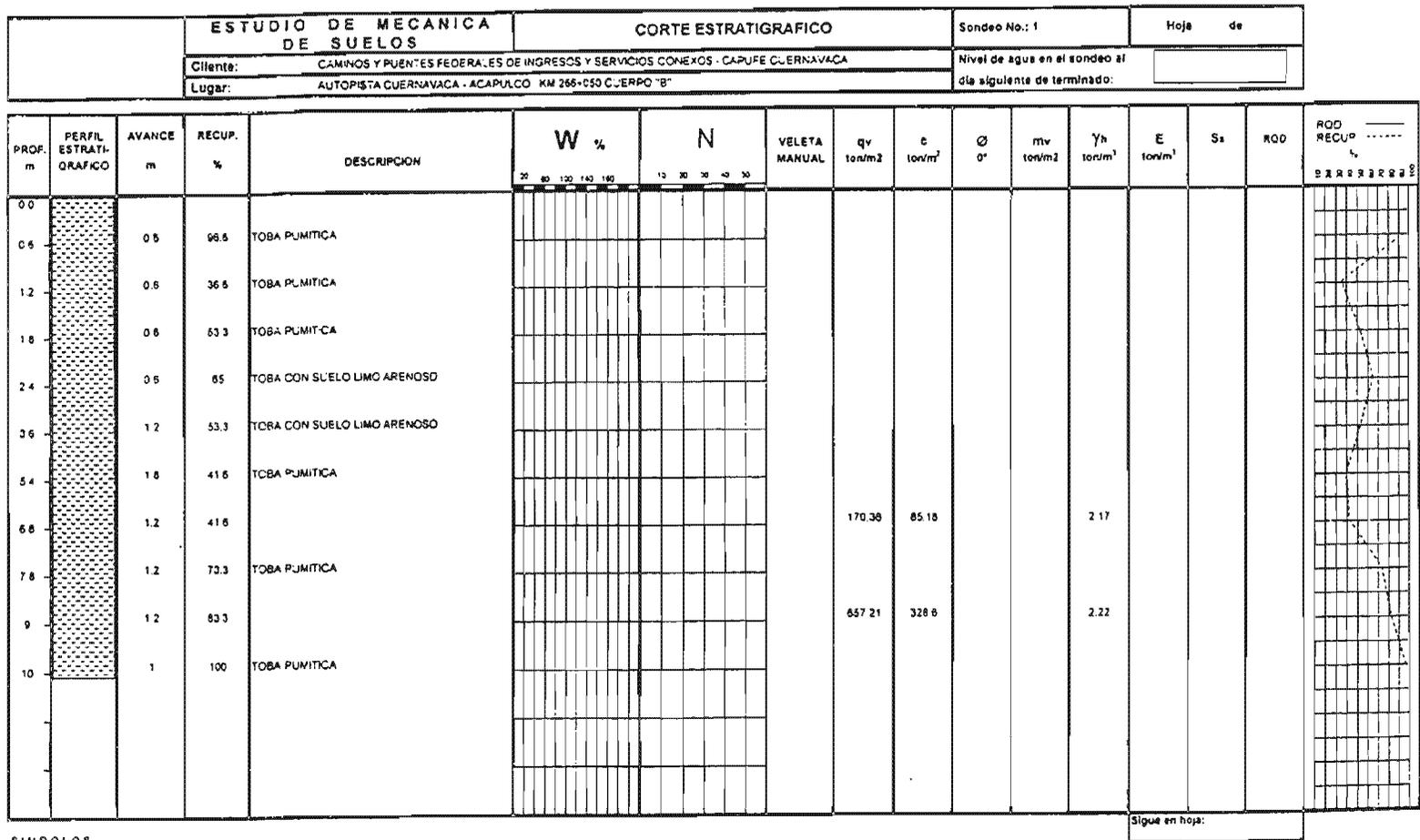


Figura 4.27 Perfil estratigráfico.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS

OBRA : ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE 7 CORTES AUTOPISTA CUERNAVACA-ACAPULCO					PERFORADORA : LONG YEAR 34					
FECHA : 6 DE MARZO DEL 2002					NIVEL DE BROCAL :					
SONDEC PERFORACION CON BARRIL SONDEO KM 266+050 CUERPO "B"					TURNO : MATUTINO					
Profundidad		Terreno	Nivel de agua	Muestra inalterada		SPT				Triconica
de	a			Barril Denisson/NO	Shelby	cms/gps	cms/gps	cms/gps	cms/gps	
0.00	0.60	ARENA	0	0.40						
0.60	1.20	ARENA		0.30						
1.20	1.80	LUTITA		0.40						
1.80	2.40	TOBA CAFÉ		0.35						
2.40	3.00	TOBA CAFÉ		0.65						
3.00	4.20	NO SE RECUPERÓ		0						
4.20	5.40			0.80						
5.40	6.60	TOBA		0.50						
6.60	7.80	TOBA		0.85						
7.80	9.00	TOBA		0.90						
9.00	10.00	TOBA		1.00						
Consumo de materiales			Personal							
Bentonita 3 COSTALES			Perforista :							
Ademes:			Ayudante :							
Combustibles : 35 LITROS			Jefe de turno :							
			Supervisor :							

Figura 4.28 Reporte de perforación.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS

OBRA:	ESTABILIZACION CORTES AUTOPISTA DEL SOL		LOCALIZACION:	ACAPULCO - GUERRERO	
SONDEO	KM 266+050 B	MUESTRA	No.1	PROF (m)	7.80 - 9.00
OPERADOR	_____		FECHA	_____	
	_____		CALCULO	_____	

DATOS INICIALES									
Altura cm	9.39	Dsup (cm)	4.40	Dprom	4.40	Wt seco g	299.18	w %	16.26%
Ss	2.52	Dmed (cm)	4.40	Area cm ²	15.21	Pvol l/m ³	2.22	W tara g	28.34
Peso (g)	317.20	Dinf (cm)	4.40	Vol cm ³	142.78			Wm seca	272.84
Cte (Kg)	4.576								

No	anillo	Lectura microm	Carga kg P	Def unit %	Area correg cm ²	$\sigma_1 - \sigma_3$ kg/cm ²
1	0.0	0.00	0.000	0.000	15.21	0.000
2	10.0	0.89	45.764	0.735	15.32	2.988
3	20.0	0.88	91.528	0.937	15.35	5.963
4	30.0	1.08	137.292	1.129	15.38	8.927
5	40.0	1.21	183.056	1.289	15.40	11.884
6	50.0	1.35	228.820	1.438	15.43	14.832
7	60.0	1.46	274.584	1.555	15.45	17.778
8	70.0	1.56	320.348	1.661	15.46	20.718
9	80.0	1.66	366.112	1.768	15.48	23.652
10	90.0	1.74	411.878	1.853	15.49	26.586
11	100.0	1.82	457.640	1.938	15.51	29.514
12	110.0	1.88	503.404	2.002	15.52	32.444
13	120.0	1.96	549.168	2.087	15.53	35.363
14	130.0	2.04	594.932	2.173	15.54	38.276
15	140.0	2.10	640.696	2.236	15.55	41.184
16	150.0	2.16	686.460	2.300	15.56	44.107
17	160.0	2.22	732.224	2.364	15.57	47.017
18	170.0	2.28	777.988	2.428	15.58	49.923
19	180.0	2.36	823.752	2.513	15.60	52.814
20	190.0	2.43	869.516	2.588	15.61	55.705
21	200.0	2.50	915.280	2.662	15.62	58.592
22	210.0	2.58	961.044	2.748	15.63	61.468
23	220.0	2.67	1,006.808	2.843	15.66	64.331
24	225.0	2.77	1,029.890	2.950	15.67	65.721

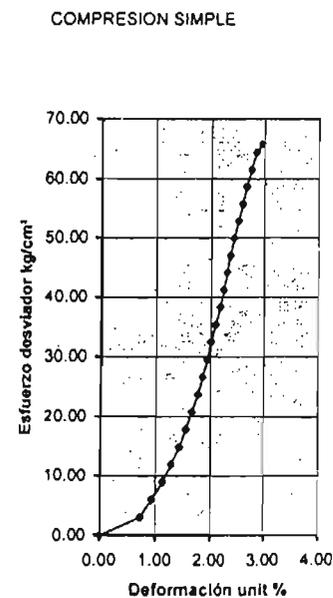


Figura 4.29 Reporte de ensaye de compresión simple.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS

OBRA:	ESTABILIZACION CORTES CARRT. DEL SOL	LOCALIZACION:	266+050 B
SONDEO	MUESTRA 2	PROF (m)	5.40 - 6.80
DESCRIPCION:			
OPERADOR	FECHA	CALCULO	

DATOS INICIALES							
Altura cm	9.00	Dsup (cm)	4.28	Dmed (cm)	4.30	Dinf (cm)	4.30
Ss	2.52	Dprom	4.29	Area cm ²	14.48	Vol cm ³	130.29
Peso (g)	279.52	Pvol l/m ³	2.15	σc kg/cm ²	1.00		
Cte (Kg)	4.5763						

No	anillo	Lectura microm	Carga kg P	Def unit %	Area correg cm ²	σ1 - σ3 kg/cm ²
1	0	0.00	0.000	0.000	14.48	0.000
2	5	0.33	22.882	0.367	14.53	1.575
3	10	0.47	45.763	0.522	14.55	3.145
4	15	0.58	68.645	0.644	14.57	4.711
5	20	0.69	91.526	0.767	14.59	6.274
6	25	0.80	114.408	0.889	14.61	7.832
7	30	0.90	137.289	1.000	14.62	9.388
8	35	1.00	160.171	1.111	14.64	10.941
9	40	1.10	183.052	1.222	14.66	12.490
10	45	1.23	205.934	1.367	14.68	14.030
11	50	1.38	228.815	1.533	14.70	15.563
12	55	1.52	251.697	1.689	14.73	17.092
13	60	1.71	274.578	1.900	14.78	18.606
14	65	1.97	297.460	2.189	14.80	20.097
15	60	1.73	274.578	1.922	14.76	18.602

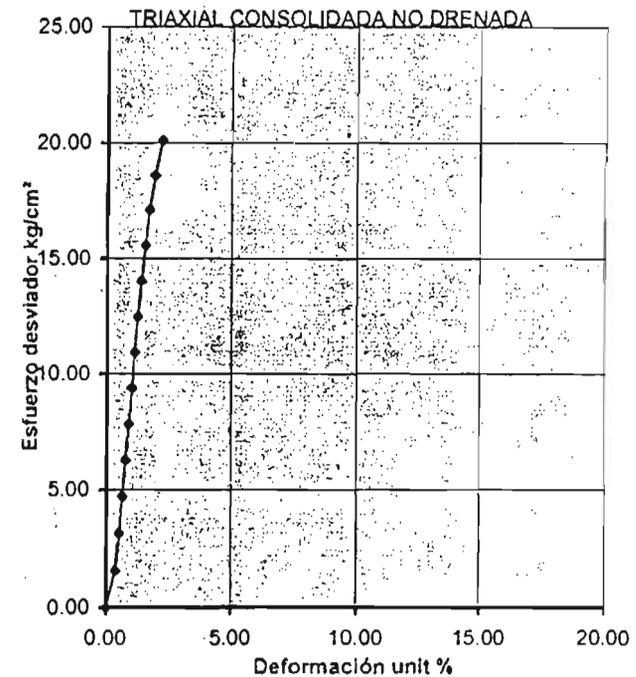


Figura 4.30 Prueba Triaxial consolidada no drenada.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS

4.6.6 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Con los resultados obtenidos del laboratorio de mecánica de suelos, en el cual se determinaron los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante de diferentes tipos de muestras y con los perfiles del talud, se procedió a realizar un análisis de estabilidad contra deslizamiento de taludes, empleando para ello el programa de computadora "TENSLO 1" el cual está basado en el método modificado de Bishop.

Este método está fundamentado en suponer una superficie de falla circular y dividir esta superficie en dovelas, de las cuales el peso de ellas generará un momento motor actuante el cual tendrá que ser resistido por el momento motor resistente originado por la acción de la resistencia al esfuerzo cortante del terreno; la relación del momento motor actuante a momento motor resistente nos da el factor de seguridad contra deslizamiento del talud.

Se realizaron dos tipos de análisis:

- En primera instancia se realizó un análisis de estabilidad de talud de tipo estático, es decir, sin considerar el efecto sísmico y considerando la presencia de nivel freático (Ver Figura 4.31).
- En segunda instancia se realizó un análisis de estabilidad de talud de tipo dinámico, es decir, se consideró el efecto sísmico por medio de la introducción de un coeficiente sísmico ($c = 0.84$) y considerando la presencia de nivel freático (Ver Figura 4.32).

Corte ubicación	Condición Estática (FS)	Condición Dinámica
Km. 266+060 cuerpo "B"	18.86	3.02
Km. 266+110 cuerpo "B"	16.42	3.64

De lo anterior se observa que el talud no presenta fallas de tipo rotacional, por lo que las fallas que se presentan son básicamente de intemperismo. A continuación se anexan los resúmenes generados por el programa de cómputo "TENSOL 1", con el cual se analizó dicho talud.

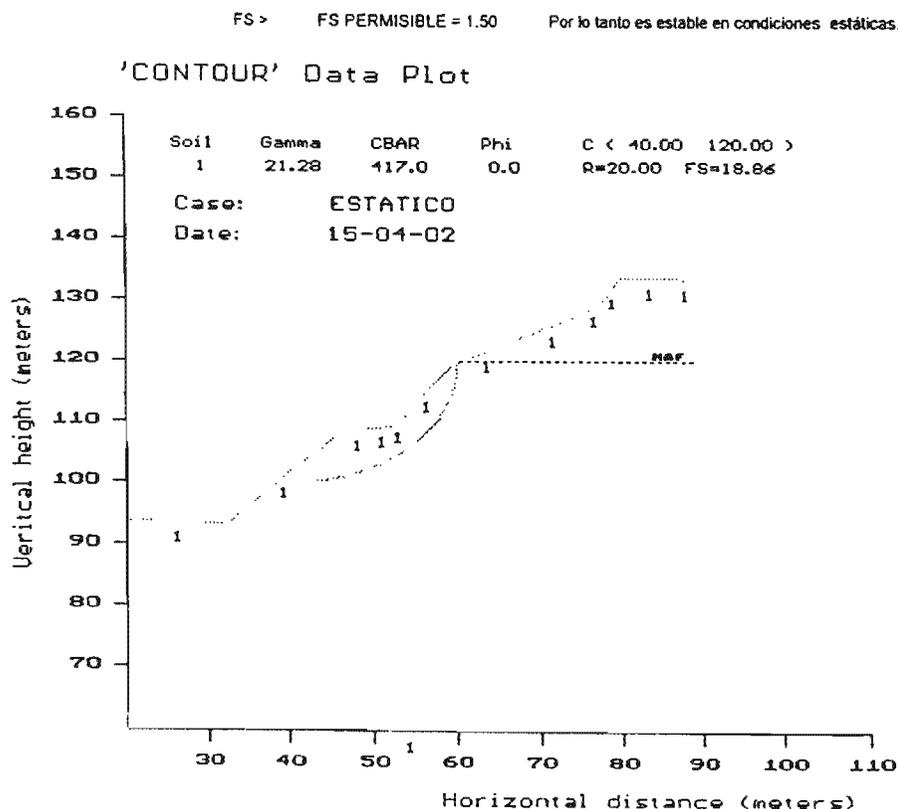


Figura 4.31 Análisis de estabilidad del corte (con presión hidrostática, sin sismo).

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS

FS > FS PERMISIBLE = 1.50 Por lo tanto es estable en condiciones dinámicas.

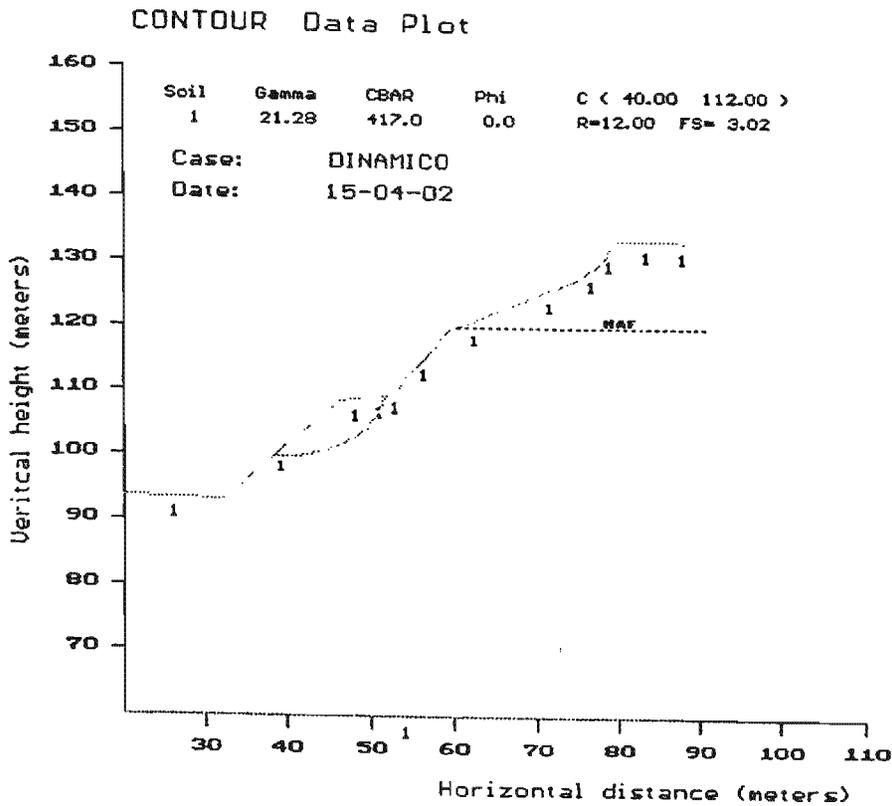


Figura 4.32 Análisis de estabilidad del corte (con presión hidrostática, con sismo).

4.6.7 PROYECTO DE ESTABILIZACIÓN

La solución propuesta esta enfocada básicamente a proteger el talud del corte contra la acción erosiva del agua de lluvia como la que se llega a infiltrar dentro del terreno, así como, a los cambios de temperatura, para garantizar la estabilidad del corte se propone utilizar un sistema de protección anclas, concreto lanzado y malla, así como, la construcción de contracunetas para encausar las aguas superficiales. Además se colocará un sistema de drenaje profundo “drenes de penetración” para aliviar las presiones de poro que se puedan tener en un momento dado.

A continuación se describen las especificaciones técnicas del sistema (anclas, concreto lanzado y malla) para la estabilización del talud.

4.6.7.1 ANCLAS DE TENSION:

Estas consisten en anclas de tensión de varilla corrugada de acero de grado 42 (alta resistencia), con un limite de fluencia de $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$, de 1” de diámetro con una longitud total de 12.0 m más un espárrago de 30 cm de largo y un bulbo de 9.8 m, inyectado a una presión de 1 Kg/cm^2 , con una mezcla de $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$. La placa de acero para el apoyo del gato de tensión será de $30 \times 30 \times 1/2$ ” y el diámetro de la perforación será de 4” (Ver Figura 4.33).

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS

Requisitos de ejecución

Las anclas serán instaladas en perforaciones de 4" de diámetro para introducir una manguera para inyección con diámetro de 1/2". Las perforaciones deberán limpiarse con aire a presión antes de introducir las varillas. Las anclas se instalarán con una placa en su extremo, de 30x30x1/2", y se apoyarán en un dado de concreto contra el concreto lanzado mediante una tuerca, las placas, tuercas y arandelas deberán estar protegidas contra la corrosión con pintura anticorrosiva. La presión de inyección de las anclas será de 1 Kg/cm² en la boca del barreno. Las anclas se tensarán a 10 toneladas. Después del fraguado en la zona activa del ancla, se rellenará la longitud libre del ancla con una lechada.

La secuencia de la colocación de las anclas será

- 1) Perforar el barreno hasta la longitud requerida.
- 2) Limpiar la perforación.
- 3) Colocar el ancla, la cual deberá estar habilitada con manguera de plástico, separadores y obturador neumático.
- 4) Accionar el obturador.
- 5) Inyectar la mezcla hasta que sea llenado el espacio anular entre el ancla y las paredes del barreno en el área del bulbo.
- 6) Sellarse la manguera de purga y levantar la presión a 1 Kg/cm².
- 7) Rellenar con lechada la longitud libre del ancla.
- 8) Colocar el ancla y tensarla a la carga de proyecto especificada.
- 9) Apretar la tuerca.

El tensado se llevará a cabo una vez que el bulbo haya fraguado, aplicando una carga inicial de 2.0 T para el acomodo de todas las componentes del ancla y después se llegará a la carga de trabajo mediante 4 incrementos de 2.0 T cada uno hasta llegar a 10.0 T; deberá dejarse transcurrir 3 minutos entre cada incremento, llevando un registro de la deformación de la varilla que forma el ancla. No se permitirá una deformación de más del 0.02% de la longitud del ancla por cada incremento y en caso de excederse (que el ancla estuviese extrayéndose), se deberá suspender inmediatamente el tensado.

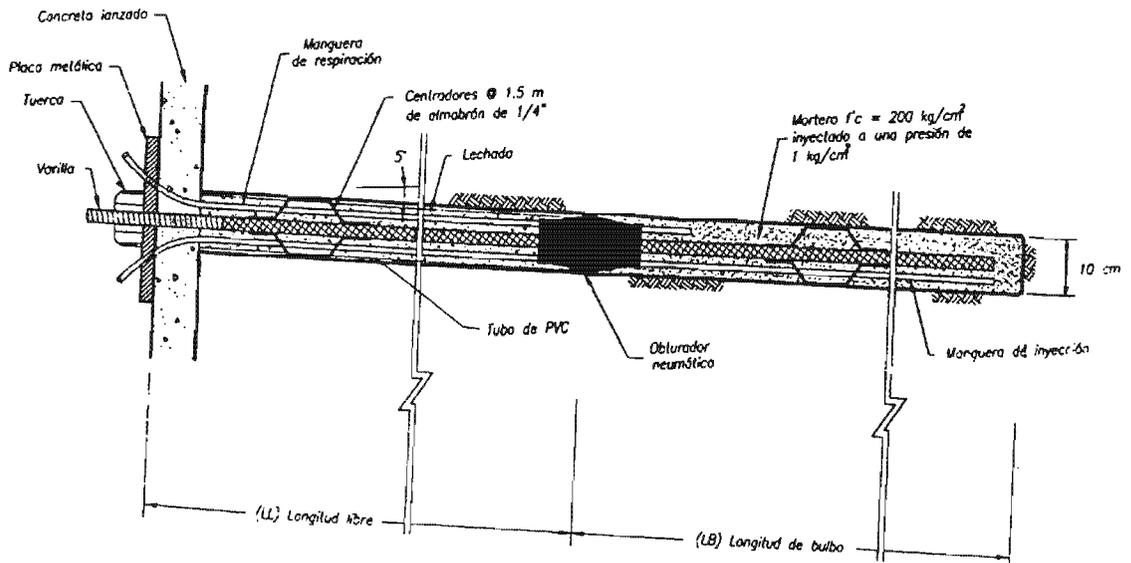


Figura 4.33 Detalle de las anclas empleadas para estabilizar el talud.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE ANCLAS

4.6.7.2 CONCRETO LANZADO Y MALLA

El concreto lanzado será de 7 cm de espesor. La fabricación y colocación del concreto lanzado tendrá un $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ con mallas electrosoldadas de 6x6-10/10 colocadas en 2 lechos, la cual deberá de tener una resistencia a la tensión de $5,250 \text{ Kg/cm}^2$. La malla debe estar libre de oxido, grava, material de rebote o cualquier otro elemento que disminuya su adherencia con el concreto lanzado.

Requisitos de ejecución

La construcción del recubrimiento de concreto lanzado y malla se efectuará de acuerdo a lo siguiente:

- 1) Colocación de escarpas para fijar las mallas electrosoldadas.
- 2) Lanzado de 2 cm de concreto.
- 3) Colocación de la primera malla electrosoldada fijada con alambre a las escarpas.
- 4) Lanzado de 3 cm de concreto.
- 5) Colocación de la segunda malla electrosoldada fijada con alambre a las escarpas.
- 6) Lanzado de los últimos 2 cm de concreto.
- 7) Curado del concreto lanzado.

Si las condiciones de humedad alrededor del concreto lanzado son secas, será necesario curarlo adecuadamente por aspersión continua y uniforme de agua, después de un periodo de 8 horas de su colocación y durante 7 días. El traslape mínimo entre mallas será de dos alambres transversales al sentido del traslape.

5 ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES

Este Capítulo describe de una forma general el empleo de los muros de contención formados por gaviones para estabilizar taludes, los cuales presentan características muy especiales de flexibilidad y permeabilidad que los diferencian de los muros de contención tradicionales de concreto y mampostería; además de que presentan una continuidad monolítica, ya que los gaviones deben de ir fuertemente ligados entre si, para que de esta forma no trabajen como módulos independientes, sino como una estructura completa; logrando así una mayor resistencia al volteo, deslizamiento y fallas por un esfuerzo mayor al calculado en el diseño.

Las diversas estructuras a base de gaviones, han demostrado su eficacia en problemas originados por la fuerza erosiva del agua. Su aplicación va desde la estabilización de taludes hasta la protección de tuberías de agua potable y de drenaje; así mismo en obras de conservación de suelos, recarga de acuíferos, obras de irrigación, control de ríos, etc.

Considerando que las estructuras a base de gaviones trabajan por gravedad (donde su estabilidad esta ligada al peso de la propia estructura), para su diseño se pueden emplear las teorías de presión de tierras aplicadas en muros de contención para incrementar la estabilidad de los taludes.

En base a lo anterior, se presenta un ejemplo de aplicación en el cual se diseña la estabilidad de un muro de contención a base de gaviones, partiendo del hecho de que la masa de suelo a estabilizar presenta un factor de seguridad contra deslizamiento no satisfactorio (menor o igual a 1) y que la implementación de este muro de contención de gaviones resulto ideal para corregir el problema de la inestabilidad de dicho talud.

5.1 DESCRIPCIÓN

Un gavión esta compuesto por un cajón formado por una malla de alambre galvanizado, que se encuentra rellena por boleos y cantos de roca de diferente tamaño; los cuales se van uniendo entre sí hasta formar un muro que alcanza diferentes alturas y que servirá para estabilizar taludes (Ver Figura 5.1) [Ref. 8 y 10].

Los muros de contención empleando gaviones son estructuras que trabajan como un muro de gravedad (es decir que retienen el empuje del suelo, simplemente por la acción de su propio peso); para su diseño se recomiendan las teorías de presión de tierras (Ver Sub-Capítulo 3.9).

Debe tenerse en cuenta de manera muy especial el amarre entre unidades de gaviones para evitar el movimiento aislado y poder garantizar un muro monolítico. Por su flexibilidad el muro de gaviones puede deformarse fácilmente al ser sometido a presiones, diferenciándose un poco su comportamiento de los muros convencionales de concreto armado y mampostería los cuales son rígidos. El muro puede flecharse sin necesidad de que ocurra su volcamiento o deslizamiento y es común encontrar deflexiones hasta del 5% de la altura.

La diversidad de las mallas que se pueden emplear en gaviones permiten formar muros muy flexibles como muros con un cierto grado de rigidez; por ejemplo si se desea un muro "rígido" debe emplearse malla electrosoldada, rellena el gavión con cantos grandes y colocar una buena cantidad de tirantes de rigidez. Como los gaviones son muy permeables en ocasiones entre las caras del gavión y el talud se coloca un geotextil (Ver Capítulo 6), el cual es una membrana que da una mayor protección como se muestra en la Figura 5.1.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES

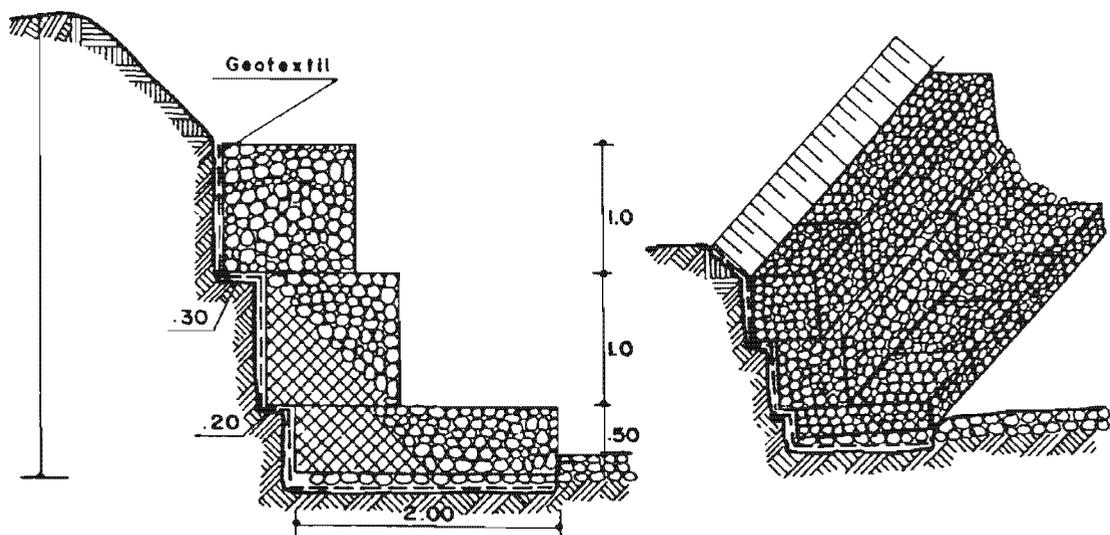


Figura 5.1 Muros gaviones.

5.1.1 TIPOS DE MURO GAVIÓN

Como se menciona anteriormente los muros gaviones son muros de contención aplicados a la estabilidad de taludes que trabajan por gravedad los cuales garantizan su eficacia en función de su propio peso; algunos de los tipos de muros gaviones se mencionan a continuación (Ver Figuras 5.2).

- Muro integral en gaviones: En este caso la única fuerza de gravedad resistente es la del peso correspondiente a el volumen de los gaviones.
- Muro inclinado: Adicionalmente a la fuerza de gravedad del gavión aparecen dos fuerzas adicionales además de la fuerza pasiva del suelo.
- Muro con tierra de relleno: En este tipo de muro aparece una fuerza adicional debida al peso del relleno sobre él.

En los gaviones comerciales se recomiendan secciones típicas de muros, los cuales son útiles para muros de poca altura (menos de 5 m), sin embargo se ha encontrado en varios casos la ocurrencia de sobrediseños, los cuales repercuten en el costo de la obra. Investigaciones realizadas revelan que "A partir de cinco metros de altura las secciones transversales dadas en varios manuales pueden ser riesgosas y en ocasiones ha sido necesario incrementar el ancho de la base para lograr márgenes de seguridad aceptables".

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES

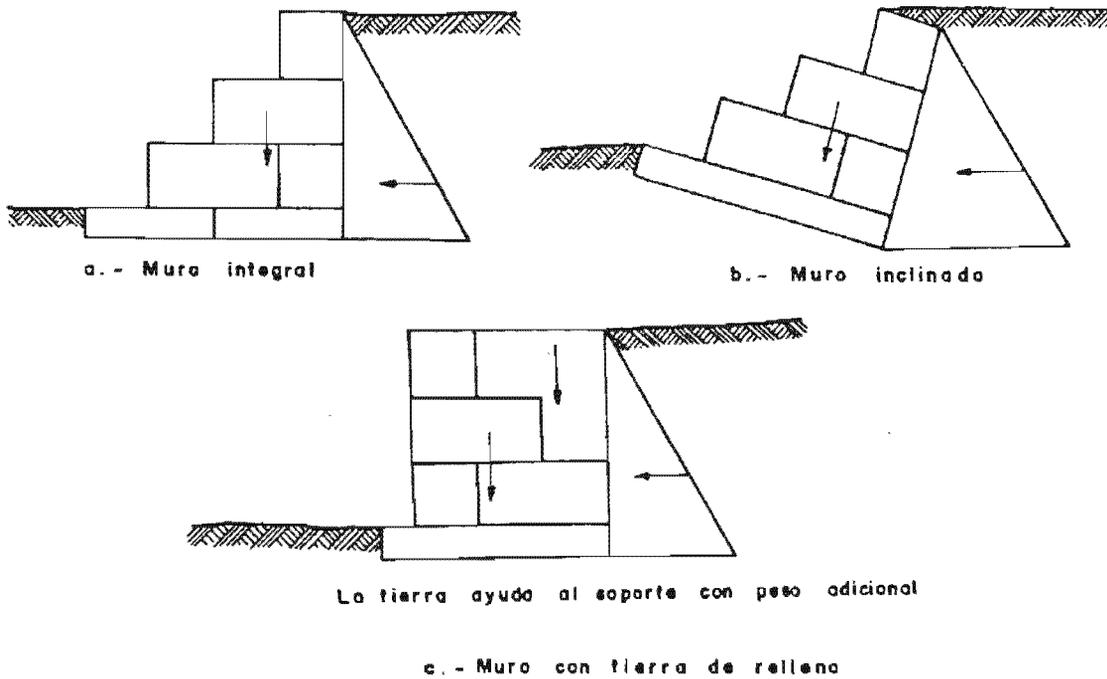


Figura 5.2 Esquemas generales de muros en gaviones.

5.1.2 LOS ALAMBRES

5.1.2.1 ALAMBRES GALVANIZADOS

Actualmente se producen alambres galvanizados de los calibres y diámetros indicados en la siguiente Tabla.

TABLA 5.1 Alambres galvanizados

CALIBRE	DIAMETRO		SECCIÓN	LONGITUD Y PESO		
	BWG	(mm)		(pulgadas)	(mm ²)	m/Kg
1		7.62	0.3	45.6	2.79	358
2		7.21	0.284	40.83	3.12	321
3		6.58	0.259	34	3.74	267
		6.35	0.25	31.67	4.02	249
4		6.04	0.23	28.65	4.44	225
		5.59	0.22	24.54	5.2	193
5		5.5	0.217	23.75	5.36	186
		5.16	0.203	20.91	6.1	164
6		4.57	0.18	16.4	7.77	129
7		4.19	0.165	13.79	9.24	108
		3.76	0.148	11.1	11.47	87
8		3.6	0.141	10.18	12.51	80
		3.4	0.134	11.08	14.02	71
9		3.05	0.12	7.3	17.45	57
		2.77	0.109	6.02	21.16	47
10		2.5	0.098	4.91	25.94	38
		2.41	0.095	4.56	27.93	36
11		2.11	0.082	3.5	36.39	26

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES

CALIBRE	DIAMETRO		SECCIÓN	LONGITUD Y PESO	
	BWG	(mm)		(pulgadas)	m/Kg
15	1.83	0.072	2.65	48.43	21
16	1.65	0.065	2.14	59.52	17
17	1.47	0.056	1.7	74.93	13
18	1.24	0.049	1.2	106.15	9
19	1.07	0.042	0.9	141.54	7
20	0.89	0.035	0.62	205.46	5
21	0.81	0.032	0.65	249.78	4
22	0.71	0.028	0.4	318.47	3

Tabla 5.1 continuación.

El alambre se somete a un tratamiento térmico de precocido que le da uniformidad al producto y luego se expone a un baño de zinc por inmersión en caliente o por métodos electrolíticos. Al recubrimiento con zinc se le denomina "galvanizado".

El zinc es un metal *anfótero* (es decir que es capaz de reaccionar químicamente tanto con ácidos como con bases), formando sales de zinc, la reacción del zinc es lenta y se utiliza como protección contra la corrosión. El zinc tiene gran resistencia a la corrosión si el PH del agua en contacto con el zinc está entre 6 y 12.5 (Figura 5.3). Debe observarse que el PH en las aguas fluctúa entre seis y ocho y en aguas limpias entre siete y nueve. El principal problema de corrosión es el contacto de los alambres con suelos ácidos. La resistencia a la tensión de los alambres varía de 32 a 50 Kg/mm².

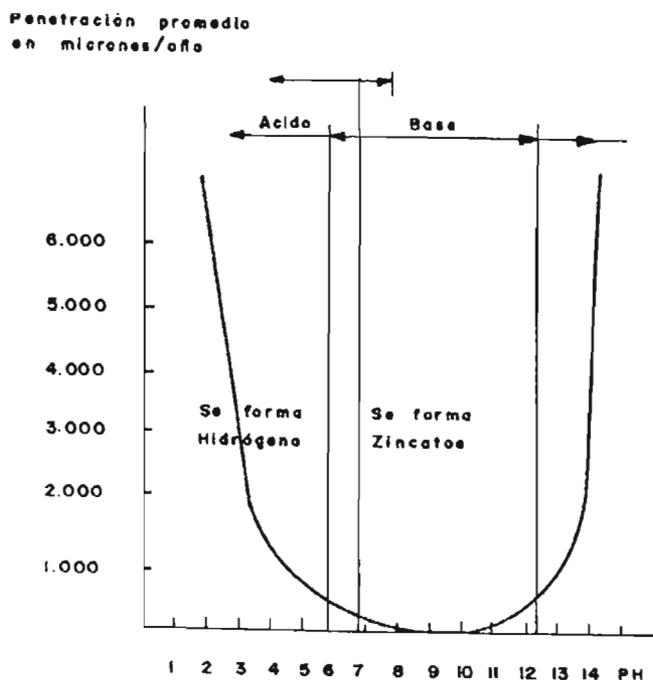


Figura 5.3 Influencia del PH en la corrosión del alambre galvanizado.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES

5.1.2.2 CORROSIÓN Y ABRASIÓN

Los principales problemas de los alambres son la corrosión y la abrasión. La corrosión de la malla se presenta en obras en gaviones que están en contacto permanentemente con aguas negras, ya que estas tienen un alto contenido de sustancias químicamente corrosivas que atacan la malla del gavión, hasta el punto de destruirla. Después de haberse producido la corrosión de la malla se presenta el desalojo del material de llenado de los gaviones. El vacío creado por este desalojo en los gaviones inferiores da origen a asentamientos en la estructura que pueden ocasionar colapso.

Una manera fácil y económica que evita que la malla del gavión sufra corrosión es el recubrimiento con concreto de la parte de la mampostería gavionada más expuesta a la acción de las aguas negras.

Conjuntamente con el proceso de corrosión se presenta el problema de la abrasión o sea el desgaste por acción de corrientes de agua con sedimentos; esta falla se debe a la presencia de agua con material abrasivo en suspensión. Recubriendo los gaviones en concreto a la altura de las aguas medias se evita la acción abrasiva sobre las mallas.

5.1.2.3 PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN Y ABRASIÓN

1) Por el proceso de galvanizado

Como se indicó anteriormente todos los alambres utilizados para gaviones son alambres recubiertos de zinc o sea galvanizados. La efectividad del galvanizado depende de la proporción de peso de zinc por área de alambre expuesto. El alambre solamente galvanizado se le emplea en obras no expuestas al agua o en aguas claras y limpias.

2) Recubrimiento con asfalto

Como protección adicional al galvanizado se pueden recubrir por inmersión en caliente en asfalto. El recubrimiento es asfalto aísla parcialmente de la humedad y previene la corrosión pero tiene muy poca resistencia a la abrasión.

3) Recubrimiento con PVC

El PVC aísla totalmente de la humedad y resiste en forma apreciable la corrosión. Su principal ventaja es la protección contra las aguas saladas, siendo el ideal para uso en aguas negras o en zonas costeras.

Al aplicarse un recubrimiento de PVC u otro material plástico, los manuales por lo general disminuyen el diámetro del alambre galvanizado en virtud de la resistencia adicional que provee la cobertura plástica así: Calibre diez galvanizado se remplaza por calibre doce cubierto de PVC o Calibre doce galvanizado se remplaza por calibre catorce cubierto de PVC (Ver Tabla 5.1). En el caso de cobertura asfáltica no es recomendable el disminuir el calibre.

5.1.3 LAS MALLAS

En general se emplean tres tipos de malla, los cuales influirán en el grado de flexibilidad que presentara el muro (Figura 5.4).

- a) Malla hexagonal o de torsión.
- b) Malla de eslabonado simple.
- c) Malla electrosoldada.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES

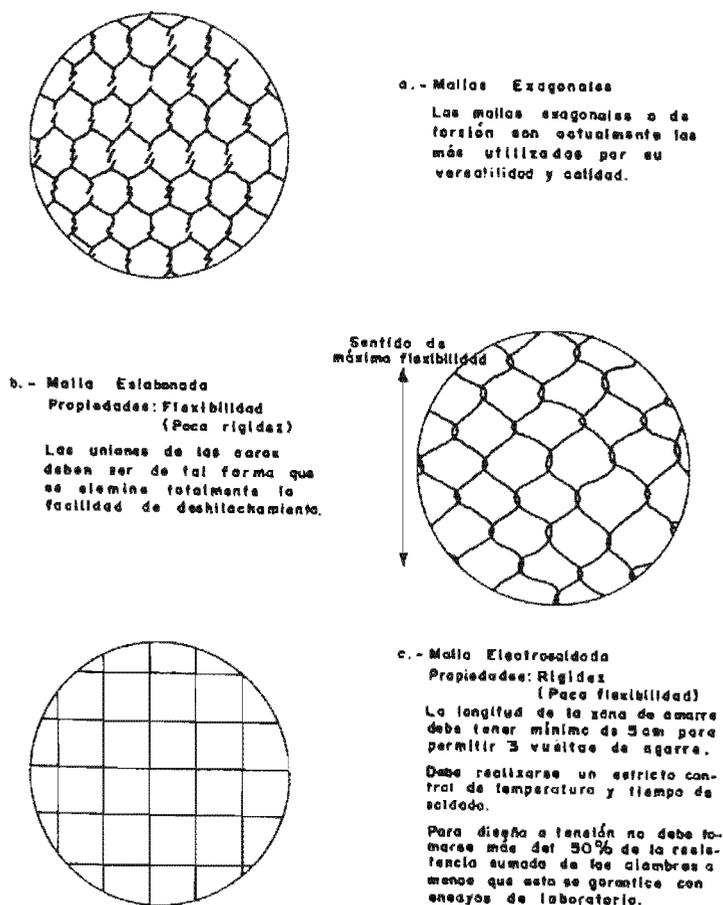


Figura 5.4 Tipos de mallas utilizadas para gaviones.

5.1.3.1 MALLAS HEXAGONALES

Estas tienen la forma de un hexágono. Las dimensiones de la malla se indican por su ancho entre los dos entorchados paralelos y la altura o distancia entre entorchados colineales. Los gruesos del alambre varían según las dimensiones de las mallas aumentando proporcionalmente con estas. Para este tipo de gaviones se emplean generalmente calibres del 12 al 15 (Ver Tabla 5.1) y dimensiones de 12 X 14 a 5 X 7 centímetros.

La malla hexagonal de los gaviones de triple torsión permite tolerar esfuerzos en varias direcciones sin que se produzca la rotura conservando una flexibilidad para movimientos en cualquier dirección (Ver Figura 5.5). En el caso de romperse la malla en un punto determinado esta no se deshilachará como ocurre con la malla eslabonada. Sin embargo la presencia de esfuerzos en las dos direcciones que concluye en los entorchamientos ha sido mencionada como el principal defecto con respecto a otros tipos de malla. La rotura de las mallas a triple torsión ocurren generalmente en uno de los alambres que concurren al entorchamiento y muy cerca de este último, o sea el alambre que se ha desentorchado se rompe a una tensión menor que la carga de falla para el alambre simple.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES

5.1.3.2 MALLAS ESLABONADAS

En las mallas eslabonadas no existe unión rígida entre los alambres dándole una mayor flexibilidad al gavión ya que permite el desplazamiento relativo de los alambres. Para su construcción no se requieren equipos especiales pero su gran flexibilidad dificulta un poco la conformación del gavión en el campo. Aunque no existe pérdida de resistencia por entorchamiento de la malla al romperse un alambre, se abre toda la malla. Los espaciamientos entre alambres varían por lo general de cinco a doce centímetros empleándose mayor diámetro del alambre a mayor separación.

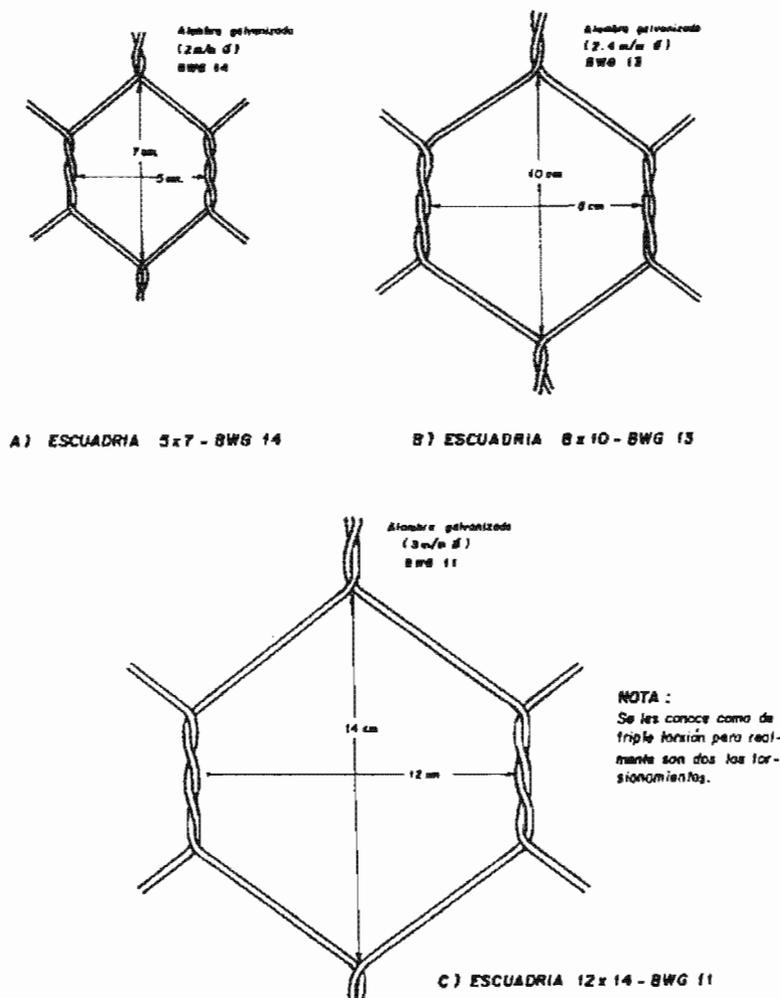


Figura 5.5 Escuadrias típicas de mallas de Triple Torsión.

5.1.3.3 MALLAS ELECTROSOLDADAS

La malla electrosoldada es más rígida que las eslabonadas y las hexagonales y su conformación se hace en cuadrículas de igual espaciamiento en las dos direcciones (Ver Figura 5.4-c). Su fácil conformación en campo y su economía de construcción las ha hecho populares y su uso se ha extendido especialmente a obras de construcción de carreteras. Su diámetro varía de alambres calibres diez a catorce con espaciamientos de siete a doce centímetros (10 cm. es una dimensión típica).

Sus cualidades dependen del proceso de soldadura y en especial del control de temperatura en este proceso. Es común encontrar alambres frágiles o quebradizos por los puntos de unión o de uniones débiles o sueltas. Además la desaparición del zinc en los puntos de soldado los hace susceptibles de corrosión en las uniones. La malla electrosoldada recubierta de PVC ha sido una respuesta efectiva al problema de la corrosión pero su uso no se ha popularizado en nuestro país.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES

5. 2 EMPLEO DE GAVIONES

En la construcción de las obras recientes el empleo de los gaviones se ha extendido como solución a diversos problemas de erosión principalmente de agua, los cuales causan la inestabilidad de las masas de tierra; ya que se ha encontrado en estos una buena solución técnica y económica para la corrección de inestabilidad de taludes, prueba de ello son algunas de las obras que a continuación se presentan.

5.2.1 MUROS DE CONTENCIÓN

Los muros de contención empleando gaviones combinan eficazmente las funciones de sostenimiento y de drenaje. Son de rápida construcción, permeables y flexibles, ya que toleran asentamientos sin fracturas. Las excavaciones para cimentaciones, son costosas y muchas veces peligrosas. En el caso de los muros de contención empleando gaviones estas excavaciones son innecesarias, siendo suficiente en general la regularización del terreno (Ver Figura 5.6). En el Sub-Capítulo 5.7 se presenta el diseño de un muro de contención empleando gaviones.

Los muros de contención se usan generalmente en las carreteras y ferrocarriles con los siguientes fines.

- 1) Resolver problemas de derecho limitado de vía, confinando los taludes en los linderos prácticos.
- 2) Efectuar proyectos de separación de niveles y ampliación de caminos.
- 3) Estabilizar taludes muy inclinados en corte o en terraplén.
- 4) Reparar desperfectos en el lecho del camino.
- 5) Evitar erosión de las márgenes.
- 6) Realizar aleros para estribos y muros de cabecera.
- 7) Construir plataformas para carga.
- 8) Conformar áreas de estacionamiento.
- 9) Crear muros de protección y barricadas.

Los muros de contención empleando gaviones descritos anteriormente se conforman de algunos elementos como los que se describen a continuación:

5.2.1.1 CIMENTACION

La profundidad de la cimentación de un muro de contención empleando gaviones debe ser tal que las erosiones posibles en el pie del muro no permitan que se descubra el piso de cimentación. Resulta frecuente emplear una profundidad de 50 centímetros pero en algunos casos es recomendable aumentarle a un metro de profundidad o más dependiendo de la garantía que ofrezca el piso de la cimentación en lo referente a erosión por acción del agua u otro agente mecánico.

En lo referente a capacidad de soporte y asentamientos; la flexibilidad de los elementos en gaviones permite emplear valores más altos que los empleados en estructuras de concreto y similares a los empleados para soporte de terraplenes. Se recomienda en estos casos realizar un estudio de Mecánica de Suelos para determinar parámetros de resistencia del suelo, compresibilidad, calcular las capacidades de carga del suelo y los asentamientos

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES

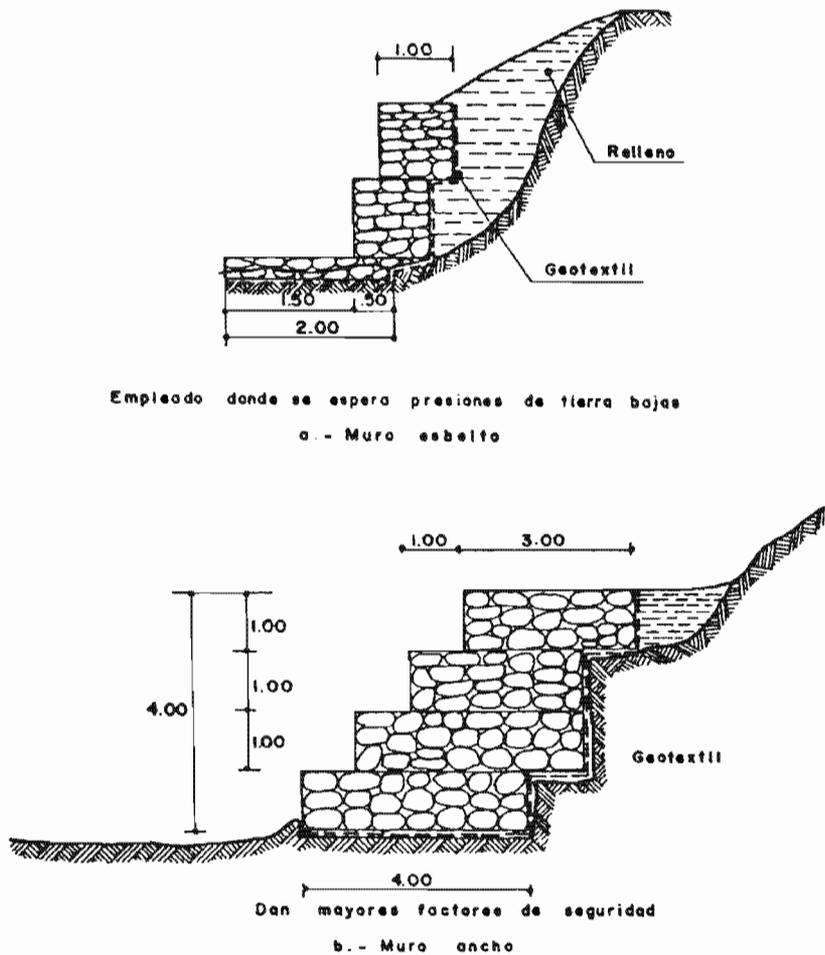


Figura 5.6 Muros de contención empleando gaviones.

5.2.1.2 CONTRAFUERTES

Para muros altos (más de seis metros) puede recurrirse a la construcción de contrafuertes en varios niveles. Estos contrafuertes podría suponerse que trabajan a fricción como anclajes; teniendo como base una resistencia máxima igual a la resistencia de tensión de la malla y/o de las uniones entre unidades (Figura 5.7).

Debe tenerse en cuenta que se requiere checar la estabilidad del talud respectivo contra deslizamiento. En un muro de contención empleando gaviones, los alambres pueden diseñarse a tensión en forma similar a una estructura de concreto o de tierra armada. Pero se debe ser prudente asumiendo factores de seguridad altos.

En muros de gran altura cuando se deseen secciones más esbeltas, podría hacerse un análisis a flexión en las direcciones tanto horizontal como vertical, aunque se aconseja tomar factores de seguridad altos teniendo en cuenta las debilidades de ciertas uniones y mallas. Debe tenerse en cuenta además que al no ser muro rígido se pueden esperar deflexiones grandes que aunque no representan una falla del muro, sí de mal aspecto a la obra.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES

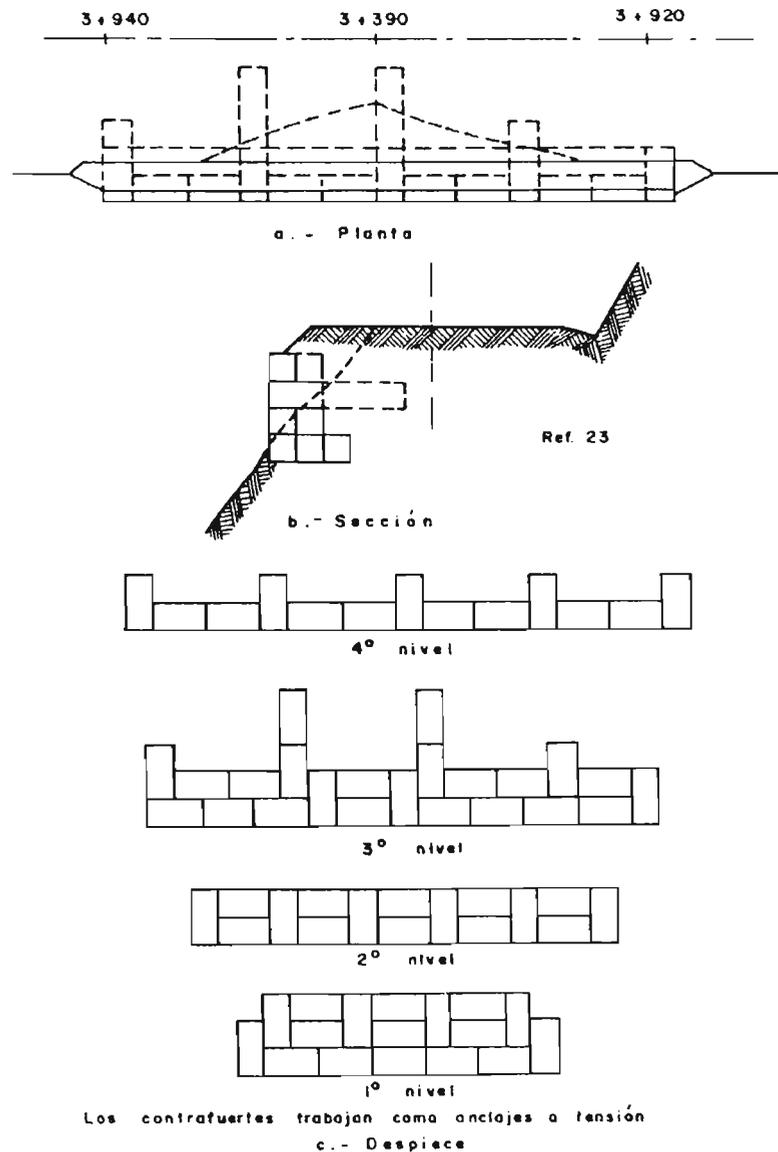


Figura 5.7 Muro de contención empleando gaviones con contrafuertes dispuestos en varios niveles.

5.2.2 CONTROL DE LA EROSIÓN FLUVIAL

La erosión fluvial (presente en los ríos) es uno de los principales problemas a solucionar, pues la experiencia ha demostrado que es mejor prevenir posibles derrumbes en las márgenes de los ríos, ya que en época de lluvias los desbordamientos son frecuentes. La erosión fluvial es más agresiva en las curvas de los ríos donde se produce el fenómeno de erosión y depósito, debido a la fuerza centrífuga que se genera en estas. Por ello, en las curvas, las secciones transversales tienen mayores profundidades cerca de la orilla exterior y menores hacia el interior.

Las estructuras más comunes para proteger las márgenes de los ríos, sobre todo los exteriores de las curvas, están los espigones, los recubrimientos o protecciones marginales o los diques; esas estructuras pueden ser construidas con gaviones ya que es un procedimiento constructivo que se adopta a este tipo de problemas (Ver Figura 5.8). Las estructuras formadas con gaviones empleadas para controlar la erosión fluvial presentan una gran variedad de aplicaciones, a continuación se presentan algunas de las más importantes.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES

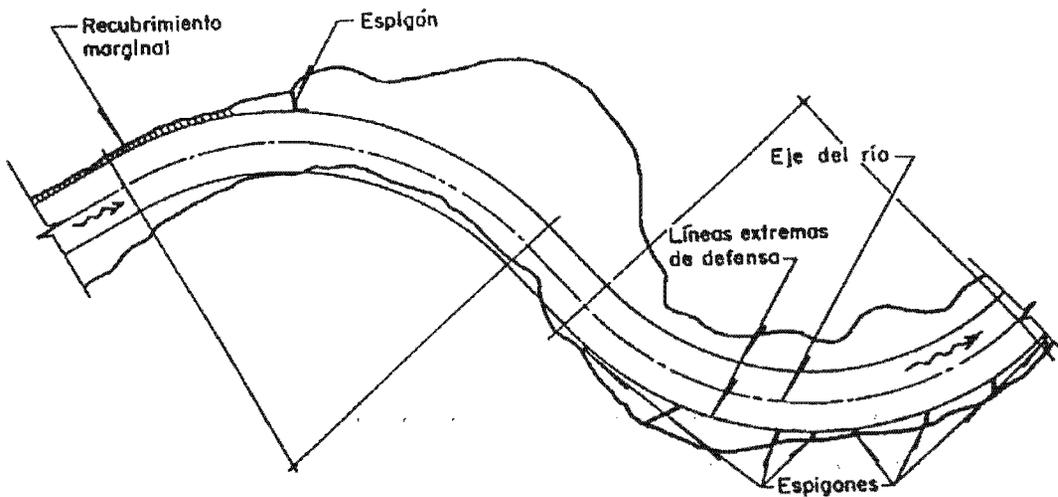


Figura 5.8 Obras de protección marginal.

5.2.2.1 REVESTIMIENTOS DE RIBERAS CON GAVIONES

Consisten por lo general en un voladizo dentro del agua y de una serie de gaviones colocados sobre la ribera. Esta debe cubrir la ribera hasta el nivel de aguas máximas. Se emplean gaviones de treinta a cincuenta centímetros de espesor con cantos pequeños. Si existen curvas muy fuertes, o caudales grandes pueden requerirse espigones para alejar las corrientes de la orilla.

El espesor de la capa de gaviones debe ser al menos de un espesor igual a dos veces el espesor de los cantos empleados. Debajo del gavión es conveniente colocar una capa de filtro de transición o una tela permeable de polipropileno (geotextil), a fin de evitar la erosión de los materiales debajo del gavión.

El espaciamiento de los contrafuertes depende de la naturaleza del talud y puede variar entre tres y siete metros. Si el talud es inferior a 2:1, generalmente se emplean gaviones de 0.30 de espesor y si es mayor gaviones de 0.50 (talud 1:1) hasta de un metro en taludes superiores a 1:1. Para taludes muy largos debe aumentarse el espesor del gavión en el pie de tal forma que su cimentación sea capaz de resistir la fuerza lateral de revestimiento. (Figuras 5.9-a y 5.9-b).

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES

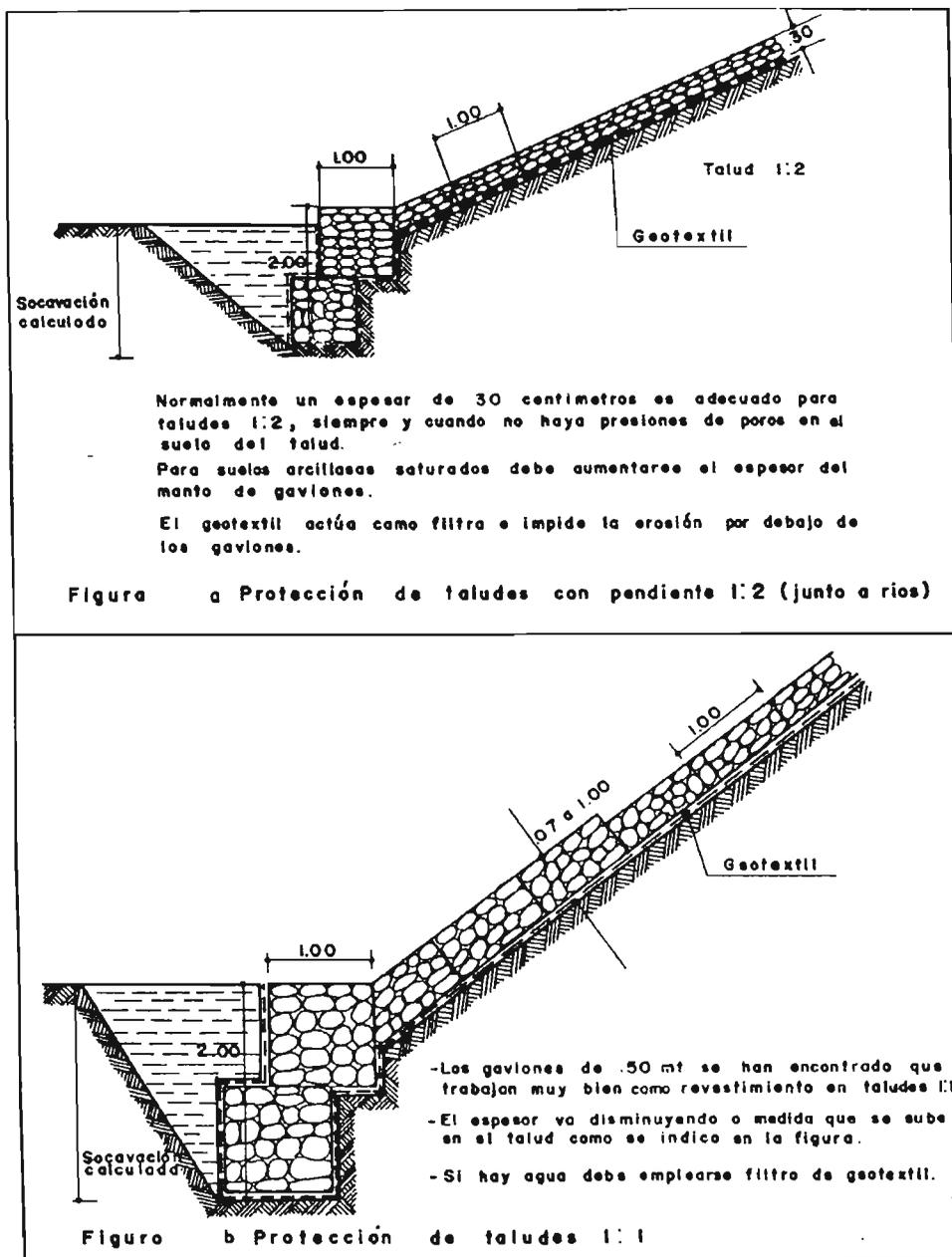


Figura 5.9 Revestimiento de riberas de ríos con gaviones.

5.2.2.2 MUROS PARA PROTECCIÓN DE RIBERAS

Un muro de ribera está conformado por un colchón de cimentación llamado "tapete" el cual debe proyectarse hacia el río a fin de evitar la **socavación** del muro propiamente dicho el cual se apoya sobre éste manto de protección. (Figura 5.10). El muro en sí está compuesto generalmente por unidades de un metro de altura amarrada a la cimentación. El diseño de estabilidad del muro de gaviones se realiza de la misma forma que un muro convencional pero debe realizarse además el cálculo de socavaciones para determinar la profundidad de cimentación y/o la longitud del colchón de cimentación. Debajo del colchón debe colocarse un filtro o una tela permeable de polipropileno (geotextil).

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES

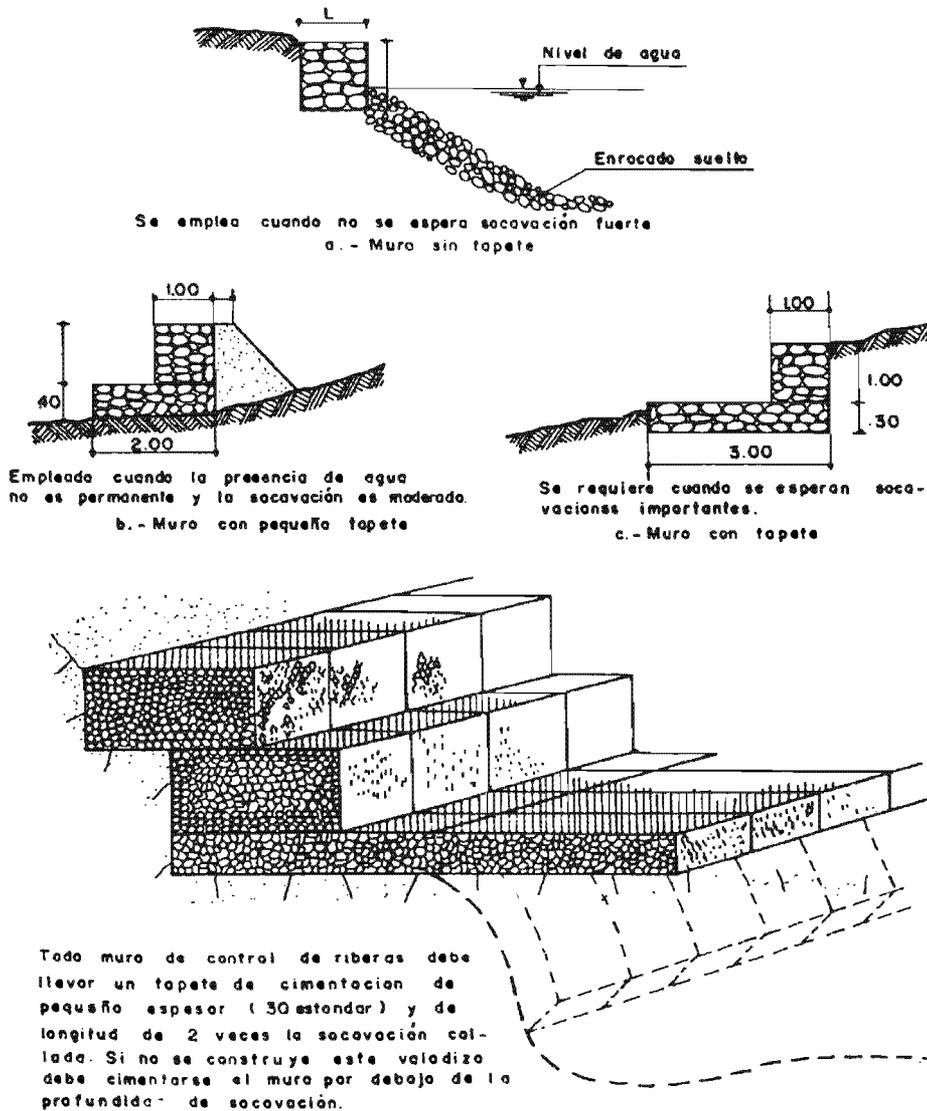


Figura 5.10 Muros gaviones para la protección de las riberas de los ríos.

5.2.3 OBRAS DE CANALIZACIÓN

La canalización con gaviones forman protecciones monolíticas extremadamente flexibles, las cuales pueden resistir la erosión del agua y drenar el terreno de las aguas de filtración, eliminado así la presión hidrostática, a menudo una protección del pie del muro con un revestimiento con colchones de gaviones evita costosas cimentaciones y absorbe eventuales erosiones del fondo. Los revestimientos de canales y ríos con colchones de gaviones sustituyen con eficacia y economía al tradicional enrocado, permitiendo una sensible reducción del espesor respecto a éste y el empleo de piedras de menor tamaño. El revestimiento resultante, es una estructura continua, homogénea, de menor rugosidad, que requiere poco o ningún mantenimiento y que suma a la solidez de la piedra la resistencia de la malla.

5.2.4 DEFENSA A LA EROSIÓN POR OLEAJE

Los revestimientos con colchones de gaviones ofrecen una segura y confiable protección contra la erosión provocada por el oleaje. Como en el caso anterior permiten sensibles reducciones del tamaño de las piedras y del espesor del revestimiento en comparación al tradicional revestimiento de enrocado. Son principalmente usados como protección de la ribera aguas arriba de las presas en material suelto, playas y orillas de canales o ríos navegables.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES

5.2.5 OBRAS MARÍTIMAS

La atractiva apariencia natural de las obras en gaviones combina con cualquier lugar y paisaje, permitiendo la construcción de obras marítimas y otras instalaciones complementarias para deportes acuáticos. Los gaviones pueden absorber la acción de las olas, facilitando su uso, la creación de espejos de aguas tranquilas. Además de que pueden ser usados en nuevos proyectos o como complemento junto con otro tipo de estructuras ya existentes. Se emplean tanto en pequeños como en grandes proyectos de obras existentes y rompeolas. El revestimiento en PVC garantiza la integridad de las estructuras al aislar al alambre de las aguas salobres o contaminadas que lo pueden atacar.

5.2.6 PROTECCIÓN DE PUENTES Y ALCANTARILLAS

Los gaviones son usados para la construcción de aleros y estribos de puentes y para la protección de los mismos, aún los construidos con otros materiales, tanto en carreteras como áreas urbanas o rurales. Proporcionan también una efectiva protección para las alcantarillas de carreteras y ferrocarriles. La rugosidad y flexibilidad de la estructura le permite disipar la fuerza del flujo de agua y proteger la alcantarilla contra la erosión.

5.2.7 PROTECCIÓN CONTRA LA CAÍDA DE PIEDRAS

Una malla de acero es usada muchas veces para prevenir que piedras y fragmentos de suelo caigan en carreteras, ferrocarriles o centros habilitados. Esta solución puede también ayudar a fijar y favorecer el enraizamiento de la vegetación sobre el talud. Esta malla de acero, tiene las mismas características que aquella usada para los gaviones y colchones de gaviones. Gracias a la doble torsión de la malla, esta puede soportar la carga causada por el desprendimiento accidental de las piedras y tiene la propiedad de no destejarse aún en caso de que se rompa alguno de sus alambres.

5.3 CARACTERÍSTICAS DE LOS MUROS GAVIONES

Los gaviones presentan varias características, las cuales ayudan de gran manera en la estabilización “natural” de taludes, estas propiedades deben ser del amplio conocimiento de quien pretenda utilizarlos, debido a que estas pueden no ser aconsejables para ciertas obras donde se requiera por ejemplo una estructura impermeable [Ref. 7].

a) Flexibilidad

Los gaviones permiten que las estructuras se deformen sin perder su funcionalidad. Soporta grandes asentamientos sin colapsar y sin llegar al volcamiento o deslizamiento. Esta propiedad es esencialmente importante cuando la obra debe soportar grandes empujes del terreno y a la vez esta cimentado sobre suelos inestables o expuestos a grandes erosiones. Al contrario de las estructuras rígidas, el colapso no ocurre de manera repentina, lo que permite acciones de recuperación eficientes.

La flexibilidad del gavión depende de:

- 1) Tipo de malla.
- 2) Calibre y dimensiones del alambre.
- 3) Tamaño de los cantos de roca.
- 4) Forma de los cantos de roca.
- 5) Número de tirantes y separadores.
- 6) Altura del gavión.

La malla más flexible es la eslabonada seguida de la hexagonal o de torsión y la más rígida es la electrosoldada. Entre mayor sea el diámetro del alambre aumenta la rigidez. El gavión con cantos más pequeños es más flexible que uno con cantos grandes. Los cantos angulosos dan más rigidez que los cantos redondeados. A mayor número de tirantes mayor rigidez.

Los gaviones de poca altura (30 centímetros) son más flexibles que los de un metro de altura. Por lo tanto el diseñador debe especificar los detalles de cada uno de los elementos enunciados para producir el elemento que se desea. En términos generales para muros de contención se especifica una rigidez alta, mientras que en obras de control de cauces o socavaciones fuertes se requieren gaviones muy flexibles.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES

b) Permeabilidad

Al estar conformados por malla y piedras, son estructuras altamente permeables, lo que impide que se generen presiones hidrostáticas para el caso de obras de defensas ribereñas, del mismo modo se constituyen como drenes que permiten la evacuación de las aguas, anulando la posibilidad de que se generen empujes desde la cara seca de la estructura.

c) Durabilidad

El recubrimiento de protección de los alambres utilizados en la fabricación de los gaviones, garantizan la vida útil de los mismos. La triple capa de zinc o galvanización pesada, asegura nuestra estructura contra el fenómeno de corrosión y abrasión por encima de otros recubrimientos. Esta misma, con una protección adicional de PVC es el más recomendado para casos de corrosión severa y/o situaciones de abrasión exigentes.

d) Estética

Los gaviones se integran armoniosamente de forma natural a su entorno, permitiendo; bajo condiciones adecuadas, el crecimiento de vegetación, conservando así el ecosistema preexistente.

e) Economía

La facilidad de armado de los gaviones hace que estos no requieran mano de obra especializada. Las herramientas necesarias son simples (cizallas, alicatas, etc.) y se logran altos rendimientos en la instalación. Las piedras de relleno, muchas veces son extraídas del mismo lugar donde se efectúa la instalación influyendo a favor de la reducción del costo total de la obra.

f) Resistencia

Los materiales empleados en la fabricación de los gaviones cumplen con los estándares internacionales de calidad más exigentes, asegurando de esta forma un gavión 100% confiable. Los calibres de los alambres así como la abertura de las mallas así lo garantizan.

g) Versatilidad

Por la constitución de los materiales que se emplean, estos permiten construcciones de manera manual o mecanizada, en cualquier condición climática en presencia de agua o en lugares de difícil acceso. Su construcción es rápida y entra en funcionamiento inmediatamente después de construido, del mismo modo permite su ejecución por etapas y una rápida reparación si se produjera algún tipo de falla.

5.4 PROCEDIMIENTO DE COLOCACIÓN

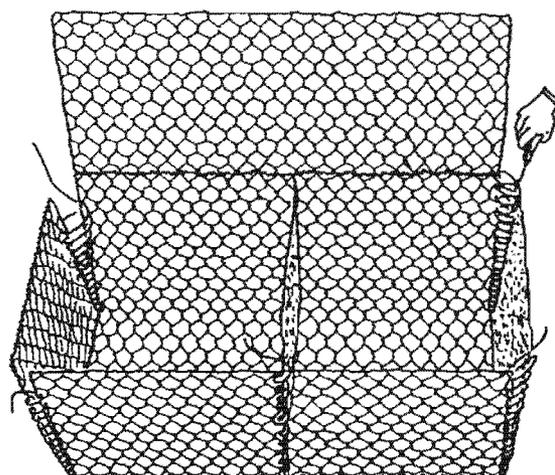
Como se dijo anteriormente, la facilidad del armado de los gaviones hace que estos no requieran mano de obra especializada, logrando altos rendimientos en su colocación (Ver Figura 5.12) [Ref. 8].

5.4.1 PROCESO DE LLENADO

El gavión se rellena con piedras o cantos de tamaño mínimo de diez centímetros de diámetro (en algunos casos se permiten cantos hasta de ocho centímetros de diámetro).

Cada unidad puede estar dividida por una serie de diafragmas que ayudan a la rigidez y permiten conservar su forma durante el llenado (Figura 5.11). El gavión se convierte en un bloque grande, flexible y permeable; se recomienda emplear los cantos más pequeños donde se requiere mayor flexibilidad. Para esto puede ser necesario emplear malla de menores dimensiones de escuadría (Figura 5.5).

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES



Los diafragmas interiores dan una mayor rigidez y permiten el empleo de unidades de mayor tamaño.

Figura 5.11 Diafragmas interiores en unidad de gaviones.

Porosidad y peso del gavión

Para calcular el peso del gavión se puede emplear una porosidad del cuarenta por ciento para cantos de roca angulosos. Y para cantos de roca redondeados una porosidad del 35% equivalente a un peso unitario de 1.7 ton/m³. En la Figura 5.13 se muestra el peso unitario de gaviones para porosidades y gravedades específicas diferentes.

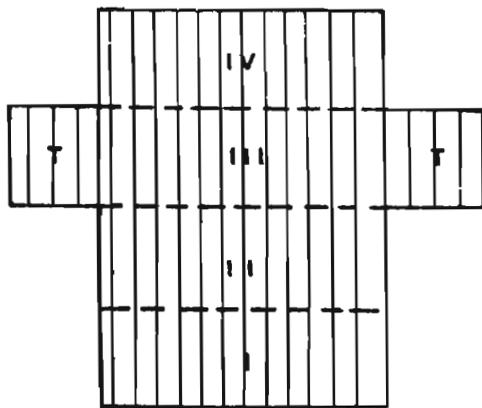
5.4.2 TIRANTES Y COSIDO

A medida que se colocan los cantos de roca y a cada treinta centímetros aproximadamente, es conveniente disponer de tirantes de alambres horizontales y de un diámetro adecuado (es recomendable del mismo diámetro de la malla) que tienden a uniformizar las caras opuestas a fin de evitar la deformación por la presión del material que se retiene dentro del gavión.

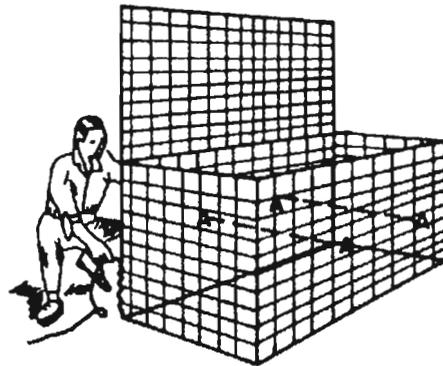
También se colocan alambres en sentido longitudinal así como en sentido vertical. Estos tirantes, se recomienda, sean atados a las mallas por ligaduras que alcancen varios alambres (Figura 5.14). Se utilizan además de los tirantes horizontales y verticales, unos diagonales especialmente en los gaviones que ocupan los extremos de cada hilada.

Para el cocido del gavión se emplean alambres de calibre B.W.G. del 12 al 15 (Ver Tabla 5.1) donde se gasta generalmente el 5% en peso de alambre con respecto al peso del alambre del gavión. El factor mano de obra disminuye en forma importante el costo total de la obra empleando gaviones. Se estima una cantidad de seis hombres para armar trece metros cúbicos de gavión en una jornada laboral de ocho horas, con piedra disponible al pie de la obra. La eficiencia de los operarios variará en cada región de acuerdo a factores climáticos, sociológicos y condiciones de trabajo.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES



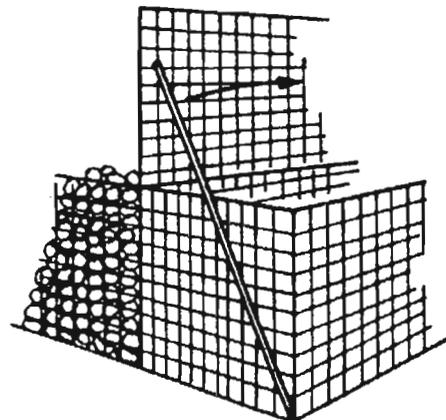
a.- Extendido



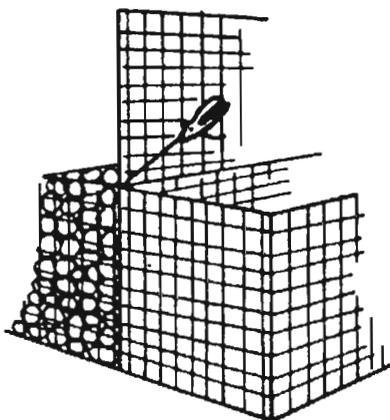
b.- Armado



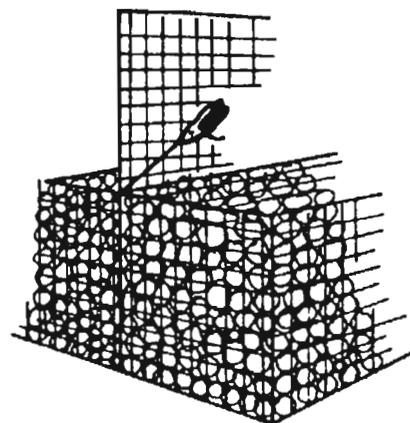
c.- Entibado



d.- Templado



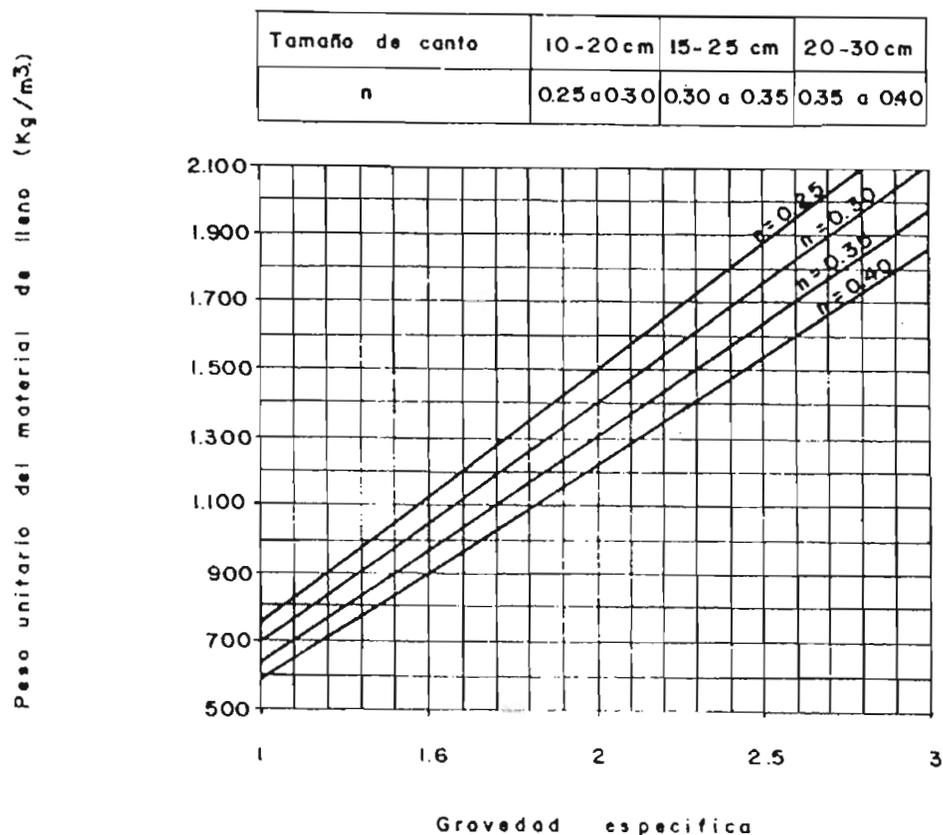
e.- Cosido



f.- Llenado

Figura 5.12 Armado del gavión de malla electrosoldada.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES



Gravedad específica de materiales comunes	
Bosalto	3.0
Ladrillo	2.0
Concreto partido	2.4
Granito	2.7
Piedra caliza	2.5
Areniscas	2.2
Andesitas	2.7

Figura 5.13 Peso unitario del material de lleno en el diseño de gaviones.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES

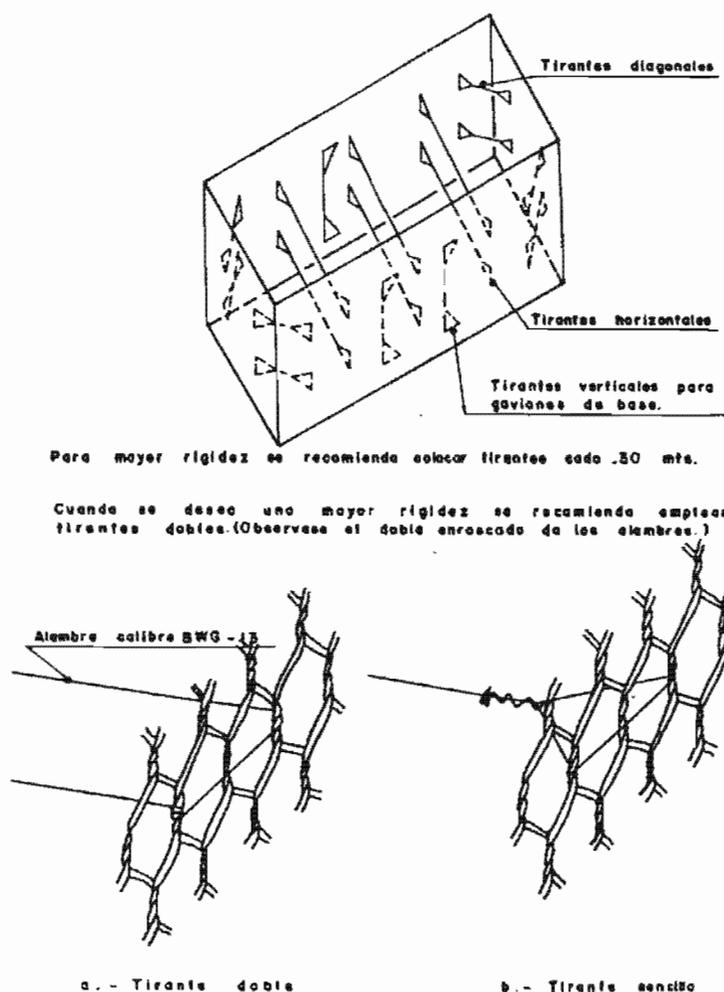


Figura 5.14 Tipos de tirantes para gaviones.

5.4.3 UNIONES ENTRE UNIDADES

Se emplean alambres que varían entre el calibre B.W.G. del 12 al 15 (Ver Tabla 5.1). La unión debe poseer una resistencia ligeramente inferior a la de la malla a fin de garantizar la resistencia del conjunto y al mismo tiempo impedir la rotura de la malla haciendo de la unión el punto más débil. De forma general, el refuerzo de las uniones debe ser del setenta y cinco por ciento el de la malla.

Existen dos tipos de unión:

- 1) Unión tejida.
- 2) Unión aislada independiente.

La unión aislada presenta mejores condiciones de resistencia pero se requiere un número tal de uniones que el refuerzo sumado de una cara sea el setenta y cinco por ciento del refuerzo de la malla.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES

5.5 ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE GAVIONES TIPO CAJA ESTABLECIDAS POR MACCAFERRI

En el mercado existen tres tipos de gaviones empleados para estabilizar diferentes estructuras de una forma natural que son: gaviones de saco, gaviones de colchón y gaviones de caja. A continuación se presentan algunas especificaciones generales empleadas para los gaviones (Ver Figura 5.15) [Ref. 7].

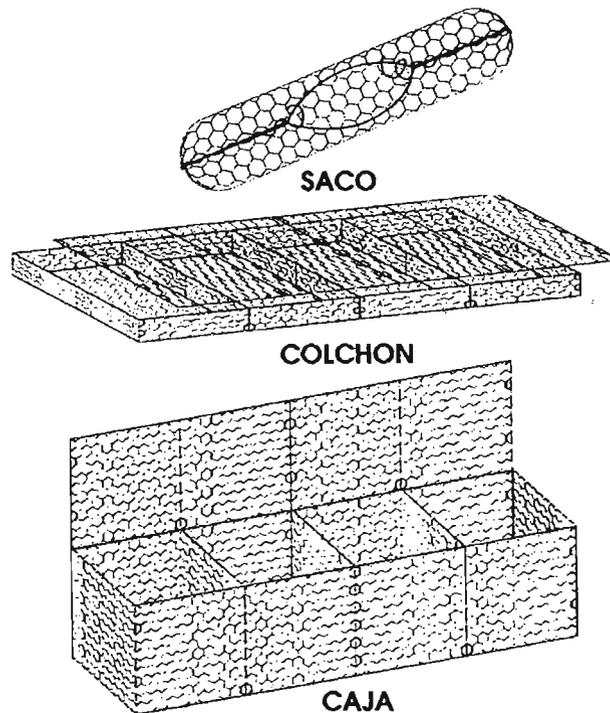


Figura 5.15 Tipos de cajas que conforman los gaviones.

5.5.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

El alambre empleado para fabricar la malla del gavión de tipo estándar deberá ser a fuerte galvanización en lo tipos y en las medidas indicadas (Ver Tabla 5.2) y será fabricado con refuerzo en los bordes y malla. El gavión puede ser dividido mediante diafragmas en celdas cuyo largo no deberá ser superior a una vez y media el ancho del gavión.

Malla

Las mallas deberán ser del tipo hexagonal a doble torsión y las torsiones serán obtenidas entrecruzando dos hilos tres medios giros. Las medidas de las mallas deberán ser de 8 X 10 centímetros.

Alambre

El alambre deberá tener carga de ruptura media de 38-50 Kg/mm² El diámetro del alambre empleado en la fabricación de la malla tendrá que ser de 2.7 ó 3.0 mm.

Estiramiento del alambre

La prueba sobre el alambre tiene que ser efectuada antes de la fabricación de la red o malla sobre una muestra de 30 cm. de largo. El estiramiento no deberá ser inferior al 12%.

Galvanización

Todo el alambre usado en la fabricación de los gaviones y en las operaciones de amarre, deberá ser galvanizado, o sea que la cantidad mínima de zinc deberá ser conforme con cantidades indicadas en la siguiente tabla.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES

Tabla 5.2 Recomendaciones de galvanización

Diámetro nominal de alambre (mm).	Peso mínimo del revestimiento (gr/m ²).
2.2	240
2.4	260
2.7	260
3.0	275
3.4	275
3.9	290

La adherencia del zinc al alambre deberá ser tal que después de haber enredado el alambre seis veces alrededor de un mandril que tenga un diámetro cuatro veces mayor que el del alambre, el revestimiento de zinc no tienda a escamarse o rajarse.

Refuerzo de los bordes

Todos los bordes de los gaviones, incluidos los paneles laterales y los diafragmas, deberán ser reforzados mecánicamente de manera que puedan impedir que se deshile la malla y poseer la misma resistencia de la malla. El alambre usado para reforzar los bordes deberá ser de diámetro mayor que el de la misma malla, es decir:

- Para la malla tipo 8 X 10 cm. con alambre de 3.0 mm de diámetro el refuerzo de los bordes tendrá que ser de diámetro igual o superior a los 3.9 mm.
- Para la malla tipo 8 X 10 con alambre de 2.7 mm de diámetro el refuerzo de los bordes tendrá que ser de diámetro igual o superior a los 3.4 mm.
- Para la malla tipo 8 X 10 con alambre de 2.4 mm de diámetro el refuerzo de los bordes tendrá que ser de diámetro igual o superior a los 3.0 mm.

Dimensiones de los gaviones

Las dimensiones comerciales de los tres tipos principales de gaviones se describen en la Tabla 5.3.

Tabla 5.3 Dimensiones de los gaviones

GAVIONES TIPO CAJA CON DIAFRAGMAS				
LARGO (m)	ANCHO (m)	ALTO (m)	VOLUMÉN (m ³)	# DIAFRAGMAS
1.5	1.0	0.5	0.75	-
2.0	1.0	0.5	1.00	1
3.0	1.0	0.5	1.50	2
4.0	1.0	0.5	2.00	3
1.5	1.0	1.0	1.50	-
2.0	1.0	1.0	2.00	1
3.0	1.0	1.0	3.00	2
4.0	1.0	1.0	4.00	3
GAVIONES TIPO COLCHON				
LARGO (m)	ANCHO (m)	ALTO (m)	ÁREA (m)	# CELDAS
4.0	2.0	0.17	8.00	4
5.0	2.0	0.17	10.0	5
6.0	2.0	0.17	12.0	6
4.0	2.0	0.23	8.00	4
5.0	2.0	0.23	10.0	5
6.0	2.0	0.23	12.0	6
4.0	2.0	0.30	8.00	4
5.0	2.0	0.30	10.0	5
6.0	2.0	0.30	12.0	6
GAVIONES TIPO SACO				
LARGO (m)	DIÁMETRO (m)		VOLUMÉN (m ³)	
2.0	0.65		0.65	
3.0	0.65		1.00	
4.0	0.65		1.30	

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES

Alambre de amarre

Se tendrá que proveer, junto a los gaviones, una cantidad de alambre de amarre para que se puedan efectuar todas las operaciones de amarre durante la construcción de la obra. La cantidad de alambre de amarre es aproximadamente el 5% del peso del alambre de los gaviones.

El diámetro del alambre de amarre será de:

- 2.4 mm para los gaviones con alambre de 3.0 mm de diámetro.
- 2.2 mm para los gaviones con alambre de 2.7 mm de diámetro.
- 2.2 mm para los gaviones con alambre de 2.4 mm de diámetro.

Diafragmas

Los gaviones podrán ser divididos en su interior mediante la inserción de diafragmas que formarán celdas de un largo superior a una vez y media el ancho del gavión.

5.5.2 PROCEDIMIENTO DE COLOCACIÓN

Embalaje

Para facilitar su manipulación, carga y transporte, los gaviones son suministrados doblados y agrupados en fardos. Es recomendable pintar fajas de color en los laterales de cada fardo para facilitar la identificación de las dimensiones de los gaviones.

Armado

Abra el fardo y desdoble cada unidad quitándole el plegado de embalaje. En el caso de los gaviones caja y colchones, levante los lados, las extremidades y los diafragmas a la posición vertical, dóblalos por sus aristas. Para los gaviones saco doble el paño abierto de tela a manera que los bordes laterales coincidan. Para los gaviones caja amarre las cuatro aristas en contacto y los diafragmas con las paredes laterales. Para los colchones, doble las prolongaciones de las paredes de ambas extremidades superponiéndolas y cosiéndolas a las paredes laterales; éstas a su vez deberán ser armadas a los diafragmas. Para los gaviones saco, cosa 30 cm., a partir de los extremos, los bordes en contacto; después fije una de las puntas del alambre grueso que pasa por el borde libre, tire de la otra punta y enrolle las extremidades del mismo. Finalmente repita la operación para el otro extremo del saco.

Colocación

Nivele la base donde los gaviones caja o colchón serán colocados hasta obtener un terreno regular con la pendiente prevista. Amarre cuidadosamente cada gavión a lo largo de las aristas en contacto, tanto horizontalmente como verticalmente, antes del relleno. El amarre es efectuado utilizando el alambre provisto junto a los gaviones y es realizado de forma continua atravesando todas las mallas alternativamente con una y dos vueltas. En el caso de gaviones caja, para obtener una mejor terminación, los gaviones pueden ser traccionados antes de ser rellenos; como alternativa puede ser usado un encofrado de madera (Ver Figura 5.12). En el caso de gaviones tipo caja donde el ancho de la sección transversal lo permita, los gaviones pueden ser colocados enfrentados para facilitar se relleno y cierre de las tapas.

Relleno

El relleno puede ser efectuado manualmente o con medios mecánicos. Deberá ser usada piedra limpia, sana, compacta y de buen peso específico. El tamaño debe ser en lo posible regular y tal que las medidas sean comprendidas entre la medida mayor de la malla y el doble, salvo en los colchones donde no conviene usar piedras mayores a la mitad de su espesor, puede ser aceptado, como máximo, el 5% del volumen de cada celda del gavión de piedras de tamaño mayor al indicado. El relleno debe permitir la máxima deformabilidad de la estructura, dejar el mínimo porcentaje de vacíos asegurando así el máximo de peso. Para los gaviones tipo saco es recordable realizar el relleno de las extremidades hacia el centro.

Atirantamiento

Para los gaviones caja, durante el relleno deben ser colocados tirantes de alambre de la siguiente manera:

- a) Para gaviones de 1.0 m de alto, rellene cada celda del gavión hasta un tercio de su capacidad. Después, coloque normalmente dos tirantes atados alrededor de dos nudos de la malla. Repita esta operación cuando el gavión esté lleno hasta dos tercios. En casos particulares los tirantes pueden unir paredes adyacentes.
- b) Para gaviones de 0.50 m de alto, basta colocar los tirantes en el nivel medio de las cajas.
- c) Eventualmente en obras de revestimiento o plataformas los tirantes pueden asumir una posición vertical.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES

- d) En obras donde los gaviones son llenados previamente, y se izan para su colocación deben colocarse tirantes horizontales entre las paredes de cada celda, y tirantes verticales en el fondo y la tapa. En el caso de los gaviones tipo colchón coloque los tirantes verticales uniendo la base a la tapa. Estos pueden unir las aristas superiores de los diafragmas con el paño base en el caso de revestimiento de superficie inclinada. Normalmente es usado un tirante cada metro cuadrado.

Cierre

Después de completar el relleno, en el caso de los gaviones tipo caja doble la tapa; para los gaviones tipo colchón coloque la tapa (suministrada aparte) sobre la base. En ambos casos cosa la tapa a los bordes superiores de la base y de los diafragmas. En el caso del gavión tipo saco cierre la costura continua uniendo los bordes laterales. Esas operaciones son ejecutadas generalmente en obra pudiéndose lanzar o colocar los sacos posteriormente con ayuda de equipos mecánicos. De acuerdo a lo anterior normalmente los gaviones tipo saco son empleados en obras sumergidas debido a la facilidad de colocación y adaptación.

Los gaviones tipo caja vacíos colocados arriba de una camada ya terminada deben ser cosidos a lo largo de las aristas en contacto con la camada inferior de gaviones ya llenos para lograr un contacto continuo entre los mismos que asegure la monoliticidad de la estructura.

5.6 RECOMENDACIONES DE DISEÑO PARA UN MURO GAVIÓN

A continuación se presentan las principales ventajas que hacen de los muros a base de gaviones un método constructivo eficiente [Ref. 8].

Es simple de construir y mantener y utiliza los cantos y piedras disponibles del sitio. Se puede construir sobre cimentaciones débiles. Su estructura es flexible y puede tolerar asentamientos diferenciales mayores que otro tipo de muros y es fácil de demoler o reparar. Son permeables y por lo tanto, proporcionan un buen drenaje, además son relativamente económicos.

Existen una gran cantidad de tamaños de malla disponible para formar las cajas. Generalmente, se utilizan cajas de 2m X 1m X 1m. La forma básica es trapezoidal. Se emplean tres tipos de mallas diferentes, hexagonales o de triple torsión, electrosoldada y elaborada simple. El principal problema consiste en que las mallas pueden presentar corrosión en suelos ácidos (de PH menor de 6). Las canastas de gavión se colocan unas sobre otras tratando de traslapar lo mejor posible las unidades para darle cierta rigidez que requiere el muro.

Para muros muy anchos con secciones superiores a cuatro metros se puede realizar cierta economía adoptando una forma celular de construcción, lo cual equivale a eliminar algunas de las cajas interiores donde los espacios se rellenan con piedra sin la colocación de canastas de malla. El tamaño y la forma de estas celdas deben diseñarse en tal forma que no se debilite la estabilidad interna general del muro.

El muro de retención puede ser de pared lisa o escalonada; la selección de cualquiera de estas dos formas depende del criterio del proyectista. En la práctica, se ha encontrado que el muro escalonado es más fácil de construir cuando la altura del mismo rebasa los 3 m.

En el caso de muros de contención empleando gaviones, la superficie de empuje del terreno, corresponde al paramento interno del muro; si dicho paramento es escalonado, se considera como superficie de empuje la línea discontinua de la (Fig. 5.19) y con ella se calcula el ángulo β .

El coeficiente de fricción f que se desarrolla entre la base del muro de gaviones y un suelo no cohesivo se puede suponer que es igual a la tangente del ángulo de fricción interna del suelo. Lo mencionado se basa en el hecho de que la superficie del muro es muy rugosa y el material del suelo penetra en los huecos que dejan las piedras que constituyen el gavión; por este motivo, la fricción se efectúa entre las partículas del suelo y no entre éstas y el gavión.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES

Si el muro está colocado sobre un suelo cohesivo como la arcilla, la resistencia al deslizamiento se calcula con base en la cohesión de ella. Cuando se tiene una arcilla muy dura, se recomienda construir una zanja angosta en el sitio donde se va a desplantar el muro y llevarla hasta una altura de 15 cm. con grava limpia, de aproximadamente 7 cm. de diámetro, bien compactada.

Para muros de contención empleando gaviones que van a sostener taludes hechos con arcilla, se requiere construir un sistema de contrafuertes formados por gaviones. La separación entre contrafuertes, que es función del tipo, humedad y cohesión del suelo, se puede conocer con ayuda de la siguiente Tabla 5.4.

Tabla 5.4 Separación entre contrafuertes.

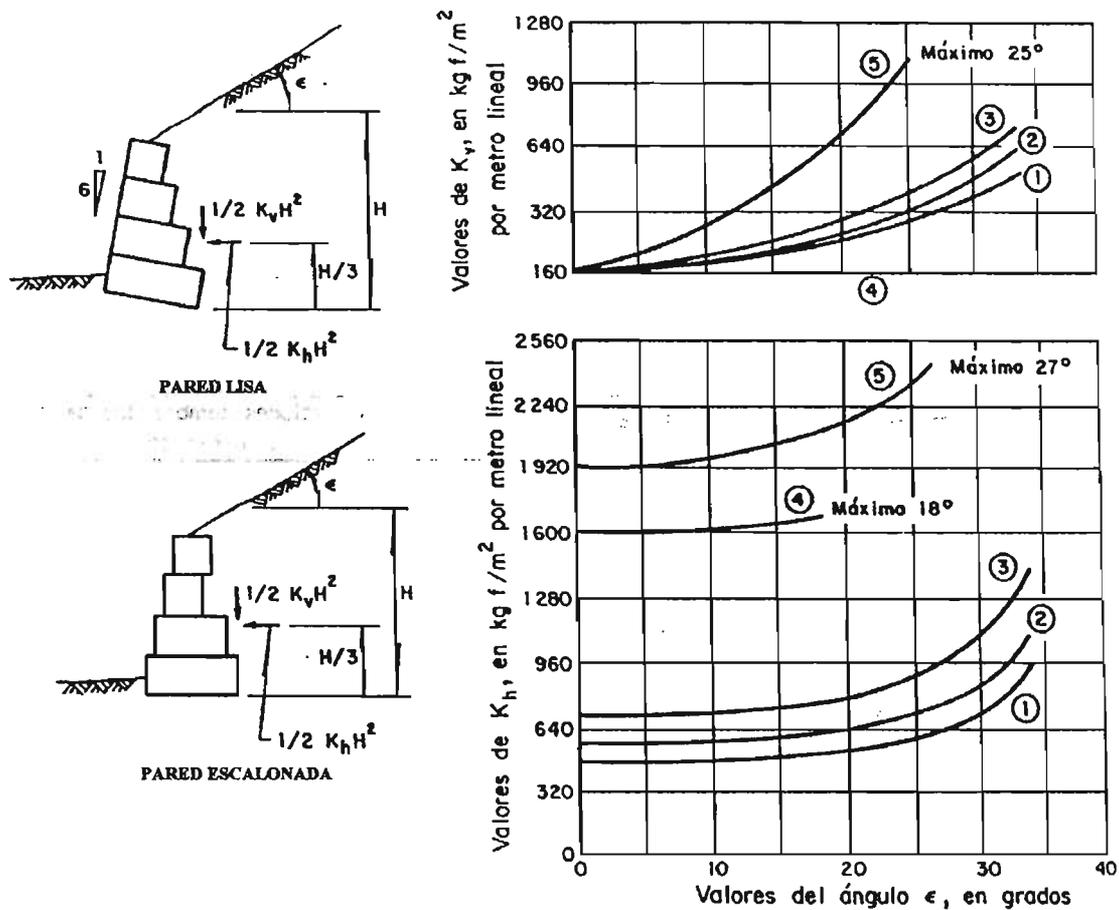
Tipo de suelo	Humedad, (%)	Cohesión, (Kg/cm ²)	Separación entre contrafuertes, (m)
Arcilla muy blanda	40	21	4
Arcilla blanda	35	28	5
Arcilla semidura	30-33	42-56	6-7
Arcilla dura	25-27	70-106	8-9

Fuente: Secretaria de Obras Públicas, Colombia.

El inicio de los contrafuertes va desde la cara exterior del muro hasta un punto localizado al menos 2 m dentro de la línea de falla del talud. Los contrafuertes contribuyen a disminuir el empuje hidrostático al drenar el material. En el diseño de un muro de contención cuya altura no sobrepase los 6 m, el cálculo del empuje de tierra es recomendable que se haga con métodos semiempíricos.

En la Figura 5.16 se presenta un procedimiento gráfico semiempírico para determinar dichos empujes. Al igual que en otros casos, se sugiere que la cimentación de los muros de contención se haga por debajo de la línea de falla cuando el suelo esté constituido por arenas o por arcillas arenosas.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES



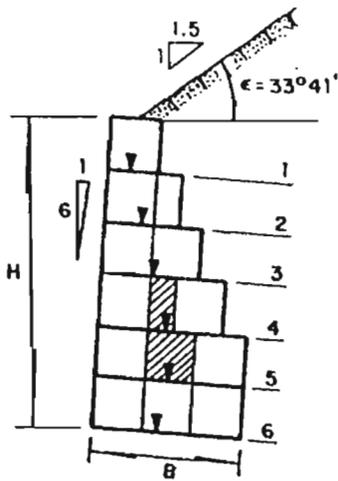
- ① Arena limpia o grava GW, GP, SW, SP
- ② Arena o grava sucia de baja permeabilidad: GM, GM-GP, SM, SM, SM-SP
- ③ Limos y arcillas residuales duras, arena fina limosa: CL, ML, CH, MH, SM, SC, GC
- ④ Arcilla blanda o muy blanda, arcilla limosa, limos orgánicos: CL, ML, OL, CH, MH, OH
- ⑤ Arcilla compacta o medianamente compactada, depositada en trozos y protegida contra la infiltración: CL, CH

Figura 5.16 Cálculo del empuje de tierra para el diseño de muros de retención empleando gaviones.

Para los suelos tipo 1, (Ver Figura 5.16) los cálculos se efectúan con un valor de $H = 1.20$ m. La resultante se considera aplicada a una altura de $(H-1.20)$ por encima de la base.

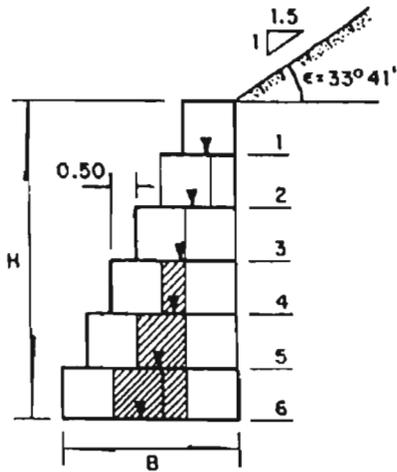
Para los suelos tipo 1 y 2, se propone usar las Figuras (5.17) y (5.18) para determinar los muros que ayudarán a sostener dicho tipo de suelo. Para la realización de estas tablas se utilizó un peso específico unitario del gavión de 1760 Kg/m^3 ; por lo que para su empleo el material para llenar las canastas tiene que tener dicho peso.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES



Nº de niveles	H (m)	B (m)	Notas
1	1	1	La pared exterior puede ser vertical
2	2	1.5	
3	3	2	
4	4	2.5	
5	5	3	La porción sombreada del nivel 4 no requiere canasta
6	6	3	Las porciones sombreadas de los niveles 4 y 5 no requieren canasta

a) Pared exterior con talud



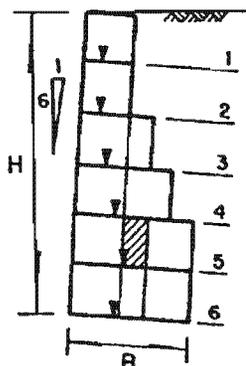
Nº de niveles	H (m)	B (m)	Notas
1	1	1	
2	2	1.5	
3	3	2	
4	4	2.5	
5	5	3	La porción sombreada del nivel 4 no requiere canasta
6	6	3.5	Las porciones sombreadas de los niveles 4 y 5 no requieren canasta

b) Pared exterior escalonada

▼ Localización de la resultante del peso del muro y el empuje de tierra

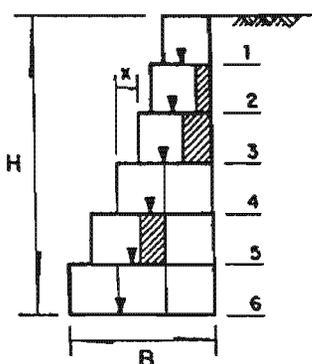
Figura 5.17 Diseño de muros de retención.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES



a) Pared exterior con talud 1:6

Nº de niveles	H (m)	B (m)	Notas
1	1	1	La pared exterior puede ser vertical
2	2	1	
3	3	1.5	
4	4	2	
5	5	2.5	
6	6	2.5	La porción sombreada en el nivel 5 no requiere canasta



b) Pared exterior escalonada

Nº de niveles	H (m)	B (m)	x	Notas
1	1	1.0		
2	2	1.3	0.30	
3	3	1.6	0.30	La porción sombreada en el nivel 2 no requiere canasta
4	4	2.0	0.40	Las porciones sombreadas en los niveles 2 y 3 no requieren canasta
5	5	2.5	0.50	Usar contrafuertes c/3m en el nivel 4. Ver notas nivel 4
6	6	3.0	0.50	Ver notas para los niveles 4 y 5

∇ Localización de la resultante del peso del muro y el empuje de tierra

Figura 5.18 Diseño de muros de retención.

Estos muros se diseñaron para que la resultante de fuerzas cayera dentro del tercio medio de la base, y el factor de seguridad contra el volteo tuvo un valor mínimo de 2. La seguridad contra el volteo se tiene cuando la presión sobre el suelo que está debajo de la base no excede a la capacidad de soporte de dicho suelo. Los muros de las Figuras (5.17) y (5.18) son seguros para suelos con capacidad de carga de 10 t/m^2 .

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES

En la siguiente Tabla se muestran los valores de capacidad de carga permisibles para diferentes tipos de suelo; si la presión calculada es mayor que esta capacidad hay que ampliar el área de la base.

Tabla 5.5 Valores de la capacidad de carga permisible para diferentes tipos de suelo.

TIPO DE MATERIAL	CONSISTENCIA EN EL SITIO	CAPACIDAD DE CARGA PERMISIBLE (t/m ²).
Mezcla bien graduada de suelos finos y suelos granulares gruesos (5mm); Residuos de roca de origen glacial, arcillas compactas, arcillas con tronco de roca. (GW-GC,GC,SC).	Muy compacta	108
Cascajo, mezcla de cascajo y arena. Mezcla de cascajo mal graduado. (GW,GP,SW,SC).	Muy compacta	86
	Compacta a suelta	64
	Suelta	43
Arena gruesa a media, arena con algo de cascajo. (SW,SP)	Muy compacta	43
	Compacta a suelta	32
	Suelta	21
Arena fina a media, limo o arcilla media a arcilla gruesa. (SW,SM,SC).	Muy compacta	32
	Compacta a suelta	21
	Suelta	16
Arena fina, limo o arcilla media a arena fina. (SP,SM,SC).	Muy compacta	32
	Compacta a suelta	21
	Suelta	16
Arcilla inorgánica homogénea, arcilla arenosa o limosa.	Muy dura a dura	43
	Blanda a dura	21
	Blanda	5
Limo orgánico, limo arenoso o arcilloso, limo estratificado-arcilla-arena fina (ML,MH).	Muy dura a dura	32
	Blanda a dura	16
	Blanda	5

Las Tablas incluidas en las Figuras (5.17) y (5.18) proporcionan las dimensiones para muros construidos en capas de 1 m de altura; los valores para alturas intermedias se obtienen reduciendo el espesor de la base a la mitad (0.5 m) o bien disminuyendo la altura del nivel superior hasta los 0.3 m; el gavión colocado en la cimentación de un muro con pared interior escalonada no puede tener un espesor menor de 0.5 m, debido a que los gaviones delgados son muy flexibles y, como consecuencia resultan inadecuados para transmitir las cargas.

Es recomendable que, para reducir o evitar la migración del material retenido tras el muro, se debe colocar un geotextil, como interfase, y se sugiere utilizar un talud de 1 H a 10 V cuando el muro es inclinado.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES

5.7 DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN CON GAVIONES

Los suelos, así como otros materiales, tienen un ángulo de reposo propio; para lograr una pendiente mayor que la proporcionada por dicho ángulo, se requiere de algún tipo de muro o soporte que evite el deslizamiento; con este propósito se emplean comúnmente los muros de retención.

Si se trata de muros con poca altura, la práctica consiste en utilizar métodos empíricos para determinar el empuje de tierra. En el caso de muros altos que constituyen la parte principal de una construcción, por cuestiones de economía, se justifica recurrir a un estudio más completo de los suelos y a un análisis más detallado de las cargas.

Las presiones del suelo que obran sobre un muro de retención tienden a producir su deslizamiento, o su volteo. La resistencia del terreno que forma el cimiento es importante, al igual que el carácter del relleno, el cual puede variar desde una grava bien graduada (GW) hasta una arcilla muy plástica (CH).

La cimentación adecuada de un muro de retención permite que éste funcione satisfactoriamente. La mayoría de los fracasos ocurre cuando los muros se construyen sobre cimentaciones de arcilla; por otra parte, los suelos de grano grueso proporcionan base y relleno estables.

La razón por la cual se debe evitar el relleno hecho con suelos arcillosos o que contengan un elevado porcentaje de arcilla, especialmente si existen filtraciones en los taludes; es que pueden ser arcillas expansivas las cuales al contacto con el agua se expanden y al secarse reducen de volumen; del mismo modo la arcilla dura en terrones grandes no debe emplearse como relleno, a menos que se puedan evitar las filtraciones del agua de la superficie. El drenaje apropiado es aconsejable, ya que mejora la estabilidad de todos los rellenos, y resulta esencial donde quiera que se encuentren taludes con estratos conductores de agua.

5.7.1 CÁLCULO DEL EMPUJE

Para determinar el valor del empuje, se utiliza el método de Coulomb, basado en el estudio del equilibrio de una cuña bidimensional de suelo indeformable (Fig.5.19), sobre la cual actúan el peso propio del relleno, la fuerza de fricción interna que se distribuye de manera uniforme a lo largo de la superficie de rotura plana, y eventualmente la cohesión del suelo. En el caso particular de muros formados con gaviones, *se omite el empuje hidrostático por ser permeable la estructura.*

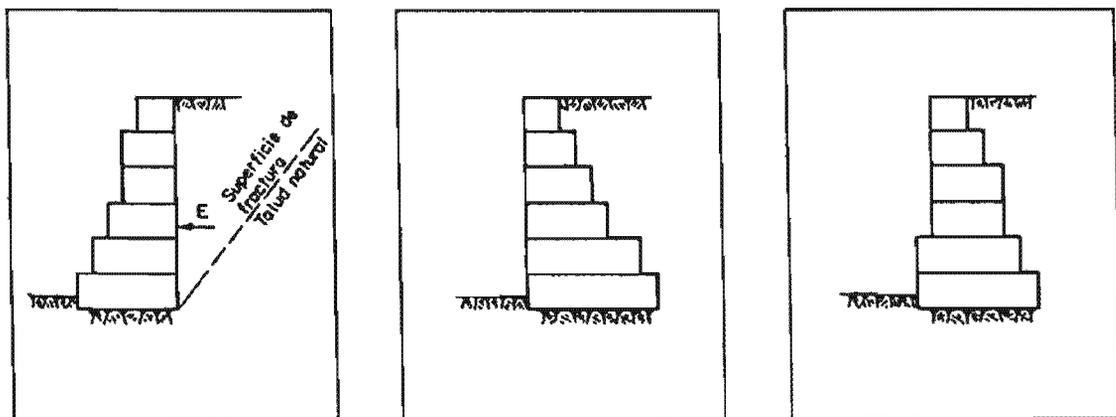


Figura 5.19 Disposición general de muros de retención formados con gaviones.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES

Cuando se trata de un muro con parámetro vertical interno, la superficie de empuje es ese propio parámetro (Ver Figura 5.20). En el caso de un muro con escalones internos, se considera la superficie que une los extremos internos superior e inferior del muro (Ver Figura 5.20) y quedando así definido el ángulo β formado por el plano de empuje y la horizontal.

El empuje activo en el muro de contención se determina con la siguiente expresión:

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_s H^2 - 2 K_a^{1/2} c H \quad \dots\dots\dots (5.1)$$

Para la cual H y K_a se calculan con las ecuaciones 5.2 y 5.3.

$$H = [h + (B + a) \tan \alpha] \cos \alpha \quad \dots\dots\dots (5.2)$$

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi)}{\text{sen}^2 \beta \text{ sen}(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{ sen}(\phi - \epsilon)}{\text{sen}(\beta - \delta) \text{ sen}(\beta + \epsilon)}} \right]^2} \quad \dots\dots\dots (5.3)$$

Donde:

E_a = Empuje activo, en t/m.

K_a = Coeficiente de empuje activo.

γ_s = Peso específico del suelo, en t/m³.

H = Altura donde actúa el empuje, en m.

h = Altura del muro, en m.

B = Base del muro sin considerar los escalones externos, en m.

a = Ancho del muro en la corona, en m.

α = Inclinación del muro con la vertical, en grados.

β = Ángulo formado por el plano de empuje y la horizontal, en grados.

ϕ = Ángulo de fricción interna del material, en grados.

δ = Ángulo de fricción entre el muro y el terreno, en grados; (como en muros de gaviones hay muy pocas referencias, se puede suponer igual a ϕ). Por ejemplo, si tras el muro hay un geotextil $\delta = 0.9\phi$.

ϵ = Ángulo del talud sobre el muro respecto a la horizontal, en grados.

c = Cohesión, en t/m².

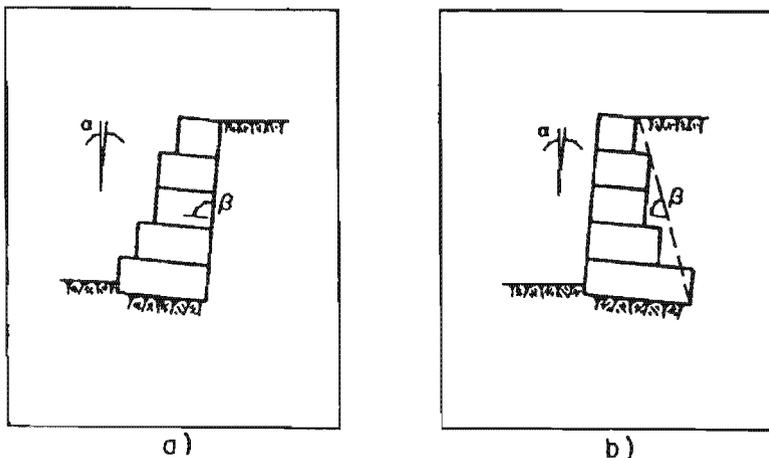


Figura 5.20 Planos de empuje en muros de retención.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES

Tabla 5.6 Propiedades físicas de suelos y rocas.

(MATERIA NO COHESIVO)

TIPO	MATERIAL	PESO ESPECIFICO (t/m ³)	MATERIAL	ANGULO DE FRICCIÓN (Grados)
Arena fina	Gruesa y seca	1.44	Compacta, bien graduada y uniforme.	40-45
	Fina y húmeda	1.60	Uniforme, gruesa, arena fina o suelta	35-40
	Húmeda	1.84	Arena suelta bien graduada.	35-40
	Muy húmeda	1.92	Arena fina seca	30-35
Grava	Común mixta	1.76	Común mixta	35-40
	Fluvial	2.24	Grava	40
	Suelta	1.84	Compacta arenosa	40-45
	Arenosa	1.82	Suelta arenosa	35-40
Roca suelta	Granito	1.60-2.00	Piedra partida en fragmentos.	35-45
	Basalto	1.76-2.24	Yeso fragmentado	35-45
	Calcárea	1.28-1.92		
	Yeso	1.00-1.28		

(MATERIA COHESIVO)

TIPO	MATERIAL	PESO ESPECIFICO (t/m ³)	MATERIAL	ANGULO DE FRICCIÓN (Grados)
Arcilla	Seca	1.76	Bloques de arcilla seca	30
	Húmeda	1.84	Bloques de arcilla húmeda	40
	Saturada	1.92	Arcilla compacta	10-20
	Marga arenosa	1.60	Arcilla blanda	5-7
	Marga	1.76	calcáreo	20-27
	Con grava	2.00	Material de falla	14-22
Cobertura	Suelo superficial	1.36	Suelo de cobertura	30-35
	Suelo seco	1.44		
	Suelo húmedo	1.60		
	Suelo saturado	1.68		
Macizo rocoso	Granito	2.61	Granito	30-50
	Cuarcita	2.61	Cuarcita	30-45
	Arenisca	1.95	Arenisca	30-45
	Caliza	3.17	Caliza	30-50
	Pórfido	2.58	Pórfido	30-40
	Yeso	1.76	Yeso	30-40

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES

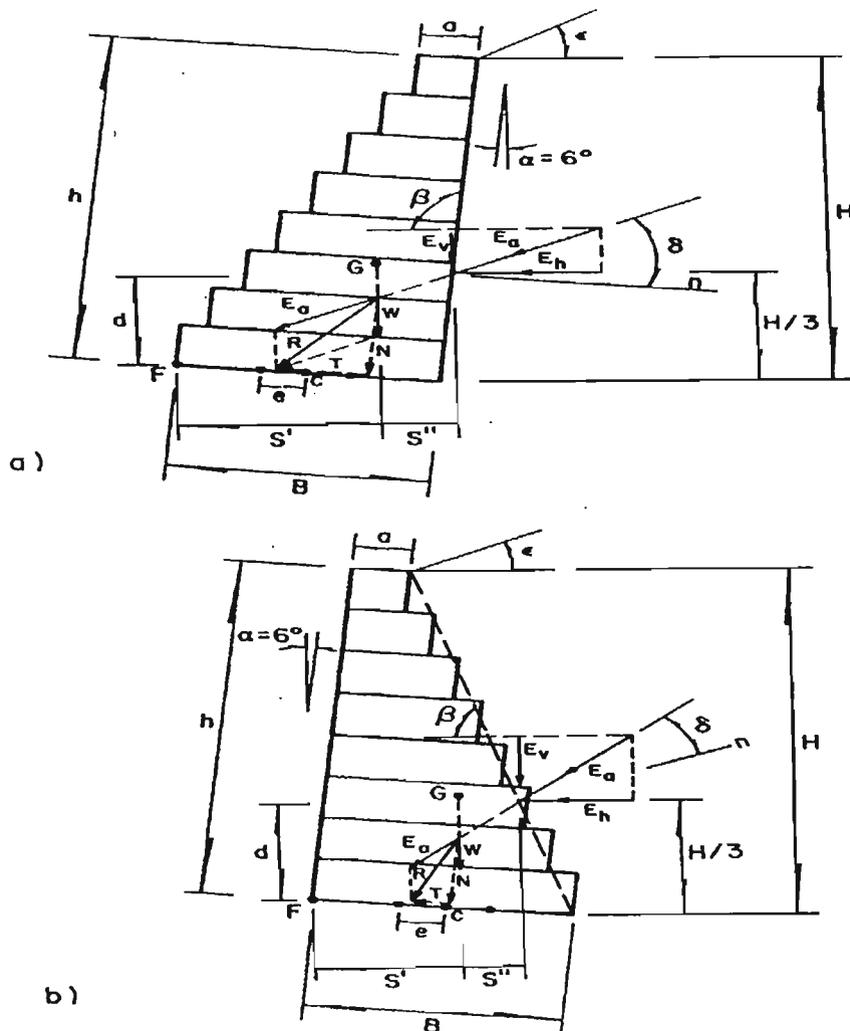


Figura 5.21 Fuerzas estabilizantes y desestabilizantes en los muros de retención.

Generalmente, la cohesión no se toma en cuenta, ya que ella se modifica con el tiempo y no tiene gran influencia en el valor final del empuje. En caso de que exista una sobrecarga (q) encima del muro de contención, ésta es asimilada a un relleno de altura h_s de las mismas características del relleno. De esta manera, se tiene que:

$$h_s = \frac{q}{\gamma_s} \dots \dots \dots (5.3-a)$$

Quedando entonces E_a igual a:

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_s H^2 \left[1 + \frac{2h_s}{H} \right] - 2K_a^{1/2} cH \dots \dots \dots (5.4)$$

Normalmente, cuando la sobrecarga (q) es debida a vehiculos, se adopta una sobrecarga $q = 1.5$ a 2.0 t/m². La altura del punto de aplicación del empuje es dificil de evaluar y varía bastante en la práctica; en general, dicho punto puede producirse a una altura comprendida entre 0.5 y $0.33 H$.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES

En algunos casos, la variación se debe al desplazamiento del muro, a su rigidez e inclinación, a modificaciones en las características del terreno y a la presencia de sobrecargas. Con frecuencia, se considera $0.33 H$ (Ver Figura 5.21). La altura del lugar donde se aplica el punto activo "d", medido verticalmente desde la horizontal que pasa por el punto de giro "F" (Ver Figura 5.21), para condición con sobrecarga, se tiene:

$$d = \frac{H}{3} \left[\frac{H + 3h_s}{H + 2h_s} \right] - B \operatorname{sen} \alpha \dots\dots\dots (5.5)$$

Y para condición sin sobrecarga. Si $\alpha = 0$, $d = H/3$

$$d = \frac{H}{3} - B \operatorname{sen} \alpha \dots\dots\dots (5.6)$$

5.7.2 ESTABILIDAD DE LOS MUROS

En el diseño de los muros, es necesario tomar en cuenta algunas condiciones de estabilidad para evitar la falla de la estructura, es recomendable inclinar el muro contra el suelo, con un ángulo $\alpha = 6^\circ$ que puede llegar a ser de 10° , pues así el valor de K_a disminuye. A continuación se describen los principales pasos a realizar para el cálculo de muros de contención empleando gaviones.

5.7.2.1 FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL DESLIZAMIENTO

En ningún caso, el cociente de las fuerzas estabilizantes y las desestabilizantes debe ser menor que el coeficiente de deslizamiento entre el terreno donde se construye el muro y el muro de contención o el existente para dos planos del mismo material que tratan de deslizarse.

$$E_v = E_a \operatorname{sen}(90^\circ + \delta - \beta) \dots\dots\dots (5.6-a)$$

$$E_h = E_a \cos(90^\circ + \delta - \beta) \dots\dots\dots (5.6-b)$$

Donde:

E_v = Componente vertical del empuje activo E_a , en t/m.

E_h = Componente horizontal del empuje activo E_a , en t/m.

El factor de seguridad contra deslizamiento FS_D , que debe ser igual a 1.5 o mayor, está dado por:

$$FS_D = \frac{[(W + E_v) \cos \alpha + E_h \operatorname{sen} \alpha] \tan \phi + (W + E_v) \operatorname{sen} \alpha + cB}{E_h \cos \alpha} \dots\dots\dots (5.7)$$

Donde:

W = Peso propio de la estructura, en t/m.

α = Inclinación del muro con la vertical, en grados.

B = Ancho de la base del muro al desprejar los escalones externos, en grados.

c = Cohesión, en t/m^2 .

El peso propio de la estructura W , depende de la sección del muro y del peso específico del relleno. En el gavión, se considera un porcentaje de vacíos (n) de 0.3, es decir del 30%. El peso específico del gavión

$$\gamma_g \text{ sería: } \gamma_g = \gamma_s (1 - n) \dots\dots\dots (5.8)$$

Donde:

γ_g = Peso específico de los gaviones, en t/m^3 .

γ_s = Peso específico del material de relleno, en t/m^3 . (Ver Tabla 5.7).

n = Porcentaje de vacíos, su valor promedio es 0.3.

Las componentes vertical y horizontal del empuje activo (Ver Figura 5.21) toman los valores dados por las ecuaciones (5.6-a y 5.6-b). En la verificación del deslizamiento, el coeficiente de fricción suelo-gavión es de 0.7 a 0.75 para suelos cohesivos. En tales valores, interviene la cohesión, pero si ésta no influye, los valores de este coeficiente de fricción disminuirán. Por ejemplo, dicho coeficiente es de 0.64 entre una superficie de concreto-gavión. Generalmente se adopta $\tan \phi$ independientemente de la cohesión, admitiéndose que el deslizamiento se produce entre suelo y suelo.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES

Tabla 5.7 Peso específico de diversos tipos de material de relleno.

Tipo de roca	Peso específico (t/m ³)
Basalto	2.9
Granito	2.6
Caliza compacta	2.5
Traquita	2.5
Guijarro de río	2.3
Arenisca	2.3
Caliza tierna	2.2
Toba	2.7

5.7.2.2 FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA VOLTEAMIENTO

Considerando como fuerza estabilizante el peso propio del muro y la componente vertical del empuje activo y como fuerza desestabilizante la componente horizontal del mismo empuje, se llega a:

$$M_v = E_h d \dots\dots\dots (5.9)$$

$$M_r = WS' + E_v S'' \dots\dots\dots (5.10)$$

$$S' = B \cos \alpha - \frac{H}{3} \left[\frac{H + 3h_s}{H + 2h_s} \right] \frac{1}{\tan \beta} \dots\dots\dots (5.11)$$

$$S'' = X_g \cos \alpha + Y_g \operatorname{sen} \alpha \dots\dots\dots (5.12)$$

Donde:

h_s = Altura de relleno.

d = Distancia vertical que pasa por el punto de giro F.

S' = Distancia vertical entre el punto de volteamiento F (Fig.5.21) y el punto de aplicación del empuje activo.

S'' = Distancia horizontal entre el punto de volteamiento F (Fig.5.21) y el punto de aplicación del empuje activo.

X_g y Y_g = Coordenadas del centro de gravedad referidas a un sistema coordenado cuyo origen coincide con el punto F.

En ningún caso, el momento de volteo M_v , producido por las fuerzas deslizantes debe ser mayor que el momento resistente M_r , generado por las estabilizantes.

El factor de seguridad contra volteamiento FS_v será igual a 1.5 o mayor, es decir:

$$FS_v = \frac{M_r}{M_v} \geq 1.5 \dots\dots\dots (5.13)$$

5.7.2.3 ESFUERZOS DE TRABAJO MAXIMO Y MINIMO EN EL SUELO DE APOYO

Al suponer que existe una distribución lineal de esfuerzos sobre el terreno, no se deben admitir fatigas mayores que las estipuladas como de trabajo del terreno. Cuando la resultante cae dentro del núcleo central de la base, los esfuerzos resultantes, obtenidos mediante la aplicación de la fórmula de la escuadría, están dados por:

$$\left. \begin{matrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{matrix} \right\} = \frac{N}{B} \left[1 \pm \frac{6e}{B} \right] \dots\dots\dots (5.14)$$

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES

1) Para el caso de $e < \frac{B}{6}$

Donde:

σ_1 = Esfuerzo máximo, signo (+).

σ_2 = Esfuerzo mínimo, signo (-).

B = Base del muro sin considerar los escalones externos, en m.

N = Resultante de las fuerzas normales en la base del muro e igual a:

$$N = (W + E_v) \cos \alpha + E_h \operatorname{sen} \alpha \dots \dots \dots (5.14-a)$$

e = Excentricidad, en m; está dada por:

$$e = \frac{B}{2} - \left[\frac{M_r - M_v}{N} \right] \dots \dots \dots (5.14-b)$$

En las Tablas 5.8 y 5.9 se presentan algunos esfuerzos de trabajo σ ; pero es recomendable corroborar estos datos mediante pruebas de capacidad de carga de los suelos analizados.

Tabla 5.8 Esfuerzos de trabajo del terreno.

TIPO DE MATERIAL	ESFUERZO (Kg/cm ²)
Roca viva, maciza, sin laminaciones, fisuras o signos de descomposición, como: gneis, granito, basalto, etc.	100
Roca laminada con pequeñas fisuras, estratificada, como: el esquisto.	35
Depósitos compactos y continuos de rocas y piedras de diversos tipos.	10
Suelo cementado	8
Grava compacta o mezclas compactas de arena y grava.	5
Grava suelta o mezclas de arena y grava; arena gruesa compacta.	3
Arena gruesa suelta; arena fina compacta.	2
Arena fina suelta	1
Arcilla dura	3
Arcilla compacta	2
Arcilla medianamente compacta	1
Arcilla blanda	Se requiere se estudios de geotecnia o experiencia local.
Arcilla muy blanda	
Rellenos	
Otros tipos de suelo no incluidos en esta tabla.	

Tabla 5.9 Esfuerzos de trabajo del terreno.

(ARENAS)

Resistencia a la penetración, número de goles/30 cm.	Compacidad	Esfuerzo, (Kg/cm ²)
0-4	Muy suelta	-
4-10	Suelta	0.8
10-30	Media	0.8 - 3.0
30-50	Compacta	1.0 - 5.0
50	Muy compacta	5.0

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES

**Tabla 5.9 Esfuerzos de trabajo del terreno (continuación).
(ARCILLAS)**

Resistencia a la penetración, número de golpes/30 cm.	Consistencia	Esfuerzo, (Kg/cm ²)
2	Muy blanda	0 -0.45
2-4	Blanda	0.45 - 0.90
4-8	Media	0.90 - 1.80
8-15	Compacta	1.80 - 3.60
15-30	Muy compacta	3.60 - 7.20
30	Dura	7.20

Si la resultante cae fuera del núcleo central, se reduce la sección de trabajo de la base, como puede ocurrir en los muros con gaviones por su gran flexibilidad; la excentricidad real corregida (e') valdrá en este caso:

$$e' = \frac{B}{2} - e \dots\dots\dots (5.15)$$

2) Para $e > B/6$, los esfuerzos de trabajo σ_1 y σ_2 , en t/m^2 , están dados por:

$$\sigma_1 = \frac{2N}{3e'} \dots\dots\dots (5.16)$$

$$\sigma_2 = \sigma_1 \left[\frac{B - 3e'}{3e'} \right] \dots\dots\dots (5.17)$$

Es recomendable que $\sigma_2 \leq 2 t/m^2$ en presión y σ_1 no sobrepase la presión admisible del terreno.

5.7.2.4 VERIFICACIÓN EN SECCIONES INTERMEDIAS

Es necesario verificar la estabilidad en secciones intermedias del muro de retención, para evitar la falla de la estructura. Al considerar las fuerzas estabilizantes, que son el peso propio del muro y la componente vertical del empuje activo, y la fuerza desestabilizante, que es la componente horizontal de dicho empuje hasta la sección de análisis. Los esfuerzos resultantes a la compresión y a la tensión tangencial se obtienen con (Ver Figura 5.22):

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{0.8X} \dots\dots\dots (5.18-a)$$

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{T}{B}$$

Donde:

$\sigma_{m\acute{a}x}$ = Esfuerzo resultante a la compresión en la sección de análisis.

$\tau_{m\acute{a}x}$ = Tensión tangencial en la sección de análisis.

N = Resultante de las fuerzas normales en la sección de análisis (que es la ecuación 5.14-a).

$$N = (W + E_v) \cos \alpha + E_h \operatorname{sen} \alpha$$

T = Resultante de las fuerzas tangenciales en la sección de análisis.

$$T = E_h \cos \alpha - (W + E_v) \operatorname{sen} \alpha \dots\dots\dots (5.18-b)$$

X = Ancho de la sección que está trabajando a compresión.

$$X = \frac{0.5B - e}{0.4} \dots\dots\dots (5.18-c)$$

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES

B = Ancho de la base de la sección de análisis.

e = Excentricidad de la resultante, en la sección de análisis.

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{N} \dots \dots \dots (5.18-d)$$

M = Momento actuante en la sección de análisis, que tome en cuenta el momento resistente M_r y el volteo M_v .

$$M = M_r - M_v \dots \dots \dots (5.18-e)$$

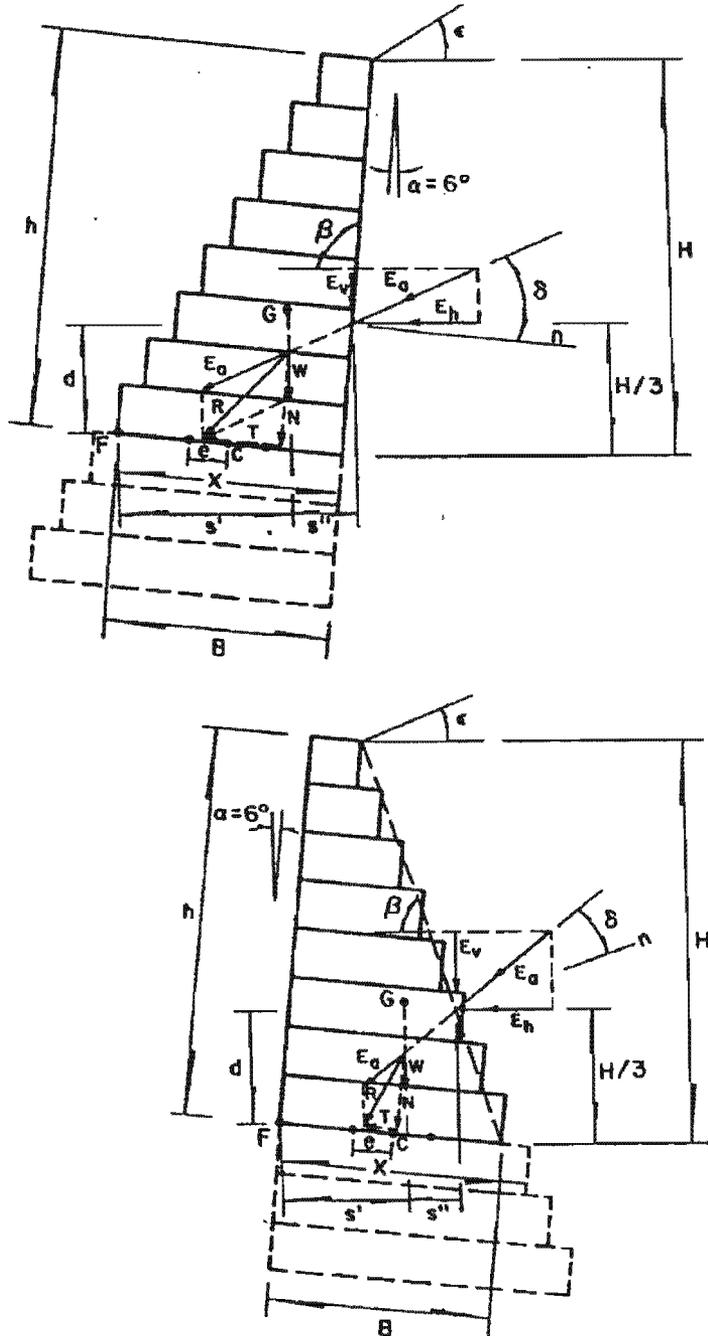


Figura 5.22 Fuerzas estabilizantes y desestabilizantes para una sección intermedia en los muros de retención.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES

Los valores de $\sigma_{m\acute{a}x}$ y $\tau_{m\acute{a}x}$ no deben rebasar las variaciones admisibles dadas por:

$$\sigma_{adm} = 50\gamma_g - 30 \dots\dots\dots (5.19)$$

$$\tau_{adm} = \frac{N}{B} \tan \phi^* + c_g$$

Donde:

σ_{adm} = Esfuerzo normal de compresión admisible, en t/m^2 .

τ_{adm} = Tensión tangencial admisible, en t/m^2 .

γ_g = Peso específico de los gaviones, en t/m^3 .

ϕ^* = Ángulo de fricción interna de los gaviones, en grados.

$$\phi^* = 25\gamma_g - 10 \dots\dots\dots (5.19-a)$$

c_g = Cohesión del gavión, en t/m^2 .

$$c_g = 10(0.03P_u - 0.05) \dots\dots\dots (5.19-b)$$

P_u = Peso de la malla metálica, en Kg/m^3 ; para gaviones tipo estándar, vale entre 8.6 y 12 Kg/m^3 con alturas del gavión (h) de 1.0 a 0.5 m.

5.7.2.5 SEGURIDAD CONTRA FALLA GLOBAL

La inestabilidad de un muro de retención formado con gaviones puede presentarse por una falla del conjunto suelo-muro a lo largo de una superficie curva de deslizamiento, más o menos cilíndrica (Figura 5.23-a). Por consiguiente, se requiere establecer las condiciones de equilibrio de todas las fuerzas que actúan en la masa deslizante. El análisis se realiza para diversas superficies y se determina aquella de falla crítica, por ejemplo, el Método de Fellenius o el de Bishop descritos en el Capítulo 2. Otro sistema simplificado aproxima la superficie de rotura o falla a una recta (Fig. 5.23-b).

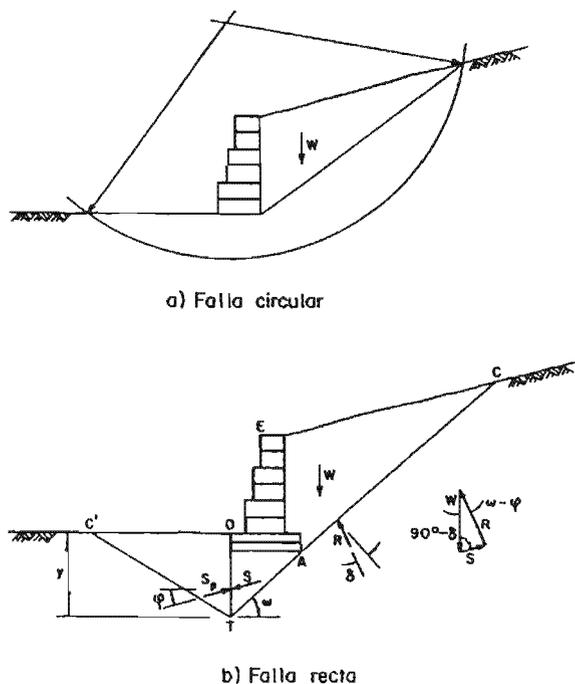


Figura 5.23 Esquemas para la verificación de la falla global.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES

5.7.3 EJEMPLO DE APLICACIÓN

En el siguiente ejemplo se muestran de manera general los pasos a seguir en el cálculo de la estabilidad de un muro de contención formado a base de gaviones; en el cual se presentan las siguientes características; el peso específico de la piedra de relleno de 2.43 t/m^3 y el peso específico del suelo $\gamma_s = 1.8 \text{ t/m}^3$, el ángulo de fricción del suelo $\phi = 30^\circ$ y la cohesión del suelo $c = 0 \text{ t/m}^2$. El suelo de la base es una arcilla arenosa con capacidad de carga de 2 Kg/cm^2 y un ángulo de fricción $\phi = 27^\circ$. El muro tiene una inclinación contra el terreno de $\alpha = 6^\circ$, la cual ayuda o esta a favor de la estabilidad del muro de una altura total medida paralelamente a la cara externa de la estructura de 4 m . El talud sobre el muro es horizontal y se requiere que resista el empuje de una sobrecarga de 3.0 t/m^2 , como se muestra en la Figura 5.24.

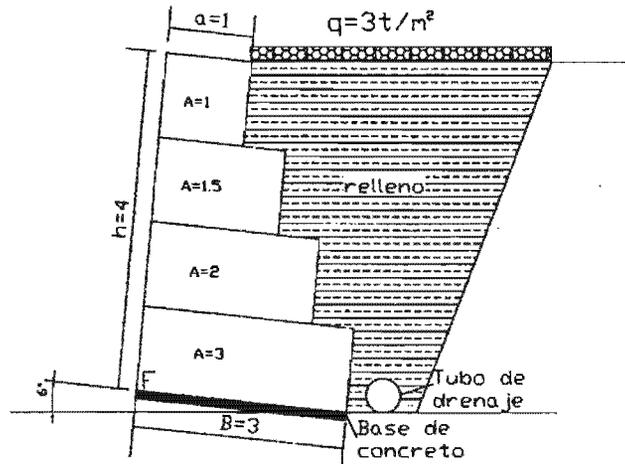


Figura 5.24 Sección transversal del muro de contención.

5.7.3.1 CÁLCULO DEL EMPUJE

De la figura 5.24, $h = 4.0 \text{ m}$ (dato), $B = 3.0 \text{ m}$ (dato), $a = 1.0 \text{ m}$ (dato), el ángulo formado por el plano de empuje y la horizontal vale:

$$\beta = \left[\tan^{-1} \left(\frac{h}{B-a} \right) \right] + \alpha = \tan^{-1} \left[\frac{4.0}{3.0-1.0} \right] + 6^\circ = 69.435^\circ$$

- De la ecuación 5.3 el coeficiente de empuje activo vale:

Para $\phi = 30^\circ$ (dato), $(\delta = \phi) = 30^\circ$ (dato), $\varepsilon = 0^\circ$ (dato), sustituyendo valores,

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(69.435 + 30)}{\text{sen}^2(69.435) \text{sen}(69.435 - 30) \left[1 + \frac{\text{sen}(30 + 30) \text{sen}(30 - 0)}{\text{sen}(69.435 - 30) \text{sen}(69.435 + 0)} \right]^2}$$

$$k_a = 0.508$$

- De la ecuación 5.2, la altura H es igual a:

$h = 4.0 \text{ m}$ (dato), $B = 3.0 \text{ m}$ (dato), $\alpha = 6^\circ$ (dato), $a = 1.0 \text{ m}$ (dato), al sustituir valores,

$$H = [4.0 + (3.0+1.0) \tan 6^\circ] \cos 6^\circ = 4.39 \text{ m}$$

- De la ecuación 5.4, el empuje E_a :

Con $q = 3.0 \text{ t/m}^2$ (dato), $\gamma_s = 1.8 \text{ t/m}^3$ (dato), $K_a = 0.508$ (calculado), $H = 4.39$ (calculado), $c = 0 \text{ t/m}^2$ (dato); sustituyendo valores, primeramente en la ecuación 5.3-a; tenemos:

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES

$$h_s = \frac{q}{\gamma_s} = \frac{3.0}{1.8} = 1.667 \text{ m}$$

$$E_a = \frac{1}{2}(0.508)(1.8)(4.39)^2 \left[1 + \frac{2(1.667)}{4.39} \right] - 2(0.508)^{1/2}(0)(4.39)$$

$$E_a = 15.50 \text{ t/m}$$

- De la ecuación 5.5, el punto de aplicación d es igual a:

Para $H = 4.39 \text{ m}$ (calculado), $h_s = 1.667 \text{ m}$ (calculado), $B = 3.0 \text{ m}$ (dato), $\alpha = 6^\circ$ (dato), al sustituir valores,

$$d = \frac{4.39}{3} \left[\frac{4.39 + 3(1.667)}{4.39 + 2(1.667)} \right] - 3.0 \text{ sen } 6^\circ = 1.779 \text{ m}$$

5.7.3.2 ESTABILIDAD DEL MURO

5.7.3.2.a FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO

- De las ecuaciones 5.6 a y b, las componentes vertical y horizontal de E_a valen:

Si $E_a = 15.50 \text{ t/m}$ (calculado), $\delta = 30^\circ$ (dato), $\beta = 69.435^\circ$ (calculado); sustituyendo valores,

$$E_v = 15.50 \text{ sen}(90^\circ + 30^\circ - 69.435^\circ) = 11.77 \text{ t/m}$$

$$E_h = 15.50 \text{ cos}(90^\circ + 30^\circ - 69.435^\circ) = 9.84 \text{ t/m}$$

- De la ecuación 5.8, el peso específico de los gaviones vale:

Con $\gamma_s = 2.46 \text{ t/m}^3$ (dato), $n = 0.30$ (especificación), sustituyendo estos valores,

$$\gamma_g = 2.43(1 - 0.30) = 1.70 \text{ t/m}^3$$

Con la ayuda de la geometría de la Figura 5.24, el peso del muro de retención, por unidad de ancho vale: El área de la sección del muro de contención es = 7.5 m^2 (calculada), $\gamma_g = 1.70 \text{ t/m}^3$ (calculado), sustituyendo valores;

$$W = [\text{Área de la sección del muro}] (\text{Ancho unitario}) \gamma_g$$

$$W = 7.5 \times 1 \times 1.7 = 12.75 \text{ t/m}$$

- De la ecuación 5.7, el factor de seguridad contra deslizamiento es igual a:

Si $W = 12.75 \text{ t/m}$ (calculado), $E_v = 11.77 \text{ t/m}$ (calculado), $E_h = 9.84 \text{ t/m}$ (calculado), $\alpha = 6^\circ$ (dato), $\phi = 30^\circ$ (dato), $c = 0 \text{ t/m}^2$ (dato), $B = 3.0 \text{ m}$ (dato), sustituyendo valores,

$$FS_D = \frac{[(12.75 + 11.97) \text{ cos } 6^\circ + 9.84 \text{ sen } 6^\circ] \tan 30^\circ + (12.75 + 11.97) \text{ sen } 6^\circ + 0(3)}{9.84 \text{ cos } 6^\circ}$$

$$FS_D = 1.77$$

Como se observa, el valor de FS_D es mayor de 1.5; por tanto, no se produce el deslizamiento del muro de retención.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES

5.7.3.2.b FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA VOLTEAMIENTO

- De la ecuación 5.9, el momento de volteo es igual a:

Con $E_h = 9.84 \text{ t/m}$ (calculado), $d = 1.779$ (calculado), sustituyendo valores,

$$M_v = 9.84(1.779) = 17.50 \text{ t-m}$$

- De la ecuación 5.11, la distancia vertical entre el punto de volteo F y el punto de aplicación del empuje activo vale:

Para $B = 3.0$ (dato), $\alpha = 6^\circ$ (dato), $H = 4.39 \text{ m}$ (calculado), $h_s = 1.667 \text{ m}$ (calculado) y $\beta = 69.435^\circ$ (calculado), sustituyendo valores;

$$S' = 3.0 \cos 6^\circ - \frac{4.39 \left[\frac{4.39 + 3(1.667)}{4.39 + 2(1.667)} \right]}{\tan 69.435^\circ} = 5.32 \text{ m}$$

- De la ecuación 5.12, la distancia horizontal entre el punto de volteo F y el punto de aplicación del empuje activo vale:

Si $X_g = 1.17 \text{ m}$, $Y_g = 1.68 \text{ m}$ (valores obtenidos gráficamente), $\alpha = 6^\circ$ (dato), sustituyendo los datos,

$$S'' = 1.17 \cos 6^\circ + 1.68 \sin 6^\circ = 1.33 \text{ m}$$

- De la ecuación 5.10, el momento resistente:

Con $W = 12.75 \text{ t/m}$ (calculado), $S'' = 1.33 \text{ m}$ (calculado), $E_v = 11.77 \text{ t/m}$ (calculado), $S' = 5.32 \text{ m}$ (calculado), sustituyendo,

$$M_r = 12.75(1.33) + 11.97(5.32) = 44.72 \text{ t-m}$$

- De la ecuación 5.13, el factor de seguridad contra Volteamiento es igual a:

Para $M_r = 44.72 \text{ t-m}$ (calculado), $M_v = 17.50 \text{ t-m}$ (calculado), sustituyendo los datos anteriores,

$$FS_v = \frac{44.50}{17.50} = 5.45 > 1.5$$

Como el valor de FS_v calculado es mayor de 1.5, por tanto, el muro de retención no se volteará.

5.7.3.2.c PRESIONES MAXIMA Y MINIMA EN EL SUELO DE APOYO

- De la ecuación 5.14-a, la resultante de las fuerzas normales vale:

Si $W = 12.75 \text{ t/m}$ (calculado), $E_v = 11.77 \text{ t/m}$ (calculado), $\alpha = 6^\circ$ (dato), $E_h = 9.84 \text{ t/m}$ (calculado), sustituyendo valores,

$$N = (2.75 + 11.97) \cos 6^\circ + 9.84 \sin 6^\circ = 25.61 \text{ t/m}$$

- Por otra parte, de la ecuación 5.14-b, la excentricidad de la resultante es:

Con $B = 3.0$ (dato), $M_r = 44.72 \text{ t-m}$ (calculado), $M_v = 17.50 \text{ t-m}$ (calculado), $N = 25.61 \text{ t/m}$ (calculado), sustituyendo valores,

$$e = \frac{3.0}{2} - \left[\frac{44.72 - 17.50}{25.61} \right] = 0.43 \text{ m}$$

De acuerdo con este valor, la resultante cae dentro del núcleo central, es decir, se localiza dentro del tercio medio de la base, dado que $e < B/6$; por tanto, se tiene que $0.43 < 0.5 \text{ m}$.

- De la ecuación 5.14, los esfuerzos resultantes valen:

Para $N = 25.61 \text{ t/m}$ (calculado), $B = 3.0 \text{ m}$ (dato), $e = 0.43 \text{ m}$ (calculado), sustituyendo valores,

$$\sigma_1 = \frac{25.61}{3.0} \left[1 + \frac{6(0.43)}{3.0} \right] = 15.87 \text{ t/m}^2 = 1.587 \text{ Kg/cm}^2$$

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES

$$\sigma_2 = \frac{25.61}{3.0} \left[1 - \frac{6(0.43)}{3.0} \right] = 1.19 \text{ t/m}^2 = 0.119 \text{ Kg/cm}^2$$

Ambos resultados son menores al permisible de 2.0 Kg/cm² (dato), por lo tanto la capacidad de carga del terreno es suficiente para resistir las presiones que se originaran en dicho terreno.

5.7.3.2.d VERIFICACIÓN DE UNA SECCIÓN INTERMEDIA

Como ejemplo ilustrativo, se revisará la sección que se presenta en seguida (Ver Figura.5.25), despreciando el gavión de la base.

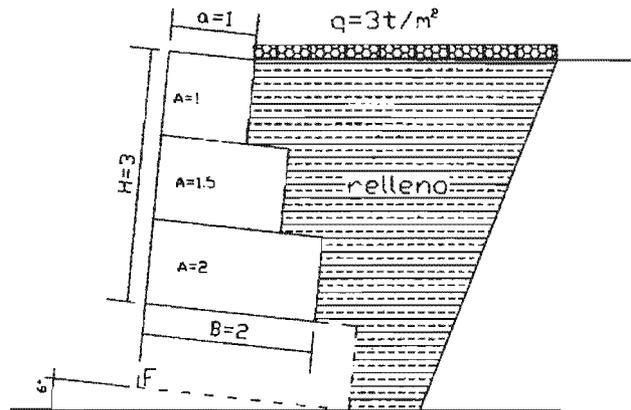


Figura 5.25 Sección transversal intermedia del muro de sostenimiento

- De la figura 5.25, el ángulo formado por el plano del empuje y la horizontal está dado por: Si $h = 3.0 \text{ m}$ (dato), $B = 2.0 \text{ m}$ (dato), $\alpha = 6^\circ$ (dato), sustituyendo valores,

$$\beta = \left[\tan^{-1} \left[\frac{3.0}{2.0 - 1.0} \right] \right] + 6^\circ = 77.567^\circ$$

- De la ecuación 5.3, el coeficiente del empuje activo es igual a: Con $\phi = 30^\circ$ (dato), $(\delta = \phi) = 30^\circ$ (dato), $\varepsilon = 0^\circ$ (dato), $\beta = 77.565^\circ$ (calculado), sustituyendo valores,

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(77.565 + 30)}{\text{sen}^2(77.565) \text{sen} \left(77.565 - 30 \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(30 + 30) \text{sen}(30 - 0)}{\text{sen}(77.565 - 30) \text{sen}(77.565 + 0)}} \right] \right)^2}$$

$$k_a = 0.410 \text{ m}$$

- De la ecuación 5.2, la altura H vale: Para $h = 3.0 \text{ m}$ (dato), $B = 2.0 \text{ m}$ (dato), $\alpha = 6^\circ$ (dato), $a = 1 \text{ m}$ (dato), sustituyendo valores,

$$H = [3.0 + (2.0 + 1.0) \tan 6^\circ] \cos 6^\circ = 3.29 \text{ m}$$

- De la ecuación 5.4, el empuje E_a vale: Con $q = 3.0 \text{ t/m}^2$ (dato), $\gamma_s = 1.8 \text{ t/m}^3$ (dato), se tiene que, primeramente de la ecuación 5.3-a tenemos:

$$h_s = \frac{3.0}{1.8} = 1.667 \text{ m}$$

Si $h_s = 1.667 \text{ m}$ (calculado), $k_a = 0.410 \text{ m}$ (calculado), $\gamma_s = 1.8 \text{ t/m}^3$ (dato), $H = 3.29 \text{ m}$ (calculado), $c = 0 \text{ t/m}^2$ (dato), sustituyendo valores,

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES

$$E_a = \frac{1}{2}(0.410)(1.8)(3.29)^2 \left[1 + \frac{2(1.667)}{3.29} \right] - 2(0.508)^{\frac{1}{2}}(0)$$

$$E_a = 8.04 \text{ t/m}$$

- De la ecuación 5.5, el punto de aplicación d vale:

Para $h_s = 1.667$ m (calculado), $H = 3.29$ m (calculado), $B = 2.0$ m (dato), $\alpha = 6^\circ$ (dato), sustituyendo valores,

$$d = \frac{3.29}{3} \left[\frac{3.29 + 3(1.667)}{3.29 + 2(1.667)} \right] - 2 \text{ sen}6^\circ = 1.16 \text{ m}$$

- De las ecuaciones 5.6 a y b, los componentes vertical y horizontal de E_a son:

Si $E_a = 8.04$ t/m (calculado), $\delta = 30^\circ$ (dato), $\beta = 77.565^\circ$ (calculado), sustituyendo

$$E_v = 8.4 \text{ sen}(90^\circ + 30^\circ - 77.565^\circ) = 5.42 \text{ t/m}$$

$$E_h = 8.4 \text{ cos}(90^\circ + 30^\circ - 77.565^\circ) = 5.93 \text{ t/m}$$

- De la figura 5.25, el peso del muro de retención por unidad de ancho vale:

$$W = [\text{Área de la sección del muro}] (\text{Ancho unitario}) \gamma_g$$

Con área de la sección = 4.5 m^2 (calculado), $\gamma_g = 1.70 \text{ t/m}^3$, sustituyendo valores

$$W = 4.5 \times 1 \times 1.70 = 7.65 \text{ t/m}$$

- De la ecuación 5.7, el factor de seguridad contra deslizamiento vale:

Para $W = 7.56$ t/m (calculado), $E_v = 5.42$ t/m (calculado), $E_h = 5.93$ t/m (calculado), $\alpha = 6^\circ$ (dato), $\phi = 30^\circ$ (dato), $C = 0 \text{ t/m}^2$ (dato), sustituyendo,

$$FS_D = \frac{[(7.56 + 5.42) \text{ cos } 6^\circ + 5.93 \text{ sen } 6^\circ] \tan 30^\circ + (7.56 + 5.42) \text{ sen } 6^\circ + 0(2)}{5.93 \text{ cos } 6^\circ}$$

$$FS_D = 1.55 > 1.5$$

Este factor cumple con la especificación, es decir, no se produce el deslizamiento del muro de retención ya que $FS_D > 1.5$.

- De la ecuación 5.9, el momento de volteo es igual a:

Si $E_h = 5.93$ t/m (calculado), $d = 1.16$ m (calculado); sustituyendo valores,

$$M_v = 5.93(1.16) = 6.88 \text{ t-m/m}$$

- De la ecuación 5.11, la distancia vertical entre el punto de volteo F y el punto de aplicación del empuje activo vale:

Con $B = 2.0$ m (dato), $\alpha = 6^\circ$ (dato), $H = 3.29$ m (calculado), $h_s = 1.667$ m (calculado), $\beta = 77.565^\circ$ (calculado); sustituyendo valores

$$S' = 2.0 \text{ cos } 6^\circ - \frac{3.29}{3} \left[\frac{3.29 + 3(1.667)}{3.29 + 2(1.667)} \right] \frac{1}{\tan 77.565^\circ} = 1.32 \text{ m}$$

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES

- De la ecuación 5.12, la distancia horizontal entre el punto de volteo F y el punto de aplicación del empuje activo vale:

Para $X_g = 0.92$ m, $Y_g = 1.21$ m (valores obtenidos gráficamente), $\alpha = 6^\circ$ (dato); sustituyendo valores,

$$S'' = 0.92 \cos 6^\circ + 1.21 \operatorname{sen} 6^\circ = 1.04 \text{ m}$$

- De la ecuación 5.10, el momento resistente:

Si $W = 7.65$ t/m (calculado), $S' = 1.32$ m (calculado), $E_v = 5.42$ t/m (calculado), $S'' = 1.04$ m (calculado), sustituyendo valores,

$$M_r = 7.65(1.32) + 5.42(1.04) = 15.11 \text{ t-m/m}$$

- De la ecuación 5.13, el factor de seguridad contra volteo esta dado por:

Con $M_r = 15.11$ t-m/m (calculado), $M_v = 6.88$ t-m/m (calculado), sustituyendo valores,

$$FS_v = \frac{15.11}{6.88} = 2.19 > 1.5$$

Con este resultado, se concluye que el muro de retención no se volteara.

- De la ecuación 5.14-a, la resultante de las fuerzas normales vale:

Para $W = 7.65$ t/m (calculado), $E_v = 5.42$ t/m (calculado), $E_h = 5.93$ t/m (calculado), $\alpha = 6^\circ$ (dato), sustituyendo valores,

$$N = (7.65 + 5.42) \cos 6^\circ + 5.93 \operatorname{sen} 6^\circ = 13.61 \text{ t/m}$$

- De la ecuación 5.18-e, el momento actuante en la sección de análisis es igual a:

Si $M_v = 6.88$ t-m/m (calculado), $M_r = 15.11$ t-m/m (calculado), sustituyendo valores,

$$M = 15.11 - 6.88 = 8.23 \text{ t-m/m}$$

- De la ecuación 5.18-d, la excentricidad de la resultante vale:

Con $B = 2.0$ m (dato), $M = 8.23$ t-m/m (calculado), $N = 13.61$ t/m (calculado), sustituyendo valores,

$$e = \frac{2.0}{2} - \frac{8.23}{13.61} = 0.39 \text{ m}$$

- De la ecuación 5.18-c, el ancho de la sección que esta trabajando a la compresión es:

Para $B = 2.0$ m (dato), $e = 0.39$ m (calculado), sustituyendo valores,

$$X = \frac{0.5(2 - 0.39)}{0.4} = 1.525 \text{ m}$$

- De la ecuación 5.18-b, la resultante de las fuerzas tangenciales que actúa en la sección de análisis es igual a:

Si $E_h = 5.93$ t/m (calculado), $W = 7.65$ t/m (calculado), $E_v = 5.42$ t/m (calculado), $\alpha = 6^\circ$ (dato), sustituyendo valores,

$$T = 5.93 \cos 6^\circ - (7.65 + 5.42) \operatorname{sen} 6^\circ = 4.53 \text{ t/m}$$

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GAVIONES

- De la ecuación 5.19-a, el ángulo de fricción interna de los gaviones vale:

Con $\gamma_g = 1.70 \text{ t/m}^3$ (calculado), sustituyendo valores,

$$\phi^* = 25(1.70) - 10 = 32.5^\circ$$

- De la ecuación 5.19-b, la cohesión del gavión vale:

Para $P_u = 8.6 \text{ Kg/m}^3$ (por especificación), sustituyendo,

$$c_g = 10[(0.03)8.6 - 0.05] = 2.08 \text{ t/m}^2$$

- De las ecuaciones 5.19, los esfuerzos normales y tangenciales admisibles valen:

Si $\gamma_g = 1.70 \text{ t/m}^3$ (calculado), $N = 13.61 \text{ t/m}$ (calculado), $B = 2.0 \text{ m}$ (dato), $\phi^* = 32.5^\circ$ (calculado),

$c_g = 2.08 \text{ t/m}^2$ (calculado); sustituyendo estos datos,

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 50(1.70) - 30 = 55 \text{ t/m}^2 = 5.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{adm} = \frac{13.61}{2.0} \tan 32.5^\circ + 2.08 = 6.41 \text{ t/m}^2 = 0.641 \text{ Kg/cm}^2$$

- De las ecuaciones 5.18-a, el esfuerzo resultante a la compresión y tensión tangencial en la sección de análisis son:

$N = 13.61 \text{ t/m}$ (calculado), $X = 1.525 \text{ m}$ (calculado), $T = 4.53 \text{ t/m}$ (calculado), $B = 2.0 \text{ m}$ (dato), $\sigma_{adm} = 55 \text{ t/m}^2$ (calculado), $\tau_{adm} = 6.41 \text{ t/m}^2$ (calculado), sustituyendo valores

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{13.61}{0.8(1.525)} = 25.94 \text{ t/m}^2 < \sigma_{adm} (55 \text{ t/m}^2)$$

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{4.53}{2.0} = 5.26 \text{ t/m}^2 < \tau_{adm} (6.41 \text{ t/m}^2)$$

Estos resultados no rebasan los esfuerzos normal y tangencial admisibles; por lo tanto y en base a los anteriores resultados satisfactorios obtenidos se puede concluir que el muro de contención a base de gaviones propuesto si satisface los requerimientos al lograr estabilizar la masa de suelo (talud).

6 ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GEOSINTÉTICOS

A partir de los años sesenta los geosintéticos se establecieron como materiales prácticos y económicos para la construcción y edificación subterránea, en los años ochenta hubo un crecimiento dinámico en esta industria; sin embargo el empleo de los geosintéticos en la estabilización de los taludes apenas ha comenzado a establecer su posición en el mercado. Los geotextiles y las geomallas permiten la construcción o estabilización de taludes con un mayor grado de inclinación que el permitido por el ángulo de reposo natural del suelo, lo cual favorece al uso más eficiente del terreno.

Este Capítulo describe el empleo de los geosintéticos en la estabilización de taludes; los cuales constan de una gran gama y variedad de aplicaciones principalmente en la Ingeniería Geotécnica, pero que contrariamente a esto; su empleo no es muy recurrido por lo menos en nuestro país, debido en gran medida al desconocimiento del procedimiento, aunado a la falta de información técnica sobre el tema de los geosintéticos; es por esto que surge la necesidad de presentar algunos de los aspectos relevantes de este procedimiento constructivo, encaminado a la investigación de las nuevas generaciones interesadas en el campo de la Geotecnia y muy específicamente a lo que estabilidad de taludes se refiere.

Es común el escepticismo que se puede generar alrededor de la aplicación de las nuevas tecnologías, pero también es cierto que una parte que forja a los buenos profesionistas es el de estar al día con lo nuevo y mantenerse actualizado y de esta forma generase un mejor juicio sobre la efectividad que estos puedan presentar; a manera pues de presentar alguna de las bondades de este procedimiento, se incluye en este Capítulo un ejemplo de diseño (considerando que al ser analizado matemáticamente el talud, este presento un carácter inestable sin refuerzo de geosintéticos y posteriormente se analiza ya reforzado con geotextiles y geomallas, logrando incrementar su estabilidad contra la falla).

6.1 DEFINICIÓN DE GEOSINTÉTICOS

Los geosintéticos son productos elaborados con polímeros para su uso en obras geotécnicas, los cuales comprenden varios tipos entre los cuales están (geotextiles, geomallas, georedes, geoceldas, geoesteras o geomatrices, geomembranas y geocompuestos). La mayoría de los geosintéticos se fabrica de polímeros sintéticos tales como el polipropileno, el poliéster, el polietileno, la poliamida, el PVC, etc. [Ref. 4 y 12].

Los geosintéticos han sido utilizados muy efectivamente para conformar taludes; una de las ventajas de este procedimiento constructivo es la economía que se ha obtenido debido a que en caso de falla se reutilizan los materiales derrumbados.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GEOSINTÉTICOS

En los inicios de los geosintéticos, la selección y especificación se hacía por tipo o marca hoy en día, sin embargo, lo anterior no es recomendable, dada la amplia variedad de geosintéticos disponibles. En la siguiente Figura se muestra la gran variedad de geosintéticos presentes en el mercado.

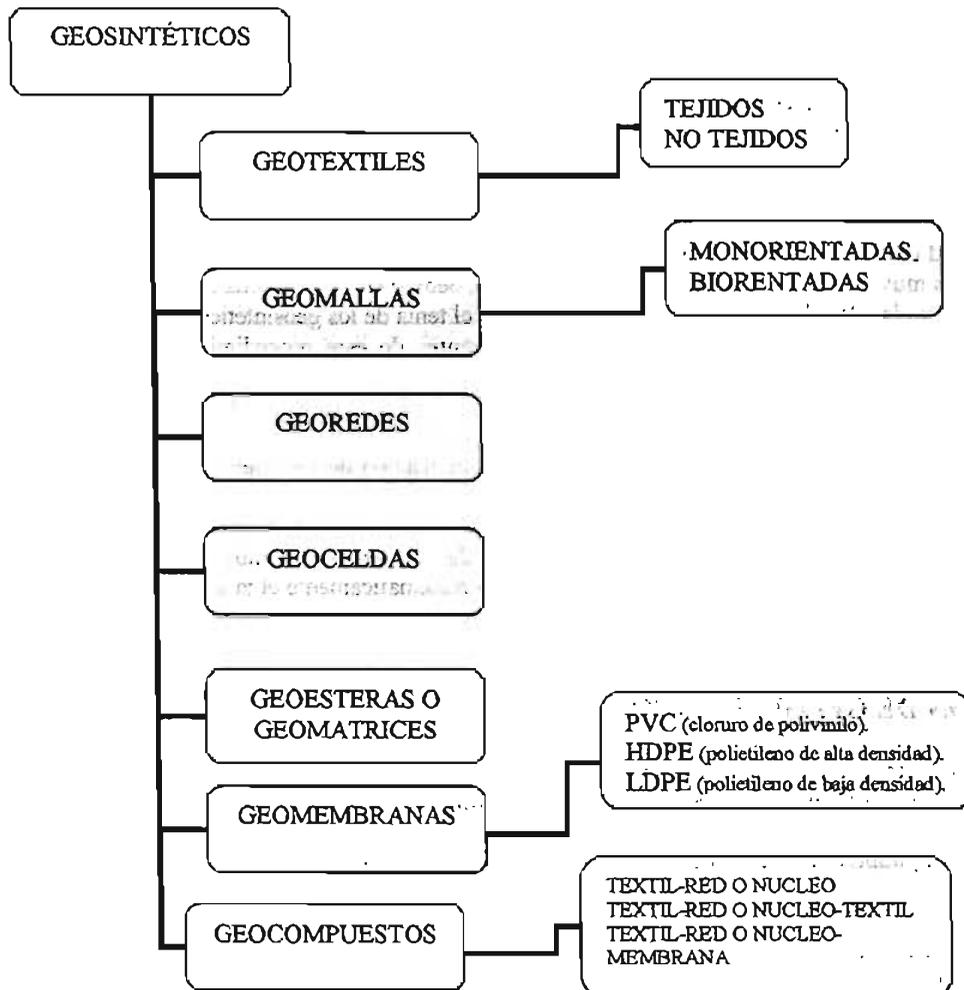
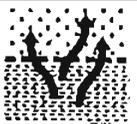
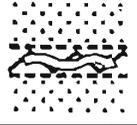
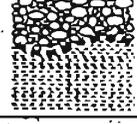
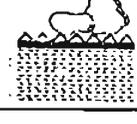
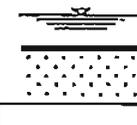
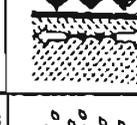
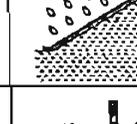
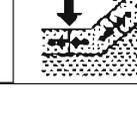


Figura 6.1 Clasificación de los Geosintéticos.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GEOSINTÉTICOS

Las aplicaciones primarias de los geosintéticos están relacionadas con la infiltración y el drenaje, las carreteras y los ferrocarriles, el refuerzo de terraplenes de suelos blandos, estabilidad de taludes y muros de contención. En los últimos años los geosintéticos han entrado en uso en los sistemas de contención y almacenamiento de desechos industriales o de actividades mineras y de ingeniería. En este capítulo solo se verán las aplicaciones de los geosintéticos en la estabilización de taludes; donde estos pueden aumentar en forma significativa el factor de seguridad contra deslizamiento que presentan los taludes reforzados con geosintéticos, mejorar el comportamiento y reducir los costos en comparación con las alternativas de construcción convencionales. La siguiente Tabla muestra las principales aplicaciones de los geosintéticos en la Ingeniería Geotécnica.

Tabla 6.1 Principales aplicaciones de los Geosintéticos.

FUNCION	SIMBOLO	DESCRIPCION	PRODUCTOS
Filtración		Permite el paso de fluidos previniendo la migración de partículas del suelo	Geotextil, Geocompuesto
Drenaje		Transporte de fluidos	Geored, Geocompuesto
Separación		Previene la mezcla de estratos o materiales diferentes	Geotextil, Geocompuesto
Protección		Previene daños a la estructura, material del suelo, u otro geosintético	Geotextil no tejido, Georedes, Geocompuestos
Impermeabilización		Barrera de fluidos	Geomembranas, Geocompuestos
Refuerzo de muros y taludes		Provee de resistencia a la tensión al suelo	Geomallas Mono-orientadas, Geotextiles tejidos
Refuerzo de Suelos blandos		Incrementa la capacidad de carga	Geomallas Bi-orientadas, Geotextiles, Geocompuestos
Refuerzo de concreto/asfalto		Provee de resistencia de tensión y fatiga a los materiales	Geomallas Bi-orientadas
Control de erosión o estabilización superficial		Previene el deslave y la erosión superficial del suelo causado por el agua y el viento	Geosteras, Geoceldas Bioesteras Bioredes
Confinamiento		Restringe el movimiento lateral de la masa del suelo	Geoceldas

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GEOSINTÉTICOS

6.2 GEOTEXTILES

6.2.1 DEFINICIÓN Y CLASIFICACIÓN

Los geotextiles son básicamente textiles formados con fibras sintéticas tales como polipropileno, poliéster, nylon, polietileno y poliamidas. Algunos geotextiles especiales están conformados por fibras de vidrio, cables y alambres de acero en conjunto con materiales sintéticos [Ref. 4].

Los geotextiles convencionales se clasifican en:

- a) **Geotextil tejido:** Son confeccionados en máquinas tejedoras convencionales de la industria textil con una amplia variedad de tejidos, teniendo influencia directa sobre sus propiedades físicas, mecánicas e hidráulicas. Se pueden obtener diferentes variedades (plano, cruzado y raso).
- b) **Geotextil no tejido:** La orientación de las fibras es aleatoria. Este tipo de geotextil se usa ampliamente como material de filtro, para separar o como refuerzo ligero.
- c) **Geotextil enmallado:** Se forma por entrecruzamiento de una serie de lazos, de una o más fibras, para formar una estructura planar.

Adicionalmente a los anteriores, se pueden conseguir **geotextiles compuestos** y **geotextiles especiales**. Los geotextiles compuestos se fabrican uniendo una o mas capas de geotextiles enmallados con tejidos y/o no tejidos y se diseñan para cumplir funciones específicas. Los geotextiles especiales son diseñados y fabricados para cumplir una función específica y su proceso de fabricación o composición no tiene relación con los descritos anteriormente.

6.2.2 PROPIEDADES FÍSICAS

Peso específico

El peso específico de las fibras con las cuales se manufactura el geotextil, corresponde al de los polímeros empleados en su fabricación. El peso específico se define como la relación entre el peso por unidad de volumen de un material y el peso de un volumen igual de agua destilada desaireada a 4° C. Los valores típicos del peso específico de los polímeros comúnmente empleados en la fabricación de los geotextiles se indican a continuación:

Tabla 6.2 Peso específico de polímeros comunes.

MATERIAL	PESO ESPECÍFICO (kg/cm ³)
Polipropileno	0.91
Poliéster	1.22 a 1.38
Nylon	1.05 a 1.14
Polietileno	0.91 a 0.95
Cloruro de polivinilo (PVC)	1.69

Se puede apreciar que el peso específico de alguno de estos polímeros es menor que la unidad, lo que representa una desventaja cuando se realizan trabajos con geotextil bajo el agua.

Rigidez

La rigidez del geotextil no debe confundirse con su Módulo de rigidez, el cual se define como la pendiente de la curva esfuerzo-deformación. Esta propiedad es indicativa de la capacidad inherente del geotextil de proveer una superficie de trabajo adecuada para su instalación. Una alta rigidez es recomendada para colocarse sobre suelos blandos. En la Tabla 6.3 se muestran valores de rigidez recomendados de acuerdo con la resistencia del suelo de subrasante.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GEOSINTÉTICOS

Tabla 6.3 Valores recomendados de rigidez del geotextil de acuerdo con la resistencia del suelo de subrasante.

CBR Rigidez de la subrasante	Rigidez del Geotextil (lb. milésimas)
CBR ≤ 0.5	22 - 13
0.5 < CBR ≤ 1.0	13 - 8.7
1.0 < CBR ≤ 2.0	8.7 - 4.3
CBR > 2.0	0.9

Absorción

Debe tenerse en cuenta especialmente durante el manejo y colocación del geotextil, que la mayoría de los geotextiles tienen una muy baja absorción de agua la cual es controlada por el tipo de polímero empleado en la fabricación de fibras. En general los geotextiles tejidos y los no tejidos unidos por calor, absorben pequeñas cantidades de agua mientras que los unidos con agujas absorben grandes cantidades de agua.

6.2.3 PROPIEDADES MECÁNICAS

Están influenciadas por dos aspectos principalmente: el tipo de fibra y el proceso de fabricación. Estas propiedades indican la resistencia del geotextil a los esfuerzos movilizados por las cargas aplicadas y/o condiciones durante la instalación.

Compresibilidad

Se define como el espesor del geotextil bajo la aplicación de diferentes presiones normales. Para la mayoría de los geotextiles la compresibilidad es relativamente pequeña y no tiene influencia directa en cuanto a diseño se refiere. Sin embargo, para geotextiles no tejidos unidos mediante punción con agujas o con resinas, la compresibilidad resulta ser importante; en otras palabras, a mayor compresibilidad de un geotextil bajo carga menor será su transmisividad.

En la Figura 6.2 se muestran curvas de compresibilidad (esfuerzo-deformación), para diferentes tipos de geotextiles. El coeficiente de compresibilidad puede obtenerse como la pendiente del tramo inicial de la curva.

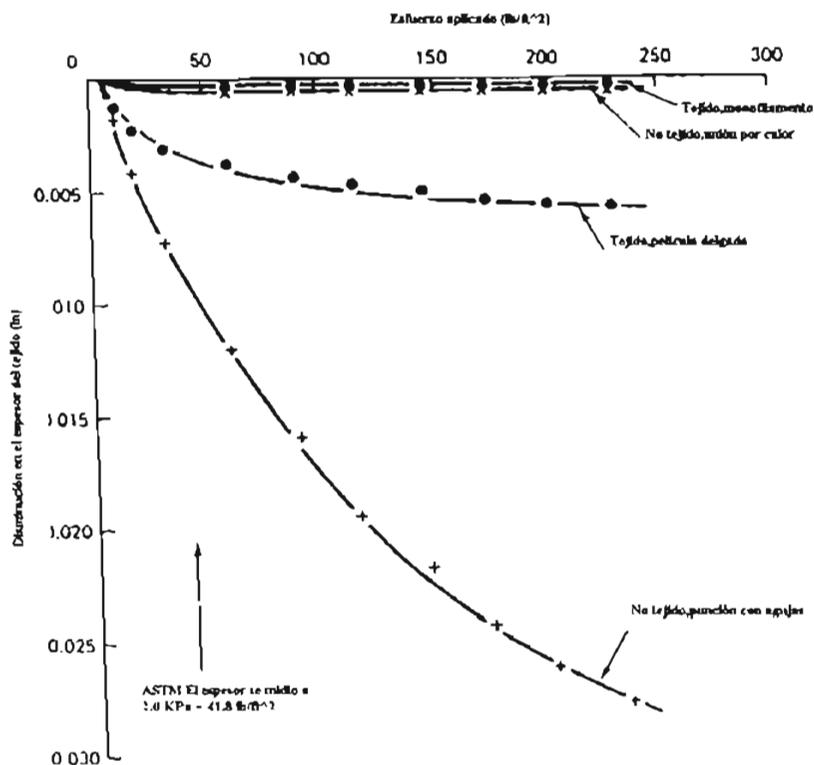


Figura 6.2 Curvas de compresibilidad de diferentes tipos de geotextiles.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GEOSINTÉTICOS

Resistencia a la tensión

Quizás la propiedad más importante de un geotextil es su resistencia a la tensión. Ya que invariablemente todas sus aplicaciones dependen de esta propiedad, tanto en funciones primarias, (aplicaciones de refuerzo) como en funciones secundarias (separación, filtración o drenaje).

El ensayo consiste básicamente en colocar el geotextil entre dos mordazas en una máquina para ensayos de tensión y alargarla hasta que ocurra la falla, se acostumbra medir tanto la carga aplicada como la deformación que sufre la muestra y así obtener la curva esfuerzo-deformación.

De la curva esfuerzo-deformación, donde el esfuerzo comúnmente es medido como la carga por unidad de ancho y la deformación calculada como el alargamiento dividido por la longitud original de la muestra, se obtienen cuatro valores:

- 1) Máximo esfuerzo de tensión (resistencia del geotextil).
- 2) Deformación en la falla (máxima elongación).
- 3) Tenacidad: Trabajo realizado por unidad de volumen antes de la falla. Corresponde al área bajo la curva esfuerzo-deformación.
- 4) Módulo de elasticidad: Pendiente del tramo inicial de la curva esfuerzo-deformación.

En la Figura 6.3 se muestran curvas que ilustran el comportamiento típico esfuerzo-deformación de diferentes tipos de geotextiles.

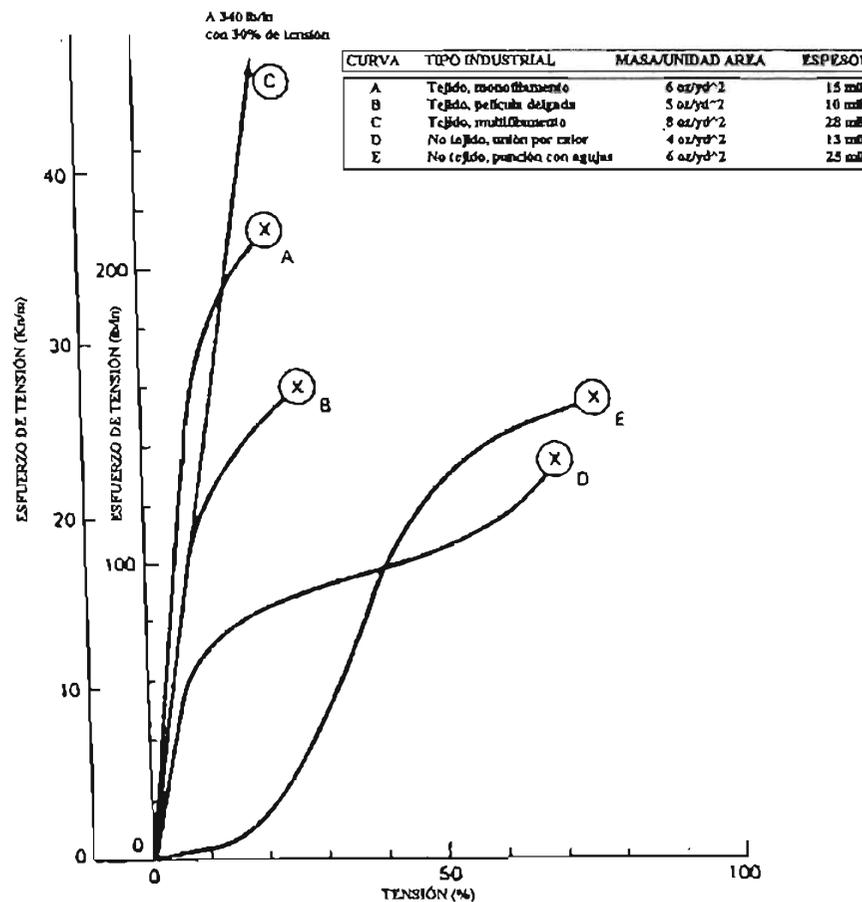


Figura 6.3 Comportamiento Esfuerzo-Deformación de diferentes tipos de geotextiles.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GEOSINTÉTICOS

El módulo de elasticidad del geotextil se puede presentar principalmente en tres formas diferentes; las cuales son:

Módulo tangente inicial: Para muchos geotextiles tejidos, tanto en la dirección de la trama como de la urdimbre así como en algunos no tejidos la parte inicial de la curva esfuerzo-deformación es bastante lineal. Por lo tanto, el módulo tangente inicial corresponde a la pendiente del tramo recto.

Módulo tangente compensado: Este se presenta generalmente cuando la pendiente del tramo inicial es muy pequeña, siendo un comportamiento típico de geotextiles no tejidos unidos por punción con agujas. Para obtener este valor se descarta la porción inicial de la curva y se traslada el eje de las ordenadas a la derecha hasta encontrar la intersección con la extensión de la porción lineal de la curva.

Módulo secante: Para evitar algunas arbitrariedades entre los dos métodos descritos anteriormente, se puede fijar el procedimiento para obtener un módulo para un valor de deformación específico, como por ejemplo módulo secante al 10% de la deformación.

Resistencia de las costuras

El método comúnmente empleado para unir los geotextiles es mediante costuras, las cuales pueden ser de diferentes tipos. La capacidad de la costura para transmitir la carga de un rollo de geotextil a otro debe evaluarse en el laboratorio. Hasta el momento no se ha adoptado un método de ensayo estándar, sin embargo, la ASTM se encuentra trabajando en ese aspecto, obteniendo recomendaciones preliminares en cuanto a la forma y tamaño de la muestra, la velocidad de extensión, etc. (Ver Figura 6.4).

La eficiencia de la costura se determina de acuerdo con la siguiente expresión:

$$E(\%) = \frac{T_{\text{costura}}}{T_{\text{geotextil}}} \times 100$$

Donde:

E = Eficiencia de la costura, (%).

T_{costura} = Resistencia de la costura.

$T_{\text{geotextil}}$ = Resistencia del geotextil.

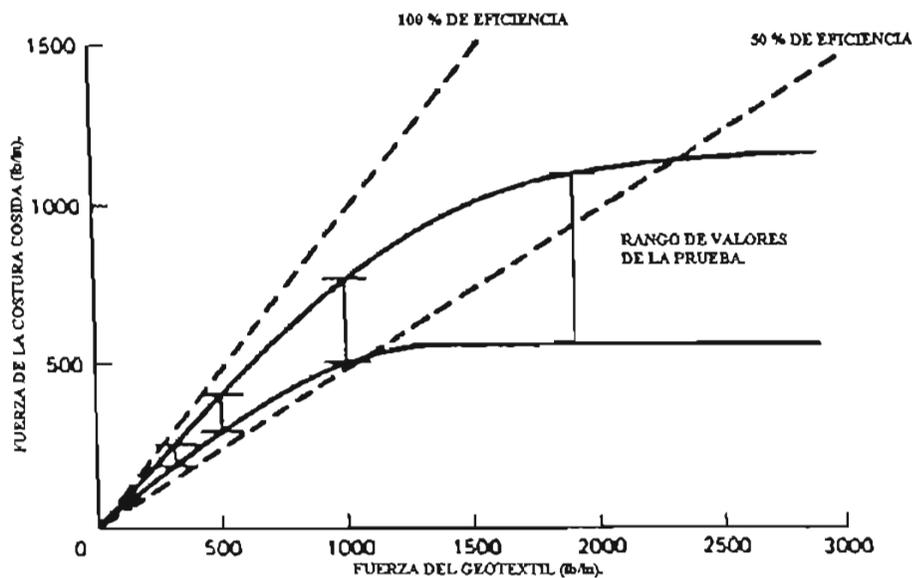


Figura 6.4 Eficiencia de las costuras del geotextil.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GEOSINTÉTICOS

A medida que la resistencia del geotextil aumenta, la eficiencia de la costura se hace menor (Figura 6.4). Para geotextiles de alta resistencia a la tensión es recomendable emplear métodos de unión, diferentes a la costura tales como: epóxicas, resina o juntas mecánicas.

Resistencia a la punción

Resistencia que ofrece el geotextil a ser penetrado por un objeto puntiagudo, el cual forma un agujero en la tela separando las fibras y desgarrándolas. Representa un requerimiento adicional para evaluar la resistencia del geotextil a la punción por objetos tales como rocas, bajo condiciones casi estáticas. Para este propósito la norma ASTM describe un ensayo, que es el más usado. El ensayo consiste básicamente en medir la fuerza necesaria para penetrar una varilla de dimensiones específicas en un geotextil que se encuentra asegurado firmemente a un cilindro vacío. Debido a que el tamaño y la forma de la punta del elemento de penetración tiene influencia sobre los resultados, se ha propuesto un ensayo utilizando un molde convencional del ensayo CBR y un pistón biselado con un ángulo de 45°.

La siguiente ecuación empírica es una correlación entre la fuerza de ruptura por punzonamiento del ensayo de CBR y la resistencia a la tensión de una muestra de geotextil no tejido por unidad de ancho.

$$T_f = \frac{F_p}{2\pi r}$$

Donde:

T_f = Fuerza de tensión por unidad de ancho del geotextil, en kN/m.

F_p = Fuerza de ruptura por punzonamiento, kN.

r = Radio de la varilla de punzonamiento.

Comportamiento friccionante

Es importante conocer el comportamiento friccionante del sistema suelo-geotextil. Durante la construcción generalmente se anclan los extremos de los geotextiles, traslapándolos, cubriéndolos o enterrándolos en el suelo. La fricción generada entre dos pedazos de geotextil o entre el suelo y el geotextil, es la que hace que este permanezca en su lugar. En el sistema suelo-geotextil, la fricción esta controlada principalmente por la construcción de geotextiles, el tipo de suelo y los esfuerzos normales aplicados. El aparato para la evaluación del comportamiento friccionante es una adaptación del aparato de ensayo de corte directo usado en Ingeniería Geotécnica. El geotextil se fija firmemente a la mitad del aparato de ensayo con el suelo en la otra mitad. Después de la aplicación de una carga normal sobre el conjunto, se moviliza una fuerza de corte hasta que ocurra el deslizamiento entre el geotextil y el suelo, sin más incremento en la fuerza de corte requerida. Repitiendo el ensayo bajo diferentes esfuerzos normales se pueden determinar los parámetros de resistencia al corte.

Para expresar la fracción movilizada de los parámetros de resistencia al corte del suelo se define una eficiencia como:

$$E_c = \left(\frac{c_u}{c} \right) \times 100$$
$$E_\phi = \left(\frac{\tan \delta}{\tan \phi} \right) \times 100$$

Donde:

E_c = Eficiencia en cohesión.

E_ϕ = Eficiencia del ángulo de fricción.

c_u = Cohesión del sistema suelo-geotextil.

c = Cohesión del suelo.

δ = Ángulo de fricción suelo-geotextil.

ϕ = Ángulo de fricción del suelo.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GEOSINTÉTICOS

En la Tabla 6.4 se indican algunos resultados de ensayos de eficiencias de diferentes tipos de suelos, de donde se puede concluir que la mayoría de los geotextiles pueden movilizar un alto porcentaje de la fricción del suelo.

Resistencia al arrancamiento

La resistencia al arrancamiento puede ser modelada en el laboratorio mediante el aparato esquematizado en la Figura 6.5. Esta resistencia es claramente dependiente de la fuerza normal aplicada al suelo adyacente al geotextil.

Tabla 6.4 Ángulos de fricción y eficiencias de sistemas Suelo-Geotextil, en suelos friccionantes.

Tipo de geotextil	Designación/fabricante	Arena para concreto $\phi = 30^\circ$	Arena redondeada $\phi = 28^\circ$	Arena Limosa $\phi = 26^\circ$
Tejido, monofilamento	Polyfilter X	26° (84%)	--	--
Tejido película delgada	500 X	24° (77%)	24° (84%)	23° (87%)
No tejido, unión por calor	3401	26° (84%)	--	--
No tejido, punción con agujas	CZ600	30° (100%)	26° (92%)	25° (96%)

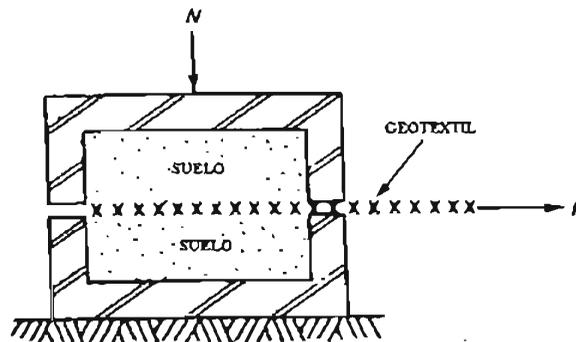


Figura 6.5 Ensayo de arrancamiento o anclaje.

6.2.4 PROPIEDADES HIDRÁULICAS

Se refieren a su capacidad para conducir un fluido y/o a su capacidad para actuar como filtro y evitar o prevenir el movimiento de partículas, mientras se mantiene la eficiencia en el flujo

Porosidad

Se define como la relación entre el volumen de vacíos y el volumen total de un material. Esta propiedad está relacionada con la facilidad que el flujo de agua pasa a través del geotextil y permite realizar una correlación con respecto a su resistencia de falla. Rara vez se mide de manera directa, por lo general su valor se calcula a partir de otras propiedades del geotextil, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$n = 1 - \frac{m}{\rho t}$$

Donde:

n = Porosidad.

m = Masa por unidad de área.

ρ = Densidad total del geotextil.

t = Espesor del geotextil.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GEOSINTÉTICOS

Permeabilidad y permisividad

Una de las principales funciones de los geotextiles es la filtración. Es por eso que, la cuantificación de la velocidad del flujo y la pérdida de energía a través de un geotextil resultan ser importantes consideraciones de diseño. En el caso de geotextiles tejidos, el flujo de agua que pasa a través de ellos puede asimilarse como el que se presenta a través de una malla. Para geotextiles no tejidos, el flujo de agua es comparable al que se presenta en un suelo.

Teniendo en cuenta que el geotextil se comprime bajo carga, se define el concepto de permisividad como:

$$\Psi = \frac{k_n}{t}$$

Donde:

Ψ = Permisividad.

k_n = Coeficiente de permeabilidad (conductividad hidráulica), normal al plano del geotextil.

t = Espesor del geotextil.

Usando la ley de Darcy; $Q = kiA$;

$$Q = k_n \frac{\Delta h}{t} A$$
$$\frac{k_n}{t} = \Psi = \frac{Q}{(\Delta h)(A)}$$

Donde:

Q = Gasto.

i = Gradiente hidráulico.

Δh = Pérdida de energía.

A = Área del geotextil bajo ensayo.

Usualmente el gasto es medido para una pérdida de energía y luego se repite el ensayo para diferentes pérdidas obteniéndose de esta forma diferentes valores de Q . Al realizar el gráfico de las pérdidas contra los valores de gasto, la pendiente de la línea recta resultante es el valor de la permisividad. El valor de la permisividad puede multiplicarse por el espesor del geotextil, obteniéndose el coeficiente de permeabilidad tradicional. Los valores de la permisividad en geotextiles varían de 0.02 a 2.2 seg^{-1} y los de permeabilidad entre 0.0008 a 0.23 cm/s.

6.2.5 PROPIEDADES A LARGO PLAZO

La evaluación de las propiedades del geotextil a largo plazo resulta ser un aspecto de gran importancia, para estimar su verdadero comportamiento bajo condiciones de servicio y vida útil del proyecto

Resistencia a la fluencia

La fluencia o creep es el nombre aplicado a la elongación o deformación del geotextil bajo esfuerzo constante. Debido a que los polímeros son considerados materiales sensibles a fluir bajo carga, esta es una propiedad importante de determinar especialmente cuando el geotextil funciona como refuerzo de muros de contención, en terraplenes y donde se apliquen cargas muertas durante su vida útil.

La fluencia de un geotextil se ve afectada por diferentes factores, entre los cuales se destacan: las condiciones de confinamiento, la temperatura, el tipo de fibra y la estructura del geotextil.

Numerosas referencias se encuentran disponibles acerca del comportamiento de fluencia de los geotextiles, en las cuales se detecta una gran diferencia en los resultados debido quizás al nivel de esfuerzos aplicado y al tipo de polímero ensayado. La información de este parámetro de comportamiento es relevante en el diseño, ya que el valor inverso del porcentaje de resistencia cuasi-estática para la cual ocurre la fluencia, se puede utilizar como el factor de seguridad necesario para prevenir deformaciones por fluencia, indeseables.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GEOSINTÉTICOS

Algunos valores del factor de seguridad sugeridos son:

- Geotextiles de polipropileno: FS = 4.0
- Geotextiles de polietileno: FS = 4.0
- Geotextiles de poliamidas: FS = 2.5
- Geotextiles de poliéster: FS = 2.0

Los valores anteriores son una guía de comportamiento y deben ser tomados con precaución debido a que los resultados de ensayo, es decir los valores de fluencia, dependen del producto específico (tipo de polímero, tipo de fábrica), de las condiciones ambientales (temperatura, humedad), y de la modelación de los esfuerzos in situ (confinamiento).

Resistencia a la abrasión

La abrasión se puede definir como el desgaste de cualquier parte de un material por contacto de su superficie contra otra. Este efecto produce debilitamiento del geotextil debido a la remoción de fibras o el desgaste de éstas. La abrasión de los geotextiles cuando están en servicio pueden ser, la causa de la falla del sistema suelo-geotextil.

6.2.6 FUNCIONES DE LOS GEOTEXTILES

Separación

Se puede definir como la colocación de una barrera sintética flexible, colocada entre dos materiales diferentes, de tal manera que la integridad y funcionamiento de ambos pueda mantenerse intacta o mejorarse. El geotextil apropiado para cumplir con la función de separación debe resistir los esfuerzos a que será sometido durante su instalación, construcción y vida útil, permitir el paso de agua, pero impedir el paso de partículas de suelo en caso de solicitaciones estáticas o dinámicas y presentar una adecuada resistencia química, resistencia a la radiación UV y resistencia biológica.

Tabla 6.5 Rango de valores típicos de las propiedades de geotextiles comercialmente disponibles.

PROPIEDADES	SISTEMA INGLÉS		SISTEMA INTERNACIONAL
Propiedades físicas			
Peso específico	--	0.9 - 1.4	--
Masa por unidad de área	4 - 20 oz/y ²	--	130 - 700 g/m ²
Espesor	10 - 300 mm	--	0.25 - 7.5 mm
Rigidez	hasta 22 lb.mm	---	≤ 25.0 mg.cm
Propiedades mecánicas			
Compresibilidad	--	Nula a alta	--
Resistencia a la tensión (ancho-ancho)	50 - 1000 lb/pulg	---	9 - 180 kN/m
Resistencia a la tensión bajo confinamiento	100 - 1000 lb/pulg	---	18 - 180 kN/m
Resistencia costuras	--	50-100% (tensión)	---
Resistencia fatiga	--	50-100% (tensión)	---
Resistencia a explotar	50 - 750 lb/pulg ²	---	350 - 5200 kPa
Resistencia al desgarre	20 - 300 lb	---	90 - 1300 N
Resistencia al impacto	10 - 150 pie-lb	---	14 - 200 J
Resistencia al punzonamiento	10 - 100 lb	---	45 - 450 N
Comportamiento friccionante	--	50-100% (φ Suelo)	---
Comportamiento anclaje	--	50-100% resistencia del geotextil	---

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GEOSINTÉTICOS

PROPIEDADES	SISTEMA INGLÉS		SISTEMA INTERNACIONAL
Propiedades hidráulicas			
Porosidad (no tejidos)	--	50 - 95 %	---
Porcentaje área abierta (tejidos)	--	1 - 36 %	---
Tamaño de abertura aparente (tamaño tamiz)	--	# 10 - #200	---
Permisividad	--	0.02 - 2.2 seg ⁻¹	---
Permisividad bajo carga	--	0.01 - 3.0 seg ⁻¹	---
Transmisividad	0.1 a 20X10 ⁻³ pie ³ /min-pie	---	0.01 a 2X10 ⁻³ m ³ /min-m
<u>Retención de suelo:</u>			
Cortinas de turbiedad	--	d.s.e.	---
Cerca de limos	---	d.s.e.	---
Propiedades de perduración			
Repuesta a fluencia	n.e.p. si resistencia < 40%	---	---
Respuesta a fluencia bajo confinamiento	n.e.p. si resistencia < 50%	---	---
Abrasión	50-100% resistencia Geotextil	---	---
Obstrucción a largo término	d.s.e. cond. críticas	---	---
Relación de gradientes	d.s.e. cond. críticas	---	---
Propiedades de degradación			
Daño por instalación	0-70% resistencia Geotextil	---	---
Degradación por temperatura	n.e.p.	---	---
Degradación química	n.e.p. menos químicos agresivos	---	---
Degradación por hidrólisis	n.e.p. menos que pH<2 o pH>11	---	---
Degradación biológica	n.e.p.	---	---
Degradación por rayos UV	mayor problema a menos que se estabilice.	---	---
Otros procesos de degradación	n.e.p.	---	---
Envejecimiento polimérico	n.e.p.	---	---

Tabla 6.5 Continuación...

Notas:

d.s.e. = debe ser evaluada

n.e.p. = no es problema

n.e.p.g. = no es problema generalmente

Refuerzo

Debido a que los geotextiles son materiales que presentan resistencia a los esfuerzos de tensión, son ampliamente utilizados para reforzar materiales en los cuales esta resistencia es baja o nula, tal es el caso del suelo. El refuerzo con geotextiles se define como el mejoramiento en la resistencia de un sistema creado por la introducción de un geotextil (resistente a la tensión), dentro de un suelo (de baja a nula resistencia a la tensión) u otro material discontinuo separado.

Las características de los geotextiles empleados como refuerzo son en general mecánicas: para absorber esfuerzos de tensión, hidráulicas: mejorando la estabilidad debido a la modificación en las condiciones hidráulicas límites al crear una consolidación acelerada y adecuado comportamiento a largo plazo: resistencia química y resistencia al deterioro.

Dentro de las funciones generales del geotextil como refuerzo de suelo se tienen tres mecanismos involucrados; los cuales son:

1. Tipo membrana: Este tipo de refuerzo ocurre cuando se aplica una carga vertical a un geotextil colocado sobre un suelo deformable. Dependiendo de la profundidad del geotextil con respecto a la carga, el esfuerzo horizontal se puede calcular como:

$$\sigma_h = \frac{P}{2\pi z^2} \left[3\text{sen}^2\theta \cos^3\theta - \frac{(1-2\mu)\cos^2\theta}{1+\cos\theta} \right]$$

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GEOSINTÉTICOS

Donde:

σ_h = Esfuerzo horizontal a la profundidad z .

P = Carga vertical aplicada.

z = Profundidad al punto considerado.

μ = Relación de Poisson.

θ = Ángulo medio con respecto a la vertical.

Para $\theta = 0$, es decir directamente bajo la carga, la ecuación anterior se transforma en:

$$\sigma_h = -\frac{P}{\pi z^2} \left(\frac{1}{2} - \mu \right)$$

Para una relación de Poisson menor de 0.5, la carga vertical aplicada produce un esfuerzo de tensión sobre un plano horizontal, que se encuentra a la profundidad z . Como se aprecia en la ecuación anterior a mayor magnitud de la carga vertical aplicada y menor profundidad al plano del geotextil, mayor será el esfuerzo horizontal o esfuerzo de tensión actuante sobre este.

2. **Tipo corte:** Este mecanismo se ilustra en la Figura (6.6). Esta figura también es útil para mostrar la influencia de la localización del geotextil dentro del suelo.

3. **Tipo anclaje:** Este mecanismo es similar al de corte, pero en este caso el suelo actúa sobre ambas caras del geotextil como una fuerza de tensión que tiende a arrancarlo fuera del suelo.

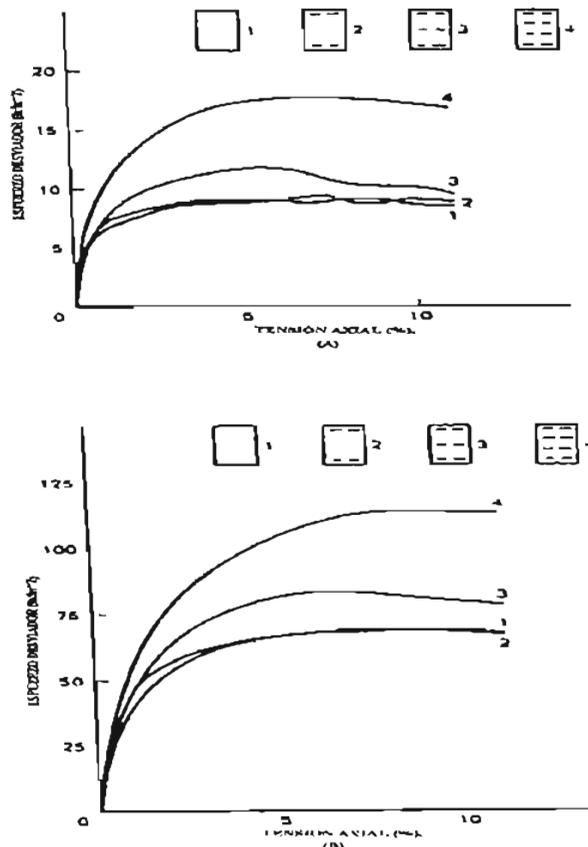


Figura 6.6 Ensayos triaxiales sobre arena reforzada con geotextil bajo presiones de confinamiento de (A) 21 kPa y (B) 210 kPa.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GEOSINTÉTICOS

Filtración

Se define como un sistema en equilibrio suelo-geotextil que permite el flujo libre de un líquido (sin pérdida de suelo), perpendicular al plano del geotextil por un período de tiempo indefinido

En general las aproximaciones usadas para cumplir con la retención de suelo, comparan las características del tamaño de partícula del suelo con el tamaño de abertura equivalente, (TAE) del geotextil. En el más simple de estos métodos se determina el porcentaje de suelo que pasa por el tamiz de $74 \mu m$ (malla #200), recomendando lo siguiente:

- a) Para suelo con 50% o menos pasando el tamiz de $74 \mu m$ (malla #200): TAE mayor o igual al tamiz de $600 \mu m$ (malla #30).
- b) Para suelo con más del 50% pasando el tamiz de $74 \mu m$ (malla #200), se recomienda un TAE mayor o igual al tamiz de $300 \mu m$, (malla #50).

Es recomendable tomar un valor del TAE menor de 2 o 3 veces el d_{85} (tamaño de la partícula, en milímetros, para el cual el 85% de la muestra es más fina).

Drenaje

Se define como el sistema en equilibrio suelo-geotextil que permite el flujo libre de un líquido (pero no pérdida de suelo), dentro de su plano, por un período de tiempo indefinido. Todos los geotextiles cumplen con la función de drenaje pero en un grado ampliamente variable. Por ejemplo los geotextiles tejidos de pequeño espesor, en virtud de que sus fibras se cruzan unas sobre otras, permiten el paso de líquidos de forma moderada por los espacios creados en estos puntos de cruce.

Los geotextiles no tejidos de gran espesor tienen considerables espacios vacíos en su estructura y permiten la transmisión de líquidos a través de éstos. Para esta función, al igual que en filtración, el geotextil debe cumplir simultáneamente requisitos de permeabilidad, capacidad de retención de suelo y compatibilidad del sistema suelo-geotextil para el flujo a largo plazo.

6.3 GEOMALLAS

Producto estrechamente relacionado con los geotextiles. Las cuales se diseñan mediante métodos similares; pero difieren en su manufactura, apariencia y colocación.

Las geomallas son productos plásticos de menor flexibilidad, presentan como su nombre lo indica una apariencia de malla o rejilla con espacios abiertos de gran tamaño, siendo su función principal el refuerzo.

Existen diferentes tipos de geomallas orientadas uniaxial o biaxialmente. En general se fabrican a partir de láminas de polietileno, polipropileno o de fibras gruesas usualmente de poliéster de alta tenacidad, tejidas o unidas entre si mediante diferentes procesos.

Su fabricación se puede realizar perforando sobre una lámina o geomembrana pequeños orificios siguiendo un patrón uniforme. La lámina perforada es luego reforzada en una o dos direcciones.

6.3.1 PROPIEDADES FÍSICAS

Muchas de las propiedades físicas de las geomallas como son: tipo de estructura, tipo de polímero, tipo de unión, tamaño de las aberturas y espesor, se pueden medir o evaluar directamente. El tamaño de las aberturas es relativamente grande y varía dependiendo del tipo de estructura o proceso de fabricación aproximadamente entre 1 y 5 pulgadas en la dirección longitudinal y de 0.5 a 3.5 pulgadas en la dirección transversal

En cuanto a espesor se distinguen dos valores; el de las costillas o nervios, 20 a 100 mm, y el de las uniones cuyos espesores varían entre 50 y 250 mm. La masa por unidad de área se encuentra en un rango de 200 a 1000 g/m², y el porcentaje de áreas abiertas varía de 40% a 95%.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GEOSINTÉTICOS

6.3.2 PROPIEDADES MECÁNICAS

Resistencia a la tensión

Para evaluar esta propiedad se pueden ensayar de manera individual las costillas o nervios, sujetándolas mediante mordazas o mandíbulas en una máquina para ensayos de tensión, o utilizar una muestra de ensayo de mayor dimensión, la cual puede incluir varias costillas y también varias secciones.

De manera similar al ensayo de geotextiles, la muestra se deforma estirándola hasta que ocurra la falla midiendo durante este proceso la fuerza aplicada y la deformación. La resistencia a la tensión se expresa en unidades de fuerza por unidad de ancho, el cual corresponde a la distancia repetitiva de la estructura real de la geomalla. Existe un amplio rango de valores de la resistencia a la tensión y de las propiedades derivadas (elongación y módulos), para los diferentes tipos de geomallas; en sentido transversal varía del orden de 500 a 10,000 lb/pie.

Resistencia al corte

Los parámetros de resistencia al corte de las geomallas se determinan usualmente mediante una adaptación del ensayo convencional de corte directo usado en la Ingeniería Geotécnica. El ensayo es realizado bajo diferentes esfuerzos normales con el objeto de definir la envolvente de falla y obtener los parámetros de resistencia al corte de la geomalla para el suelo en particular. Si los parámetros de resistencia al corte del suelo son conocidos éstos pueden compararse con los del sistema suelo-geomalla, para determinar la eficiencia de acuerdo con:

$$E_c = (c_a / c) \times 100$$

$$E_\phi = (\tan \delta / \tan \phi) \times 100$$

Donde:

E_c = Eficiencia en cohesión.

E_ϕ = Eficiencia en fricción.

c_a, δ = Parámetros de resistencia al corte (cohesión y ángulo de fricción interna) del sistema suelo-geomalla.

c, ϕ = Parámetros de resistencia al corte (cohesión y ángulo de fricción interna) del suelo.

En ensayos realizados se obtuvieron los resultados que se muestran en la Tabla 6.6. El suelo empleado en todos los casos fue arena bien graduada, SW, en condición seca, estado de densidad compacto, (densidad relativa de aproximadamente del 90%) y cohesión cero. Las eficiencias obtenidas son bastante altas y en algunos casos con geomallas de mayor espesor y menor flexibilidad, la resistencia al corte del sistema suelo-geomalla resulta mayor que la del suelo.

Tabla 6.6 Resultados de ensayos de corte directo usando geomallas.

Condición de ensayo	Ensayo # 1		Ensayo # 2	
	Fricción (°)	Eficiencia (%)	Fricción (°)	Eficiencia (%)
Suelo-Suelo	44	100	44	100
Suelo-Geomalla Biax. # 1	43	96	44	100
Suelo-Geomalla Biax. # 2	45	103	45	103
Suelo-Geomalla Biax. # 3	46	107	46	107
Suelo-Geomalla Uniax. # 1	35	72	37	78
Suelo-Geomalla Uniax. # 2	37	78	39	84
Suelo-Geomalla Uniax. # 3	42	93	43	96

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GEOSINTÉTICOS

Resistencia al arrancamiento

La resistencia al arrancamiento de las geomallas constituye un mérito intrínseco, debido a que las grandes aberturas de éstas permiten a las partículas de suelo estar en contacto, dando lugar a que se puedan obtener resistencias mayores que la resistencia al corte.

La resistencia al arrancamiento es el resultado de tres mecanismos separados, los cuales se indican a continuación:

- Resistencia al corte a lo largo de la superficie superior e inferior de las costillas longitudinales de la geomalla.
- Resistencia al corte a lo largo de la superficie superior e inferior de las costillas transversales.
- Resistencia pasiva que se tiene al frente de las costillas transversales, la cual ha demostrado analíticamente que representa la mayor contribución a la resistencia total de anclaje de las geomallas.

Desafortunadamente la modelación de las condiciones para evaluar el comportamiento del anclaje de las geomallas en laboratorio es bastante difícil, debido a varios factores entre los cuales se tiene el tamaño de la caja de corte requerida para permitir que el suelo que se encuentra a ambos lados de la geomalla dilate a medida que ocurre la deformación y que los esfuerzos aplicados sobre la geomalla se disipen totalmente. Es importante resaltar que aun cuando el tipo de refuerzo tiene gran influencia sobre la resistencia al arrancamiento o resistencia de anclaje; el tipo de suelo también constituye un factor determinante en la movilización de esta resistencia.

Resistencia de las juntas

Es una propiedad importante de evaluar, debido a que la resistencia friccional y la resistencia por capacidad portante ofrecida por las costillas trasversales requieren transferencia de las fuerzas que involucran las costillas longitudinales a través de las uniones o juntas adyacentes a ellas. La eficiencia de la junta se puede calcular comparando su resistencia con la resistencia de la costilla. En general para geomallas esta eficiencia varía desde un 7% a un 100% en estado no confinado. Ya que es lógico pensar que el efecto de confinamiento incrementa la resistencia de la junta y por lo tanto su eficiencia.

6.3.3 PROPIEDADES DE DURABILIDAD

Resistencia a la fluencia

La deformación o fluencia bajo carga sostenida es la principal propiedad a largo plazo que se tiene en cuenta en las geomallas. Esta propiedad es función esencialmente de la estructura molecular del polímero empleado en la fabricación de la geomalla, del nivel de esfuerzos, del tiempo, de la temperatura y de varios factores ambientales.

Daño por instalación

Se ha demostrado que se pueden presentar pérdidas en la resistencia de la geomalla del orden del 30% debido a procesos inadecuados de instalación. Generalmente esta asociada con procesos donde se utiliza agregado grueso pobremente graduado colocado sobre la geomalla, compactado con equipo pesado. En casos como estos se recomienda proteger la geomalla con una capa de arena.

6.3.4 EFECTOS AMBIENTALES

Efectos Biológicos

Los polímeros con alto peso molecular tales como polietileno y poliéster, los cuales no son degradados por microorganismos, afectan en gran medida, ya que al ser desechados su degradación es muy lenta.

Efectos por temperatura

Las temperaturas extremas, dentro de un rango normal, no deben tener efectos adversos sobre la geomalla. Sin embargo se debe tener precaución con altas temperaturas, debido a que causan fluencia y/o relajación de esfuerzos. En estos casos es necesaria la realización de ensayos con las temperaturas previstas o en su lugar usar factores de seguridad mayores sobre la deformación en la fluencia.

Efectos por luz solar

La radiación ultravioleta sobre los polímeros causa degradación rápida de su resistencia. Este fenómeno se reduce solamente cuando los rayos de luz son evitados, en este caso sepultando la geomalla o cubriendo las geomallas; por ejemplo con la adición de carbón negro.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GEOSINTÉTICOS

6.4 GEOMEMBRANAS

Las geomembranas representan el segundo grupo en tamaño dentro de los geosintéticos. Debido a su muy baja permeabilidad (10^{-10} a 10^{-13} cm/s), su función primaria es actuar como barrera de líquidos o vapores y proteger al suelo de sustancias contaminantes. La mayoría de las geomembranas son láminas delgadas y flexibles de materiales poliméricos termoplásticos o termoestables (Ver Tabla 6.7). En algunos casos pueden reforzarse con mallas tejidas. Sus espesores típicos varían entre 0.5 mm y 2.5 mm.

Tabla 6.7 Algunos tipos y categorías de Geomembranas.

Categorías	Símbolo	Nombre
Termoestables	IIR EPDM	Caucho Sintético Etileno Propileno Monómero
Termoplásticos	CPE CPE-A CSPE EIA PVC PVC-OR	Polietileno Clorinado Polietileno Clorinado Modificado Polietileno Clorosulfonado Interpolímero Etileno Modificado Cloruro de Polivinilo Cloruro de Polivinilo Modificado
Semi-cristalinas	HDPE HDPE-A	Polietileno de Alta Densidad Polietileno de Alta Densidad Modificado.

6.4.1 PROPIEDADES FÍSICAS

Espesor

Propiedad física importante, ya que dependiendo de éste se asegura la suficiente impermeabilidad a líquidos y vapores, su resistencia a esfuerzos mecánicos y se garantiza su sellamiento con técnicas apropiadas. La determinación del espesor de las geomembranas se realiza directamente con un calibrador o micrómetro bajo una presión específica, de acuerdo con la norma ASTM D 3767. La mayoría de las geomembranas reforzadas con mallas tejidas se fabrican a partir de láminas simples de 0.25 a 0.38 mm, al unir estas láminas se obtienen geomembranas de considerable espesor. Otras geomembranas de PVC, CPE y polietileno, pueden fabricarse con espesores mayores de 5.0 mm en una lámina simple. La mayoría de las geomembranas, tienen espesores que varían entre 0.5 mm y 2.5 mm.

Densidad

La densidad de las geomembranas depende de la densidad del material base con el cual es fabricada. Aun cuando se tenga el mismo polímero genérico, el polietileno por ejemplo puede ser de muy baja, baja, media o alta densidad. Los valores de densidad para geomembranas manufacturadas a base de polímeros se encuentran generalmente entre 0.85 y 1.5 g/cm³.

6.4.2 PROPIEDADES MECÁNICAS

Resistencia a la tensión

En la Figura 6.7 se muestran curvas típicas Esfuerzo-Deformación, de diferentes tipos de geomembranas reforzadas y no reforzadas. La mayoría de los materiales termoplásticos o termoestables no reforzados, se comportan de manera similar al PVC mostrando, como se aprecia en la Figura 6.7, con un incremento gradual del esfuerzo hasta alcanzar la falla. En general materiales termoplásticos o termoestables reforzados con una malla muestran una fuerte respuesta inicial con un pico pronunciado, que ocurre cuando se produce la fluencia, seguido por una caída drástica en resistencia y luego por una gran deformación hasta la falla. En el caso de los polietilenos, el comportamiento Esfuerzo-Deformación típico, es similar al indicado en la Figura 6.7 para el polietileno de alta densidad HDPE.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GEOSINTÉTICOS

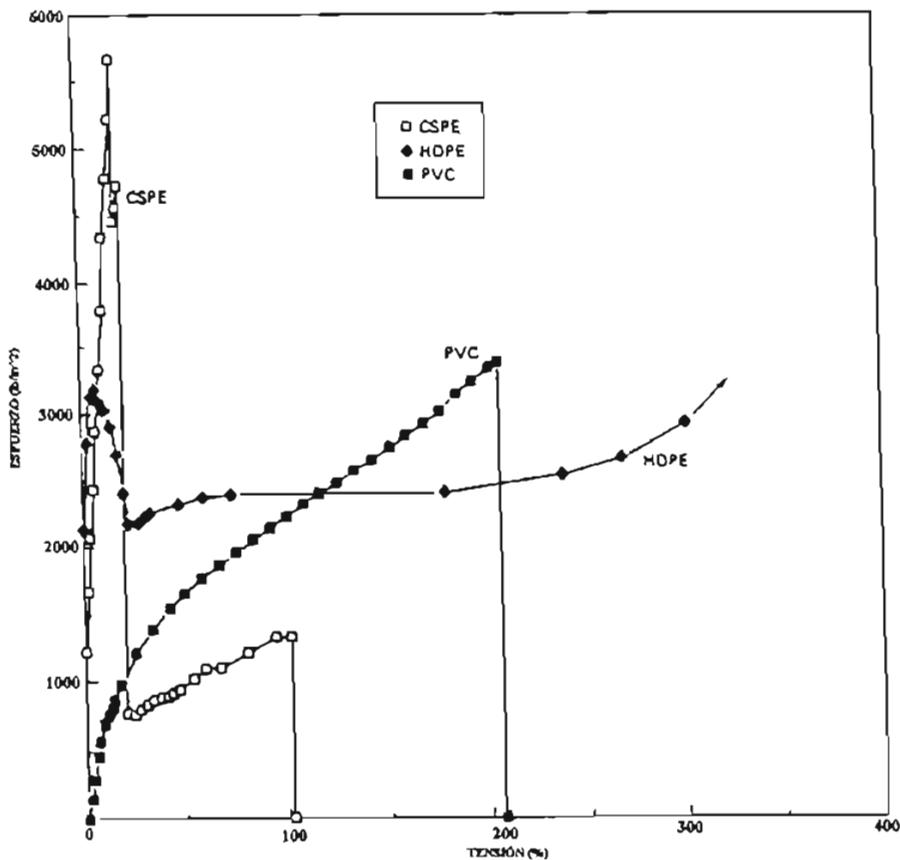


Figura 6.7 Curvas Esfuerzo-Deformación de diferentes tipos de geomembranas.

Resistencia de las costuras o Uniones

Con frecuencia, la resistencia de la costura o unión es significativamente menor que la resistencia de la geomembrana. Las uniones entre geomembranas usualmente se realizan aplicando adhesivos o mediante termosellado o electrosellado. Para determinar la resistencia de las uniones existen diferentes ensayos de laboratorio, tales como ensayos de corte, o ensayos de despegado o desprendimiento.

Fricción

La determinación del comportamiento friccionante Suelo-Geomembrana resulta útil para realizar un diseño apropiado de la geomembrana en los taludes de obras tales como rellenos, embalses, canales, etc. De manera análoga que para los geotextiles y las geomallas, la determinación de la fricción Suelo-Geomembrana se puede realizar con una adaptación del ensayo de corte directo empleado en Ingeniería Geotécnica.

Los resultados del comportamiento friccionante de diferentes sistemas Suelo-Geomembrana, Geotextil-Geomembrana y Suelo-Geotextil, se indican en la Tabla 6.8. En esta Tabla se pueden apreciar que para los diferentes sistemas Suelo-Geomembrana evaluados, con el polietileno de alta densidad, HDPE, se obtienen las menores eficiencias. Así mismo se presentan los menores valores de fricción con geotextiles tejidos de monofilamentos y con geomembranas de polietileno de alta densidad en los diferentes sistemas Geotextil-Geomembrana.

Para evaluar el comportamiento friccionante de geomembranas colocadas sobre suelos de tipo arcilloso es recomendable la realización de otros ensayos, ya que los resultados son muy variados dependiendo del contenido de humedad de la arcilla, presión de proconsolidación, velocidad de deformación, etc.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GEOSINTÉTICOS

Tabla 6.8 Valores de ángulo de fricción y eficiencias en diferentes sistemas.

Ángulos de fricción y eficiencias Suelo-Geomembrana

GEOMEMBRANA	TIPO DE SUELO		
	Arena concreto ($\phi = 30^\circ$)	Arena Ottawa ($\phi = 28^\circ$)	Arena Micacea ($\phi = 26^\circ$)
EPDM	24° (0.77)	20° (0.68)	24° (0.91)
PVC Rugoso	27° (0.88)	---	25° (0.96)
PVC Liso	25° (0.81)	---	21° (0.79)
CSPE	25° (0.81)	21° (0.72)	23° (0.87)
HDPE	18° (0.56)	18° (0.61)	17° (0.63)

Ángulos de fricción Geomembrana-Geotextil

GEOTEXTIL	GEOMEMBRANA				
	EPDM	PVC		CSPE	HDPE
		RUGOSA	LISA		
No tejido, punción con agujas	23°	23°	21°	15°	8°
No tejido, unión por calor	18°	20°	18°	21°	11°
Tejido, Monofilamentos	17°	11°	10°	9°	6°
Tejido, Película delgada	21°	28°	24°	13°	10°

Ángulo de fricción y eficiencias Suelo-Geotextil

GEOTEXTIL	TIPO DE SUELO		
	Arena Concreto ($\phi = 30^\circ$)	Arena Ottawa ($\phi = 28^\circ$)	Arena Micacea ($\phi = 26^\circ$)
No tejido, punción con agujas	30° (1.00)	26° (0.92)	25° (0.96)
No tejido, unión por calor	26° (0.84)	---	---
Tejido, Monofilamentos	26° (0.84)	---	---
Tejido, Película delgada	24° (0.77)	24° (0.84)	23° (0.87)

NOTA: Los valores este paréntesis corresponden a eficiencias.

6.5 DISEÑO DE TALUDES REFORZADOS CON GEOTEXTILES Y GEOMALLAS

Los geotextiles y las geomallas permiten la construcción de taludes con mayor grado de inclinación respecto a la horizontal que el permitido por el ángulo de reposo natural del suelo. Esto ayuda al uso más eficiente del terreno. En la construcción de autopistas, las vías pueden ser ampliadas sin incrementar el derecho de vía reemplazando un talud convencional por uno reforzado. La reparación convencional de taludes de corte y terraplenes fallados abarca la remoción del derrumbe y la reconfiguración del talud con materiales granulares. Este método puede ser costoso debido al valor de la excavación, los materiales granulares y los acarrees. Los geosintéticos representan un procedimiento alternativo de reparación utilizando en este caso geotextiles y geomallas como refuerzo de manera que los mismos materiales derrumbados pueden ser reutilizados.

En relación con la construcción de obras nuevas, los terraplenes reforzados con geotextiles pueden construirse con taludes menos inclinados con respecto a la horizontal o totalmente verticales, lo cual permite reducir el espacio de terreno necesario. Hasta la fecha se han desarrollado pocos métodos para el diseño de sistemas de refuerzo de capas múltiples con geotextiles, ya que la mayoría son aplicados en el diseño de muros de contención reforzados con geotextiles. Existe un enfoque propuesto por Murray (Profesor y Director del departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Washington, Seattle), el cual se basa en los principios de la estabilidad de taludes, pero considerando capas múltiples de refuerzo. El siguiente procedimiento basado en las investigaciones de Murray, corresponde al diseño de un talud reforzado con geotextiles y geomallas.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GEOSINTÉTICOS

A continuación se presentan las diferentes literales de las ecuaciones para el diseño de taludes reforzados con geotextiles y geomallas:

A_i = Coeficiente asociado con la resistencia del suelo en el sector i .

B_i = Coeficiente asociado con la resistencia del geosintético en el sector i .

c = Cohesión en términos de esfuerzos efectivos.

D_{is} = Contribución a la fuerza actuante ofrecida por el suelo en el sector i .

D_{ig} = Contribución a la fuerza actuante ofrecida por el geotextil en el sector i .

E_i = Coeficiente asociado con la fuerza actuante ofrecida por el suelo en el sector i .

G_i = Coeficiente asociado con la fuerza actuante ofrecida por el geotextil en el sector i .

K = Parámetro de esfuerzos iniciales o de reposo.

K_A = Coeficiente de presión de tierras activo.

K_P = Coeficiente de presión de tierras pasivo.

L_i = Longitud del geosintético más allá de la superficie de falla en el sector i .

N_i = Número de capas del geosintético en el sector i .

R_{is} = Contribución a la fuerza resistente ofrecida por el suelo en el sector i .

R_{ig} = Contribución a la fuerza resistente ofrecida por el geotextil en el sector i .

r_u = Relación de presión de poros = $u / \gamma z$.

T_z = Resistencia a la profundidad Z ofrecida por el geotextil.

u = Presión de poros.

X_1 = Longitud desde el origen hasta el final del sector 1.

X_2 = Longitud desde el origen hasta el final del sector 2.

X_3 = Longitud desde el origen hasta el final del sector 3.

ΔX_i = Longitud horizontal del sector i .

Z = Profundidad del punto en consideración.

z = Profundidad media en el sector considerado.

β = Ángulo del talud

γ = Peso unitario total del suelo.

θ_i = Ángulo del plano de deslizamiento en el sector 1 o 2.

ϕ_{sg} = Ángulo de fricción entre el suelo y el geotextil.

ϕ' = Ángulo de fricción interna del suelo en términos de esfuerzos efectivos.

6.5.1 ESFUERZOS EN LOS TALUDES

Para el diseño de taludes reforzados con geotextiles y geomallas, Murray desarrollo un método de análisis que considera el estado inicial de esfuerzos en el talud. En el utiliza el concepto de esfuerzos conjugados en la descripción del estado de esfuerzos para un talud infinito. De la figura (6.8-a):

$$\sigma_v = \gamma z \cos \beta \dots\dots\dots (6.1)$$

$$\sigma_\beta = K \sigma_v = K \gamma z \cos \beta \dots\dots\dots (6.2)$$

Donde:

σ_v = Esfuerzo conjugado vertical

σ_β = Esfuerzo conjugado horizontal.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GEOSINTÉTICOS

La magnitud del esfuerzo conjugado horizontal σ_β depende en alto grado del estado de esfuerzos del material, la forma de depositación y su historia de esfuerzos. Estas influencias se incluyen en el parámetro K , el cual es conocido como parámetro de esfuerzos iniciales o de reposo

Los componentes de los esfuerzos normales y cortante son: (Ver Figura 6.8-b).

$$\sigma_z = \gamma z (1 + K \operatorname{sen}^2 \beta) \dots \dots \dots (6.3)$$

$$\sigma_x = \gamma z K \cos^2 \beta \dots \dots \dots (6.4)$$

$$\tau_{xz} = \gamma z K \operatorname{sen} \beta \cos \beta \dots \dots \dots (6.5)$$

Donde:

σ_z = Esfuerzo normal vertical.

σ_x = Esfuerzo normal horizontal.

τ_{xz} = Esfuerzo cortante.

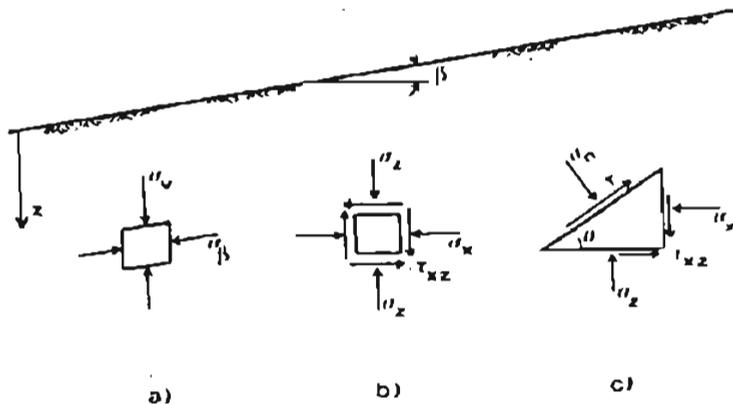


Figura 6.8 Esfuerzos dentro de un talud uniforme extenso de peso unitario γ :
 (a) esfuerzos conjugados; (b) esfuerzos normales y cortantes en un elemento a una profundidad z ; y (c) esfuerzos en un plano con una inclinación arbitraria θ .

Introduciendo la fuerza horizontal T_z del refuerzo de geotextil, se obtienen el esfuerzo normal σ_n y el esfuerzo cortante τ en cualquier plano de falla asumido dentro del talud (Figura 6.9):

$$\sigma_n = \sigma_z \cos^2 \theta + \sigma_x \operatorname{sen}^2 \theta - 2\tau_{xz} \operatorname{sen} \theta \cos \theta + \frac{T_z \operatorname{sen} \theta}{dL} \dots \dots \dots (6.6)$$

$$\tau = (\sigma_z - \sigma_x) \cos \theta \operatorname{sen} \theta + T_z (\cos^2 \theta - \operatorname{sen}^2 \theta) - \frac{T_z \cos \theta}{dL} \dots \dots \dots (6.7)$$

Por sustitución, las ecuaciones (6.6) y (6.7) pueden expresarse en términos de esfuerzos efectivos:

$$\sigma'_n = \gamma z \cos^2 \theta \left[1 + K \cos^2 \beta (\tan \beta - \tan \theta)^2 - \frac{r_u}{\cos^2 \theta} \right] + \frac{T_z \operatorname{sen} \theta}{dL} \dots \dots \dots (6.8)$$

$$\tau = \gamma z \operatorname{sen} \theta \cos \theta \left[1 + K \cos^2 \beta \left(\tan^2 \beta - 1 + \frac{\tan \beta}{\tan \theta} (1 - \tan^2 \theta) \right) \right] - \frac{T_z \cos \theta}{dL} \dots \dots \dots (6.9)$$

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GEOSINTÉTICOS

Donde:

r_u Relación de poros adimensional igual a $u/\gamma z$.

σ'_n = Esfuerzo efectivo normal.

τ' = Esfuerzo efectivo cortante.

6.5.2 FACTOR DE SEGURIDAD

El factor de seguridad (FS) está definido como:

$$FS = \frac{\text{Fuerzas resistentes } R}{\text{Fuerzas actuantes } D}$$

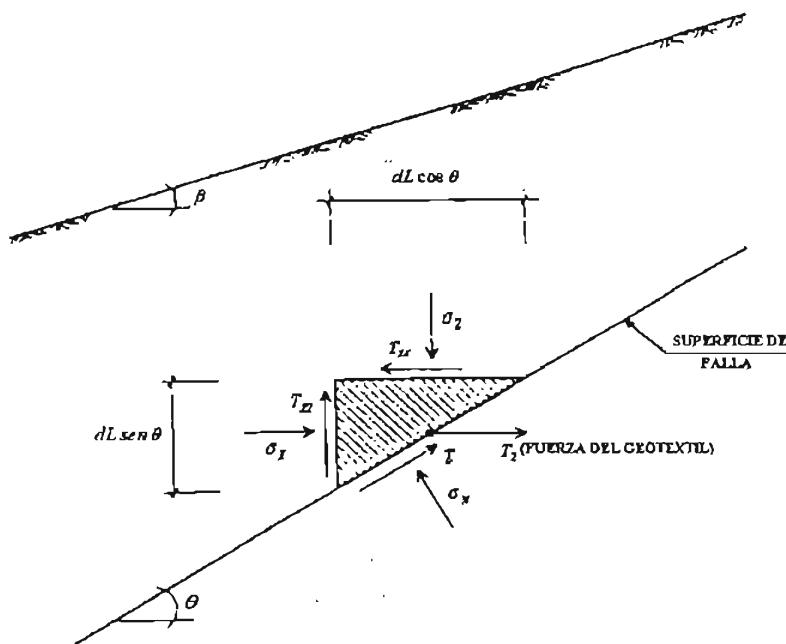


Figura 6.9 Esfuerzos sobre un elemento de suelo sobre el talud considerando las fuerzas horizontales del geotextil.

Donde la fuerza resistente R para un plano de falla asumido; es la resistencia total desarrollada por fuerzas de corte en el suelo y tensiones en el geotextil. Y la fuerza actuante D es la fuerza de corte total desarrollada en el plano de falla asumido.

$$R = \int (\sigma'_n \tan \phi' + c') dL \dots\dots\dots (6.10-a)$$

$$D = \int \tau' dL \dots\dots\dots (6.10-b)$$

En las ecuaciones (6.10-a) y (6.10-b), σ'_n y τ' están dados por las ecuaciones (6.8) y (6.9).

Integrando la resistencia al corte de la ecuación 6.10-a y el esfuerzo cortante de la ecuación 6.10-b sobre cada sector de una superficie de falla potencial permite hallar el factor de seguridad para el sector. Esto fue realizado por Murray para una superficie de falla bilineal. Según Schneider el factor de seguridad puede ser expresado como:

$$FS = \frac{\sum R_{1s} + \sum R_{1g}}{\sum D_{1s} - \sum D_{1g}} \dots\dots\dots (6.11)$$

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GEOSINTÉTICOS

Donde:

R_{1s} = fuerza resistente en el sector "i" debida al suelo.

R_{1g} = fuerza resistente en el sector "i" debida al geotextil

D_{1s} = fuerza actuante en el sector "i" debida al suelo.

D_{1g} = fuerza actuante en el sector "i" debida al geotextil.

Nótese que la resistencia del geotextil puede ser debida tanto a la adherencia suelo-geotextil como a la resistencia a tensión del producto. Ambas contribuciones deben ser revisadas y el menor valor se usa en los cálculos de diseño.

La ecuación 6.11 es similar a la dada por Murray, pero no involucra iteraciones y el factor de seguridad puede calcularse directamente. Nótese que si $\sum (D_{1s} - D_{1g})$ tiende a cero o se vuelve negativo, entonces la cantidad de resistencia del geotextil puede reducirse para un modo de falla particular.

6.5.3 SUPERFICIE DE FALLA

De manera similar a los métodos de diseño convencionales de estabilidad de taludes, se supone una superficie de falla bilineal y se desarrollan cálculos para el factor de seguridad contra la falla del talud. El proceso se repite para varias superficies de falla hasta obtener un factor de seguridad contra falla mínimo. Es recomendable que la superficie de deslizamiento crítica para el caso sin refuerzo no sea la misma que para el caso reforzado. En el caso de muros reforzados hay evidencia de que la localización de la superficie de falla es realmente diferente.

6.5.4 CARTAS DE DISEÑO

Los términos de la ecuación 6.11 están dados en las Tablas (6.9, 6.10 y 6.11). Las cartas de las Figuras (6.13 y 6.14) facilitan la determinación apropiada de los coeficientes de resistencia y actuantes de las ecuaciones de estabilidad. Estos gráficos son una herramienta para el diseño de taludes reforzados con geosintéticos, ya que demuestran la influencia de los diferentes parámetros de diseño en el factor de seguridad contra falla, de manera que pueden ser ayudas de diseño útiles.

El procedimiento de diseño puede ser aplicado a problemas de estabilidad de taludes en los cuales la superficie de falla pueda aproximarse a dos planos. Se consideran dos casos: en el primero ambas superficies de falla emergen en el talud, lo cual representa la mayoría de situaciones en corte (Ver Figura 6.10-A); y la segunda considera que la superficie de falla superior emerge en un plano horizontal como frecuentemente ocurre con fallas en terraplenes (Ver Figura 6.10-B).

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GEOSINTÉTICOS

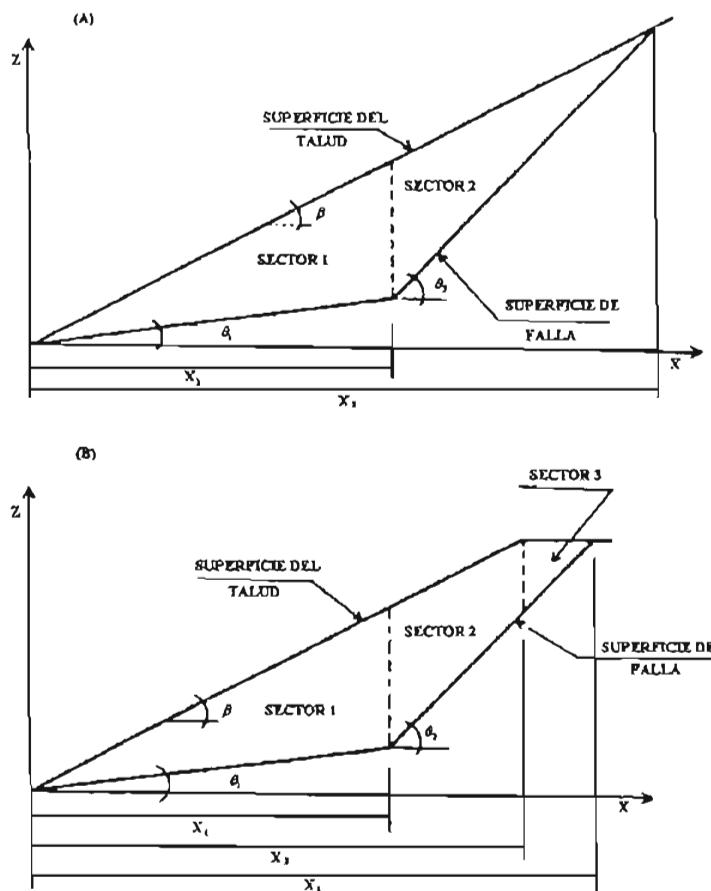


Figura 6.10 Geometría del problema

- A) Cuando ambas superficies emergen en la cara del talud.
- B) Cuando una superficie de falla emerge en zona plana arriba del talud.

6.5.5 PARÁMETROS DE DISEÑO

Esfuerzos iniciales K

Un talud no reforzado puede ser estable sino ocurre una falla plástica o de fluencia a través de la masa de suelo. Por lo tanto, el estado inicial de esfuerzos debe ser tal que no se viole el criterio de falla de Mohr y/o Coulomb. Si el valor del parámetro de esfuerzos iniciales disminuye hasta un cierto límite, el suelo fallará en estado activo (K_A); el límite superior de K corresponde al estado pasivo (K_P). Así:

$$K_A < K < K_P.$$

La determinación de los valores numéricos específicos del parámetro de esfuerzos iniciales K para un talud dado, usualmente no toma parte del programa ordinario de investigación geotécnica del sitio. Sin embargo, es posible tener una indicación de la magnitud de este valor con la siguiente ecuación:

$$K = \frac{K_A + r_u(1 - K_A)}{\cos^2 \beta - K_A \text{sen}^2 \beta} \dots \dots \dots (6.12)$$

Esta ecuación, dada por Murray, puede derivarse asumiendo la relación entre los esfuerzos normales vertical y horizontal dados en las ecuaciones (6.3 y 6.4).

En taludes reforzados el campo de esfuerzos es mucho más complejo. En adición a la geometría del talud y las propiedades del suelo, el estado de esfuerzos inicial también está influido por la naturaleza del refuerzo, sus propiedades esfuerzo-deformación, su posición y su interacción con el suelo. Desafortunadamente, no hay datos de campo disponibles que ayuden en la selección de valores adecuados de K.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GEOSINTÉTICOS

Debido a las incertidumbres en el valor real de K , se recomienda que el factor de seguridad sea calculado para un rango de posibles valores de K . La ecuación 6.12 para taludes no reforzados puede utilizarse como una primera aproximación.

Resistencia del suelo

Los parámetros de resistencia del suelo cohesión (c') y ángulo de fricción interna (ϕ') dependen de la deformación. Por consiguiente, si se espera o se especifica una cierta deformación en el geotextil, los valores de resistencia del suelo se escogerán de acuerdo con estos niveles de deformación.

Resistencia a la tensión del geotextil

Murray introdujo la relación carga-deformación para el geotextil directamente en las ecuaciones de diseño para adherencia con el fin de determinar el espaciamiento vertical del geotextil en el talud. Esta parece ser una buena aproximación ya que asegura que el esfuerzo en tensión movilizado en el refuerzo es al menos consistente con las deformaciones causadas.

La mayor aproximación, tomada del diseño de muros de contención reforzados con geotextil, consiste en seleccionar un valor de diseño para el esfuerzo en tensión permisible correspondiente a un valor arbitrario como límite para la deformación en el geotextil, por ejemplo 10%. Las ecuaciones en las Tablas (6.9 y 6.11) son generalmente suficientes para permitimos cualquier enfoque. La relación esfuerzo-deformación del geotextil y sus propiedades de resistencia deben ser determinadas por ensayos en sitio o por un ensayo de tensión sobre una faja ancha.

Fricción suelo-geotextil

La fricción entre el refuerzo de geotextil y el suelo es un fenómeno de interacción muy complejo. Depende en alto grado de las características de la superficie y de los agujeros del material de refuerzo, la forma de los granos del suelo, su distribución granulométrica, su densidad relativa y el esfuerzo normal a nivel del refuerzo. Para materiales granulares los valores del ángulo de fricción suelo-geotextil ϕ_{sg} varían desde alrededor de la mitad del ángulo de fricción interna ϕ' del suelo hasta más del valor total de dicho ángulo o sea:

$$0.5\phi' < \phi_{sg} \leq \phi' \dots\dots\dots (6.13)$$

Los valores de diseño para ϕ_{sg} deben determinarse ya sea por corte directo o por ensayos de arranque en el relleno propuesto y los materiales de refuerzo. En el caso de materiales cohesivos las relaciones fricciones suelo-geotextil son más complejas y resulta definitivamente aconsejable realizar los ensayos de corte directo o el de arranque del geotextil.

Número y espaciamiento de las capas de refuerzo

Hay dos enfoques posibles para estimar el número de capas de refuerzo en cada sector N_i . Murray calculó la separación vertical promedio usando una fórmula con su especificación de deformación. Por otro lado, el número de capas horizontales por sector puede determinarse con la siguiente ecuación:

$$N_i = \frac{\Delta X_i \tan \theta_i K \gamma_i Z_i \cos^2 \beta_i}{2T_{\bar{z}}} \dots\dots\dots (6.14)$$

En la que $T_{\bar{z}}$ es el esfuerzo de tensión promedio en el refuerzo, cercano a la mitad del valor máximo. Otro enfoque puede ser el de asumir un número razonable de capas de refuerzo basados en experiencias, como con muros de contención reforzados, o basados en la facilidad de construcción. En esta forma puede determinarse el esfuerzo de tensión $T_{\bar{z}}$ requerido para proveer un factor de seguridad contra falla mínimo especificado.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GEOSINTÉTICOS

6.5.6 EJEMPLO DE DISEÑO

El método de diseño presentado se ilustra en detalle usando un terraplén reforzado similar al dado por Murray. El mismo análisis puede aplicarse también a taludes de corte, asumiendo que los parámetros del suelo y el nivel freático han sido establecidos en forma apropiada. La geometría del terraplén se muestra en la Figura (6.11) y las propiedades del suelo son las siguientes:

Geometría del terraplén:

Sector 1	Sector 2	Sector 3
$\beta_1 = 25^\circ$	$\beta_2 = 25^\circ$	$\beta_3 = 0$
$\theta_1 = 15^\circ$	$\theta_2 = 30^\circ$	$\theta_3 = 30^\circ$
$X_1 = 10\text{ m}$	$X_2 = 20\text{ m}$	$X_3 = 21.5\text{ m}$

Propiedades del suelo:

$\phi' = 30^\circ$	$c' = 0$	$\gamma = 20\text{ kN/m}^3$	$r_u = 0.35$
--------------------	----------	-----------------------------	--------------

Propiedades del geotextil:

Fricción suelo-geotextil $\phi_{sg} = 22^\circ$. Las demás propiedades se especificarán después de determinar valores mínimos a partir de los cálculos de estabilidad.

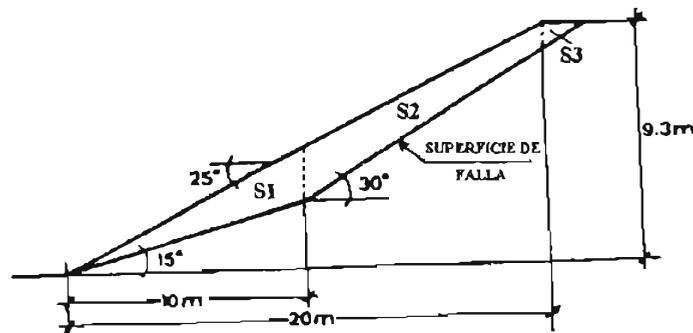


Figura 6.11 Geometría del terraplén no reforzado.

Análisis de estabilidad

El factor de seguridad F.S. contra falla para el plano de falla asumido en la Figura (6.11) se calcula para los casos (1) sin refuerzo y (2) con refuerzo de geotextil. Para el último caso se estudian diferentes modos de falla tales como las de adherencia, tensión en geotextil, y una combinación de adherencia y tensión.

Talud sin refuerzo

El parámetro de esfuerzos iniciales K puede calcularse con la siguiente ecuación:

$$K_A = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}$$

Sustituyendo esta en la ecuación 6.12 tenemos:

$$K = \frac{K_A + r_u(1 - K_A)}{\cos^2 \beta - K_A \sin^2 \beta}$$

$$K_{A1} = 0.54 \quad y \quad K_1 = 0.96$$

$$K_{A2} = 0.54 \quad y \quad K_2 = 0.96$$

$$K_{A3} = 0.33 \quad y \quad K_3 = 0.75$$

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GEOSINTÉTICOS

Usando las tablas de diseño de las Figuras (6.13 y 6.14), se obtienen los siguientes coeficientes de (A y E) para los valores de K obtenidos anteriormente:

$$\begin{aligned} A_1 &= 7.0 \text{ kN/m}^3 & E_1 &= 8.3 \text{ kN/m}^3 \\ A_2 &= 4.7 \text{ kN/m}^3 & E_2 &= 7.0 \text{ kN/m}^3 \\ A_3 &= 6.8 \text{ kN/m}^3 & E_3 &= 2.2 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

Los coeficientes B_i y G_i , son cero para el caso sin refuerzo. De las ecuaciones de estabilidad dadas en las Tablas (6.9 y 6.10), tenemos:

$$\begin{aligned} R_{ig} &= 0 & D_{ig} &= 0 \\ R_{1s} &= 71.9 \text{ kN/m} & D_{1s} &= 85.2 \text{ kN/m} \\ R_{2s} &= 77.5 \text{ kN/m} & D_{2s} &= 115.5 \text{ kN/m} \\ R_{3s} &= 5.2 \text{ kN/m} & D_{3s} &= 1.7 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

De la ecuación (6.11):

$$F.S. = \frac{\sum R_{is} + \sum R_{ig}}{\sum D_{is} - \sum D_{ig}} = \frac{\sum R_{is}}{\sum D_{is}} = \frac{154.6 \text{ kN/m}}{202.4 \text{ kN/m}} = 0.76$$

$$F.S. = 0.76 < 1$$

Este análisis proporciona un factor de seguridad menor que la unidad, por lo que el talud del terraplén fallaría a menos que sea tendido, se le coloquen bermas o sea estabilizado con geotextiles u otro refuerzo.

Tabla 6.9 Ecuaciones de estabilidad para resistencia; para $\beta_3 = 0$

Sector	Suelo
1	$R_{1s} = \frac{X_1}{\cos \theta_1} \left[\frac{A_1}{2} X_1 (\tan \beta_1 - \tan \theta_1) + c'_1 \right]$
2	$R_{2s} = \frac{(X_2 - X_1)}{\cos \theta_2} \left[\frac{A_2}{2} \{X_2 (\tan \beta_2 - \tan \theta_2) + X_1 (\tan \beta_2 + \tan \theta_2 - 2 \tan \theta_1)\} + c'_2 \right]$
3	$R_{3s} = \frac{(X_3 - X_2)}{\cos \theta_2} \left[A_3 \left\{ X_2 \left(\tan \beta_2 - \frac{\tan \theta_2}{2} \right) + X_1 (\tan \theta_2 - \tan \theta_1) - \frac{X_3}{2} \tan \theta_2 \right\} + c'_3 \right]$
Sector	Adherencia del geotextil
1	$R_{1g} = \frac{B_1 N_1}{2} [X_1 (1 + 1/N_1) (\tan \beta_1 - \tan \theta_1) + L'_1 \tan \theta_1]$
2	$R_{2g} = \frac{B_2 N_2}{2} [(1 + 1/N_2) (X_2 - X_1) (\tan \beta_2 - \tan \theta_2) + 2X_1 (\tan \beta_2 - \tan \theta_1) + L_2 \tan \beta_2]$
3	$R_{3g} = B_3 N_3 \left[X_2 \tan \beta_2 + X_1 (\tan \theta_2 - \tan \theta_1) - \frac{\tan \theta_2}{2} ((1 + 1/N_3) (X_3 - X_2) + 2X_2) \right]$

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GEOSINTÉTICOS

Tabla 6.10 Ecuaciones de estabilidad para perturbación para $\beta_3 = 0$

Sector	Suelo
1	$D_{1s} = \frac{E_1 X'_1}{2 \cos \theta_1} (\tan \beta_1 - \tan \theta_1)$
2	$D_{2s} = \frac{E_2 (X_2 - X_1)}{2 \cos \theta_2} [X_2 (\tan \beta_2 - \tan \theta_2) + X_1 (\tan \beta_2 + \tan \theta_2 - 2 \tan \theta_1)]$
3	$D_{3s} = \frac{E_3 (X_3 - X_2)}{\cos \theta_2} \left[X_2 \left(\tan \beta_2 - \frac{\tan \theta_2}{2} \right) + X_1 (\tan \theta_2 - \tan \theta_1) - \frac{X_3}{2} \tan \theta_2 \right]$
Sector	Adherencia del geotextil
1	$D_{1g} = \frac{G_1 N_1}{2} [X_1 (1 + 1/N_1) (\tan \beta_1 - \tan \theta_1) + L_1 \tan \beta_1]$
2	$D_{2g} = \frac{G_2 N_2}{2} [(1 + 1/N_2) (X_2 - X_1) (\tan \beta_2 - \tan \theta_2) + 2 X_1 (\tan \beta_2 - \tan \theta_1) + L_2 \tan \beta_2]$
3	$D_{3g} = G_3 N_3 \left[X_2 \tan \beta_2 + X_1 (\tan \theta_2 - \tan \theta_1) - \frac{\tan \theta_2}{2} ((1 + 1/N_3) (X_3 - X_2) + 2 X_2) \right]$

Tabla 6.11 Ecuaciones de estabilidad para resistencia y perturbación debido a la tensión del Geotextil.

Sector	Tensión del Geotextil
(a) Ecuaciones de resistencia (1) (2) (3)	$R_{1g} = N_1 T_z \text{sen} \theta_1 \tan \phi'_1$ $R_{2g} = N_2 T_z \text{sen} \theta_2 \tan \phi'_2$ $R_{3g} = N_3 T_z \text{sen} \theta_3 \tan \phi'_3$
(b) Ecuaciones de perturbación (1) (2) (3)	$D_{1g} = N_1 T_z \cos \theta_1$ $D_{2g} = N_2 T_z \cos \theta_2$ $D_{3g} = N_3 T_z \cos \theta_3$

Para un caso real de diseño en la práctica generalmente se seleccionan varias superficies de deslizamiento potencial, calculando para cada una un F.S. contra falla hasta encontrar el valor mínimo, el cual corresponde a la superficie de falla crítica.

Diseño de refuerzo con geotextil

Por simplicidad se asume en este ejemplo que la superficie de falla crítica es la examinada con anterioridad. Para propósitos ilustrativos, primero se asume el número de capas de refuerzo para cada sector, luego se determinan las longitudes de adherencia mínimas, y la mínima resistencia a la tensión del refuerzo, para obtener un F.S. ≥ 1.5 para cada caso.

a) Estimativo del número de capas de refuerzo

Para este ejemplo se asumen 5 capas a espaciamiento vertical aproximadamente igual (Ver Figura 6.12). Puesto que la altura del talud (Figura 6.11) es 9.3 m, cada capa estará espaciada a 1.86 m. Se comienza a

$\left(\frac{1.86m}{2} \right)$ o sea 0.93 m desde la base, de manera que el refuerzo estará a las alturas de 0.93, 2.80, 4.66, 6.53 y 8.39 desde la base. De la geometría del talud se asumen los siguientes espaciamientos para N , 1.5 para las capas en el sector 1 ($N_1 = 1.5$), 3.5 para las capas en el sector 2 ($N_2 = 3.5$), y ninguna en el sector 3.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GEOSINTÉTICOS

b) Cálculo de resistencia por adherencia

Se asume un parámetro de esfuerzos iniciales K igual al del caso del talud sin refuerzo. Usando las ecuaciones de las Tablas (6.9 y 6.10) y las Figuras (6.15 y 6.16).

$$B_1 / L_1 \gamma \tan \phi_{sg} \tan \phi' = 0.4; \text{ entonces } B_1 / L = 1.9 \text{ kN} / \text{m}^3$$

$$B_2 / L_2 \gamma \tan \phi_{sg} \tan \phi' = 0.8; \text{ entonces } B_2 / L = 3.7 \text{ kN} / \text{m}^3$$

$$B_3 / L_3 \gamma \tan \phi_{sg} \tan \phi' = 0.7; \text{ pero ningún refuerzo en el sector 3.}$$

$$R_{1g} = 4.7L + 0.66L^2$$

$$R_{2g} = 16.4L + 3.02L^2$$

$$R_{3g} = 0$$

$$R_{rg} = 21.1L + 3.68L^2$$

$$G_1 / L_1 \gamma \tan \phi_{sg} = 1.6; \text{ entonces } G_1 / L = 12.9 \text{ kN} / \text{m}^3$$

$$G_2 / L_2 \gamma \tan \phi_{sg} = 1.4; \text{ entonces } G_2 / L = 11.5 \text{ kN} / \text{m}^3$$

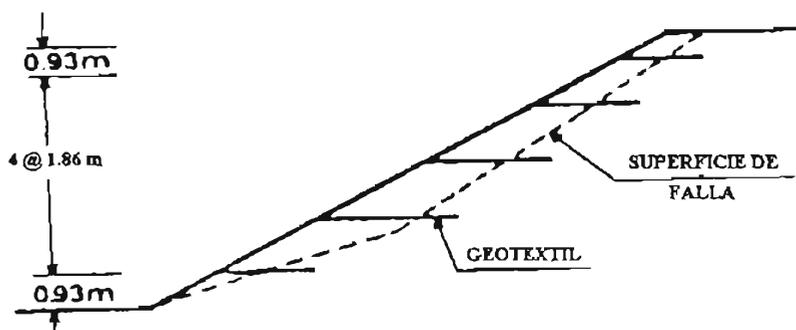


Figura 6.12 Terraplén reforzado con cinco capas de Geotextil.

$$D_{1g} = 32.0L + 4.51L^2$$

$$D_{2g} = 51.1L + 9.38L^2$$

$$D_{3g} = 0$$

$$D_{rg} = 83.1L + 13.89L^2$$

De la ecuación (6.11), se determina L para $F.S. \geq 1.5$

$$F.S. \geq 1.5 = \frac{154.6 + (21.1L + 3.68L^2)}{202.4 - (83.1L + 13.89L^2)}$$

$$L = 0.90 \text{ m.}$$

Por lo tanto, una adherencia de $L \geq 0.90$ m es suficiente para proveer un $F.S. = 1.5$ contra arranque del refuerzo.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GEOSISTÉTICOS

c) Cálculo de resistencia a tensión

Usando las ecuaciones de la Tabla (6.11) para determinar T_z para $F.S. \geq 1.5$.

$$R_{1g} = 1.5T_z \text{sen } \theta_1 \tan \phi' = 0.22T_z$$

$$R_{2g} = 3.5T_z \text{sen } \theta_2 \tan \phi' = 1.01T_z$$

$$R_{3g} = 0$$

$$D_{1g} = 1.5T_z \cos \theta_1 = 1.45T_z$$

$$D_{2g} = 3.5T_z \cos \theta_2 = 3.03T_z$$

$$D_{3g} = 0$$

Usando la ecuación (6.11):

$$F.S. = 1.5 = \frac{154.6 + 1.23T_z}{202.4 - 4.48T_z}$$

$$T_z \geq 18.7 \text{ kN/m}$$

Por lo tanto, para este caso serán apropiados geotextiles de resistencia baja a moderada, por ejemplo del tipo tejido de monofilamentos livianos y geomallas también livianas. Los no tejidos y de mayor resistencia también son adecuados pero considerando las deformaciones permisibles.

d) F.S. mínimo para resistencia combinada a tensión/adherencia

Para obtener el mínimo factor de seguridad sin sobreesfuerzos para cualquier modo de falla, debe emplearse el valor más bajo tanto de resistencia a tensión como a adherencia para cada sector. Usando los valores calculados de $L = 0.90 \text{ m}$ y $T_z = 18.7 \text{ kN/m}$.

El factor de seguridad mínimo para resistencia combinada a tensión/adherencia, se tiene la siguiente formula:

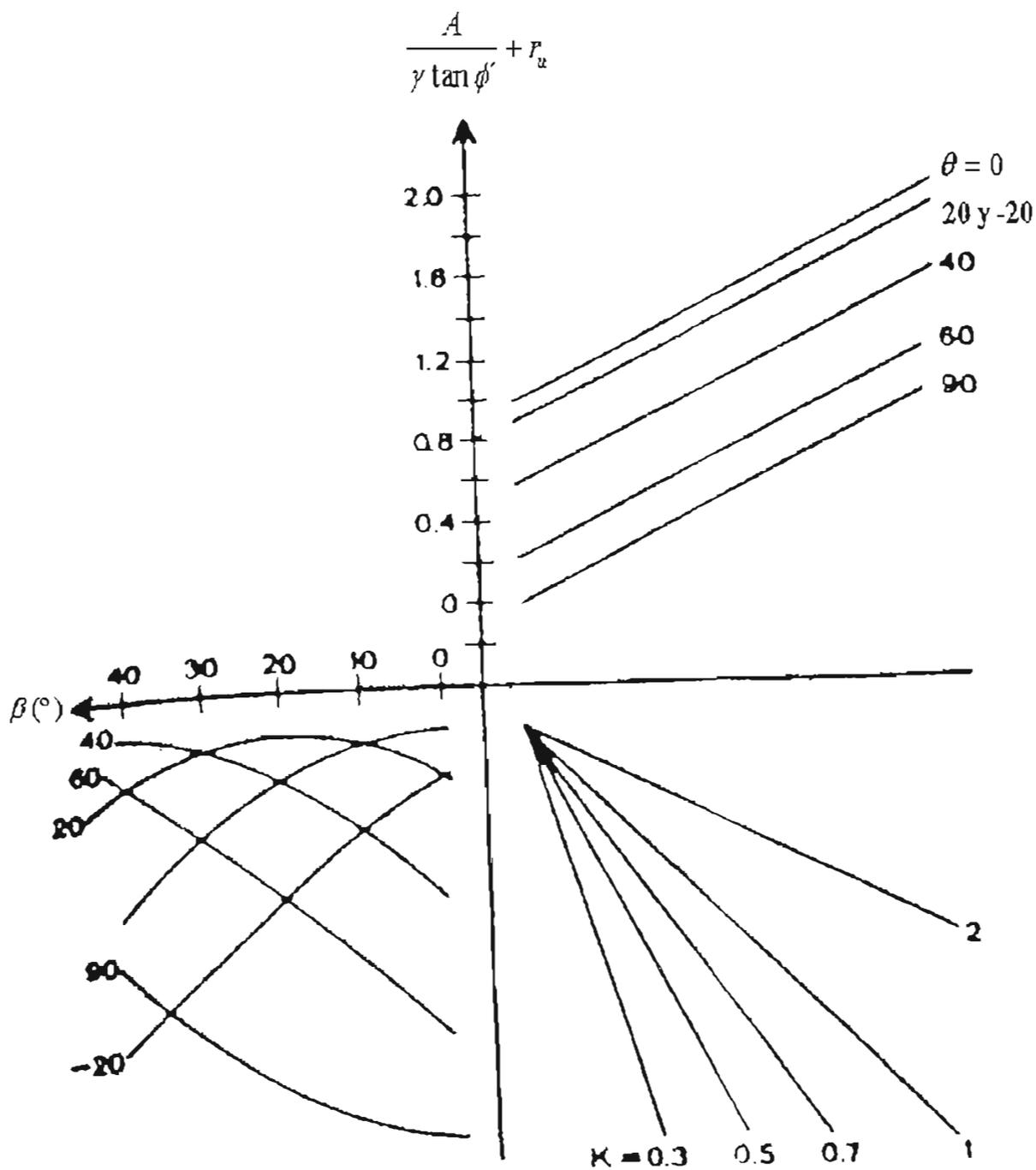
$$F.S. = \frac{\sum R_{is} + R_{1g} + R_{2g}}{\sum D_{is} - D_{1g} + D_{2g}}$$

Sustituyendo los valores de L y T_z en la anterior ecuación, tenemos:

$$FS_{min} = \frac{154.6 + (0.22T_z + 16.4L + 3.02L^2)}{202.4 - (1.45T_z + 51.1L + 9.38L^2)} = \frac{175.90}{121.70} = 1.45$$

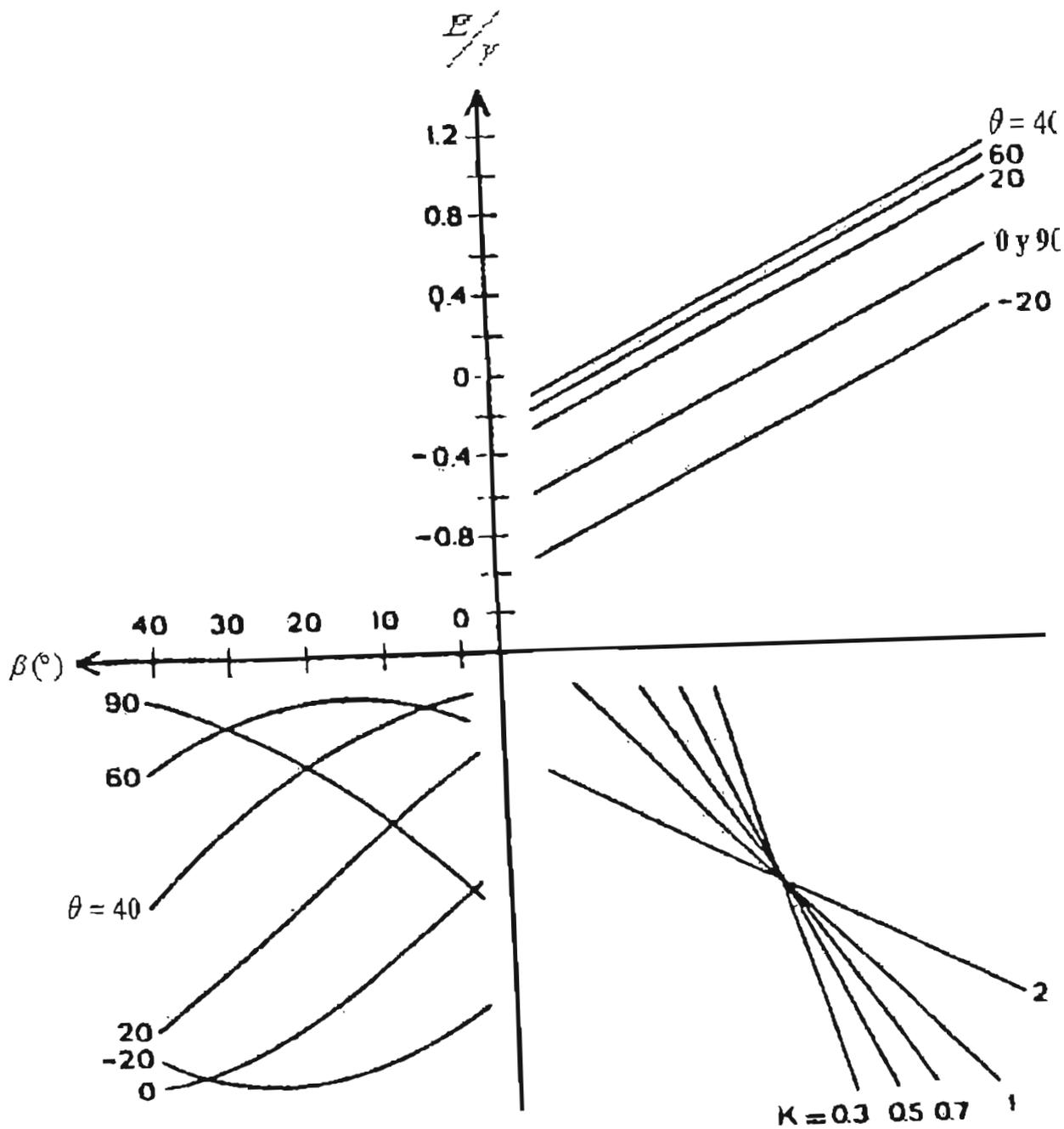
Por lo que para este caso el valor mínimo del factor de seguridad del talud presentado será de 1.45.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GEOSINTÉTICOS



$$A_i = \gamma_i \tan \phi' \cos^2 \theta_i \left[1 + K_i \cos^2 \beta_i (\tan \beta_i - \tan \theta_i)^2 - \frac{r_{ui}}{\cos^2 \theta_i} \right]$$

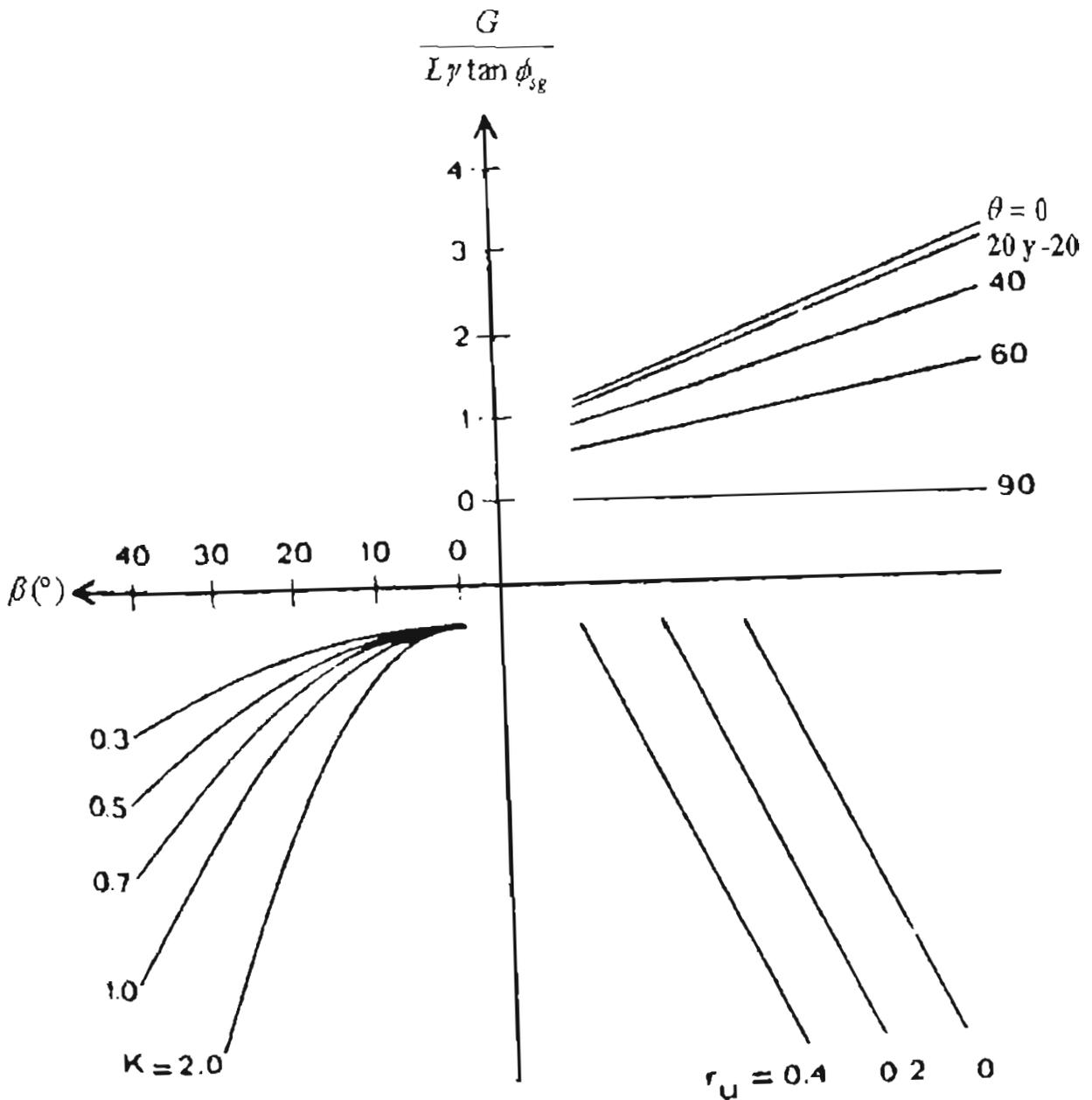
Figura 6.13 Coeficiente A de resistencia del suelo para ecuaciones de la Tabla (6.9).



$$E_i = r_i \left\{ \sin \theta_i \cos \theta_i + k_i \left[\sin \theta_i \cos \theta_i (\sin^2 \beta_i - \cos^2 \beta_i) + \cos \beta_i \sin \beta_i (\cos^2 \theta_i - \sin^2 \theta_i) \right] \right\}$$

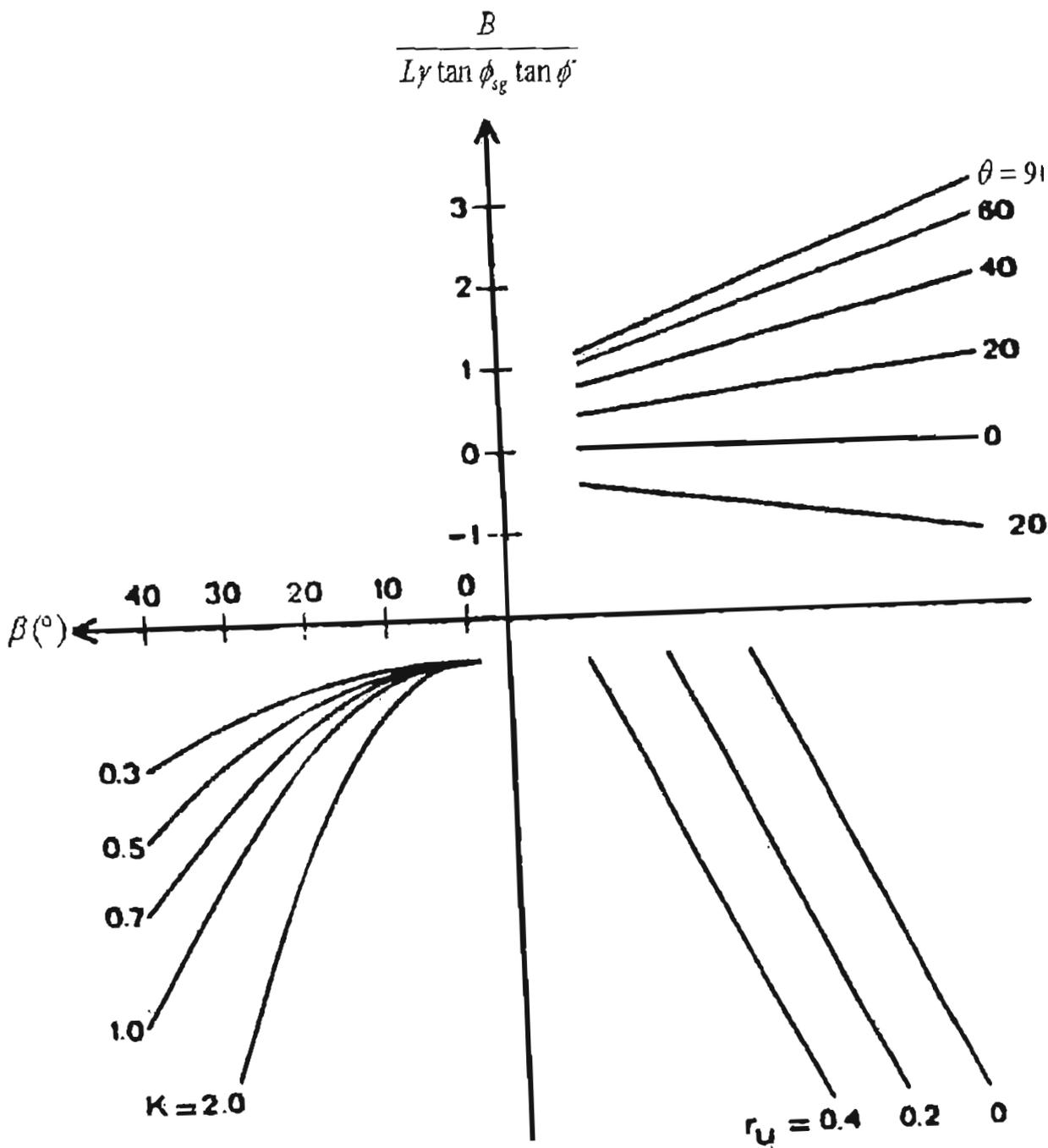
Figura 6.14 Coeficiente E de inestabilidad de suelos para ecuaciones de la Tabla (6.10).

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL EMPLEO DE GEOSINTÉTICOS



$$G_i = 2L_i\gamma_i \tan \phi_{sg} \cos \theta_i (1 + K \text{sen}^2 \beta_i - r_{ui})$$

Figura 6.15 Coeficiente G de resistencia del Geotextil por adherencia, para ecuaciones de la Tabla (6.10).



$$B_i = 2L_i \gamma_i \tan \phi_{sg} \sin \theta_i \tan \phi'_i (1 + K_i \sin^2 \beta_i - r_{ui})$$

Figura 6.16 Coeficiente B de inestabilidad en adherencia del Geotextil, para ecuaciones de la Tabla (6.9).

ANEXO 1

UNA APLICACIÓN DE LA COMPUTACIÓN EN LOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

A continuación se presenta una aplicación de la computación en los análisis de estabilidad de taludes, basado en uno de los métodos más comúnmente empleados en la práctica de la Geotecnia para estimar la estabilidad de taludes, ya sea una ladera natural o una superficie artificial adoptada como consecuencia de la intervención humana en una obra de Ingeniería. El programa de computación descrito a continuación está compilado en lenguaje BASIC y se basa en el método de Bishop Simplificado para condiciones estáticas (Ver Figuras A.2 y A.3) y un procedimiento pseudoestático para analizar la estabilidad en condiciones dinámicas (Ver Figuras A.4 y A.5), proporcionando un programa de computadora que permite efectuar los análisis de estabilidad de taludes contra falla de manera rápida y eficiente [Ref. 5].

SOLUCIÓN DE UN CASO PRÁCTICO

A continuación se describe un problema práctico en el cual se describe con detalle el proceso manual que se lleva a cabo para analizar la estabilidad de un talud mediante el método de Bishop Simplificado para condiciones dinámicas. Supóngase que el talud mostrado en la figura (A.1) bordea un canal localizado en una zona sísmica. Las propiedades promedio del suelo son:

$\gamma = 2.04 t/m^3$	$c' = 1.53 t/m^2$	$\phi' = 30^\circ$
-----------------------	-------------------	--------------------

Se requiere determinar el factor de seguridad del talud para la superficie circular mostrada, considerando un coeficiente sísmico de $K = 0.12$.

La solución se efectúa dividiendo la sección en dovelas como se muestra en la figura (A.1) y empleando la siguiente ecuación de Bishop simplificada:

$$F.S. = \frac{1}{\sum W \operatorname{sen} \alpha + \sum KW \left(\cos \alpha - \frac{h}{2R} \right)} X \sum \left\{ \left[c'b + (W - ub) \tan \phi' \right] X \frac{\operatorname{sen} \alpha}{1 + \frac{\tan \phi' \tan \alpha}{F.S.}} \right\}$$

El efecto del agua frente a la cara del talud puede simplificarse utilizando el peso volumétrico sumergido en el cálculo de W_2 (Ver Figura A.1). El desarrollo del procedimiento se efectúa en forma tabular como se muestra en la Tabla (A.1), anotando tanto los parámetros geométricos como las propiedades del suelo para cada dovela y desarrollando las operaciones que se describen en el encabezado de cada columna. Cuando se llega a la columna (p), se requiere hacer una estimación inicial de un posible valor de factor de seguridad (en el ejemplo $FS = 1.5$).

Dividiendo la sumatoria de la columna (q) entre la resultante de la suma de las columnas (k), (l) y (m), se obtiene un primer valor del factor de seguridad, digamos ($FS_0 = 1.75$ en el ejemplo). Como este valor difiere significativamente del inicial asumido, se requiere modificarlo, así en la Tabla (A.1) se ha considerado un $FS = 1.79$. Haciendo nuevamente la operación señalada, $\sum col(s) / \sum col(k) + (l) + (m)$, se obtiene un segundo valor calculado de FS, o sea $FS_1 = 1.79$. Como dicho valor corresponde exactamente con el asumido en el cálculo, la Tabla (A.1) es concluida y el factor de seguridad para el círculo de falla de la figura (A.1) es este último valor obtenido.

El análisis del talud deberá completarse considerando diferentes círculos de falla, haciendo variar tanto la localización del centro 0, como la longitud del radio R. El factor de seguridad del talud será el mínimo valor que resulte de todos esos análisis. Las consecuencias de una determinación inadecuada pueden ser cuantiosas.

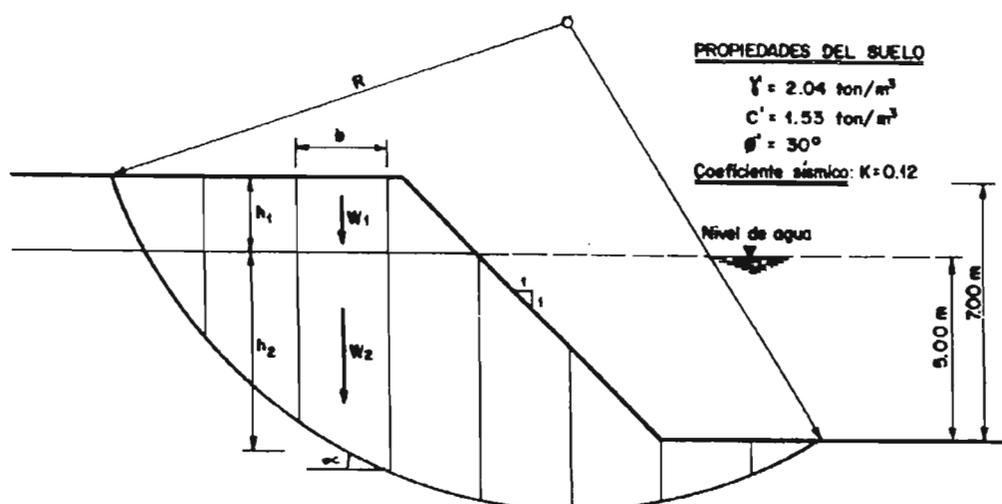


Figura A.1 Sección del talud analizado.

PROGRAMA DE COMPUTADORA

El programa puede ser dividido en 9 segmentos. Las instrucciones 100-620 son rutinas para la entrada de datos que definen la sección del talud; las instrucciones 630-700 definen el círculo que será generado para la superficie circular de falla; las instrucciones 720-860 efectúan una verificación de que la superficie de falla se encuentra completamente dentro de la sección del talud y las instrucciones 880-1840 definen los puntos de intersección entre los segmentos de líneas y la superficie de falla.

El arreglo de dovelas se efectúa entre las instrucciones 1850-2220 y las fronteras de las dovelas se definen entre las instrucciones 2230-2510. Las instrucciones 2520-3591 incluyen la definición de los parámetros del suelo para cada dovela y la solución iterativa para el factor de seguridad se efectúa entre las instrucciones 3610-3940. La parte restante del programa, instrucciones 3960-4410, es la salida formal e impresión de los resultados.

El programa incluye una impresión de diagnóstico donde todos los parámetros de las dovelas pueden ser exhibidos para cualquier superficie de falla. La configuración del programa presentado puede manejar modelos incluyendo hasta 20 puntos, 20 líneas y 9 tipos de suelo diferentes. El número mínimo de dovelas es de 10, pero puede ser modificado cambiando el valor de S9 en la línea 150. También se deberá ajustar en este caso el arreglo dimensional de A, F y Z de la línea 140.

Para la codificación de los datos de entrada se requiere dibujar la sección del talud mostrando todos los estratos de suelo y las superficies piezométricas. Cada punto de intersección entre líneas rectas de la sección se numera, con la condición de que todos los puntos localizados en la superficie superior del talud sean numerados consecutivamente de izquierda a derecha, iniciando con el punto 1. Los puntos bajo la superficie superior del talud pueden ser numerados en cualquier orden. Todos los puntos así organizados deben ser definidos con coordenadas X, Y, cuidando que la totalidad de la sección del talud se encuentre en el primer cuadrante.

Las líneas se especifican asignándoles también numeración consecutiva para cada línea que se encuentre entre dos puntos. Dichas líneas quedan definidas con un punto izquierdo, un punto derecho y el número de suelo que se encuentra bajo la línea. No se permite emplear líneas verticales, pero esta situación se puede manejar asignando a las coordenadas X de los puntos de la línea una pequeña diferencia, por ejemplo: 0.01. Las superficies piezométricas dentro de la sección del talud deben tratadas como interfases de otros estratos de suelo, considerando saturación del material sobre el segmento de línea y no saturación bajo ella. Los tipos de suelo son definidos especificando su peso volumétrico, cohesión, ángulo de fricción y además una indicación si el suelo está saturado o no (0 significa sí y 1 significa no).

La información adicional que debe ser proporcionada incluye el peso volumétrico del agua (en sistema métrico = 1.0, en sistema ingles = 62.4 o en sistema internacional = 9.81), el coeficiente sísmico (para condiciones estáticas = 0 y para condiciones dinámicas ≠ 0) y la información que defina si existe una masa de agua frente a la cara del talud. Dicha masa se especifica con la coordenada Y de la elevación del tirante y las coordenadas X, izquierda y derecha, que definen la extensión del agua. Los parámetros de entrada que complementan la información son las coordenadas del centro del círculo y el radio de la superficie de falla. Los datos pueden estar en cualquier sistema de unidades, siempre que exista concordancia entre ellos.

El programa que aquí se presenta puede ser modificado para efectuar por ejemplo la búsqueda del mínimo factor de seguridad sin necesidad de introducir manualmente los datos que definen la superficie de falla, o hacer variar el radio del círculo y/o la posición del centro del mismo automáticamente o bien graficar la geometría de la sección, incluyendo los diferentes estratos de suelo y localizar en dicha gráfica el mínimo factor de seguridad encontrado.

A continuación se presentan los datos de entrada requeridos para definir la sección del talud del ejemplo; cuya solución manual se describió anteriormente. Dicha codificación se presenta en el orden en que los datos de entrada son requeridos por el programa. El talud de ejemplo se dibujó en un sistema coordenado ubicándose en el primer cuadrante (Ver Figura A.1). Cabe mencionar que el resultado no necesariamente es el mínimo factor de seguridad del talud, pero sí lo es para la superficie de falla especificada. Por lo tanto, se deberán efectuar corridas adicionales usando diferentes centros y radios hasta localizar el mínimo factor de seguridad.

TABLA A.1

DOVELA Nº	BASE b (m)	ALTURA DE DOVELA		ANGULO α (°)	COHESION C' (t/m ²)	FRICCIÓN β' (°)	P E S O		
		h ₁ (m)	h ₂ (m)				W ₁ = γbh ₁ (ton)	W ₂ = γbh ₂ (ton)	W ₁ + W ₂ (ton)
(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)	(g)	(h)	(i)	(j)
1	2.0	0	0.50	-26.6	1.53	30	0	1.04	1.04
2	2.5	0	1.38	-16.7	↓	↓	0	3.58	3.58
3	2.5	0	3.13	-5.7	↓	↓	0	8.13	8.13
4	2.5	0	5.63	+5.7	↓	↓	0	14.63	14.63
5	2.5	1.20	6.38	+16.7	↓	↓	6.12	16.58	22.70
6	2.5	2.00	5.33	+27.9	↓	↓	10.20	13.85	24.05
7	2.5	2.00	3.53	+42.9	↓	↓	10.20	9.17	19.37
8	2.5	1.65	0.78	+61.0	↓	↓	6.40	2.02	10.42

* Ajustados para dar áreas correctas bh₁ y bh₂

(W ₁ + W ₂)tan α (ton)	KWcos α (ton)	$\frac{KWh}{2R}$ (ton)	C' b (ton)	W tg β' (ton)	$\frac{W_{ac}}{FS = 1.50}$	Cal(n) + Cal(m) s _{ac} (ton)	$\frac{W_{ac}'}{FS = 1.75}$	Cal(n) + Cal(m) s _{ac}' (ton)}
(k)	(l)	(m)	(n)	(o)	(p)	(q)	(r)	(s)
-0.47	0.11	0.00	3.06	0.60	1.39	5.07	1.33	4.88
-1.03	0.41	0.02	3.83	2.07	1.18	6.95	1.16	6.81
-0.81	0.97	0.12	↓	4.69	1.05	8.90	1.04	8.85
1.45	1.75	0.37	↓	8.45	0.97	11.88	0.97	11.95
6.52	2.61	0.78	↓	13.11	0.94	15.85	0.95	16.12
11.25	2.55	0.80	↓	13.89	0.94	16.65	0.97	17.12
13.19	1.70	0.49	↓	11.18	1.01	15.09	1.05	15.76
9.11	0.61	0.13	↓	6.02	1.22	11.98	1.30	12.63

Σ = 39.23 Σ = 10.71 Σ = 2.71

Σ = 92.37

Σ = 94.32

Σ = Cos. (K) + (l) + (m) = 52.65

$$m_{ac} = \frac{Sec \alpha}{1 + \frac{Tan \alpha \cdot Tan \beta}{FS}}$$

$$FS_0 = \frac{92.37}{52.65} = 1.75$$

$$FS_1 = \frac{94.32}{52.65} = 1.79$$

Problema de ejemplo de estabilidad de taludes

Elevación N.A.F.: 15
 de ord - X: 0
 a ord - X: 15
 Peso vol. agua: 1
 Factor sísmico: 0.12
 Número de puntos: 6

Línea	punto izq.:	punto der.:	suelo no.:
1	1	2	2
2	2	3	2
3	3	4	1
4	4	5	1
5	3	6	2

Punto No:	Ord-X:	Ord-Y:
1	0	10
2	10	10
3	15	15
4	17	17
5	30	17
6	30	15

Número de suelos: 2

Suelo	peso vol.:	cohesión:	ang. FI.:	sat.0/1
1	2.04	1.53	30	1
2	2.04	1.53	30	0

Definición del círculo de falla

Centro-X: 12.5
 Centro-Y: 21.2
 Radio : 13.2

Número de líneas: 5

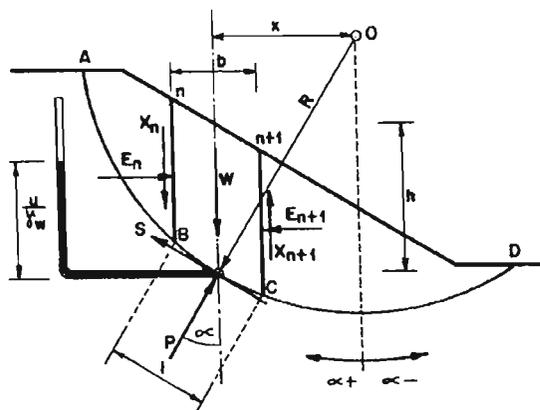


Figura A.2 Talud con superficie circular de falla.

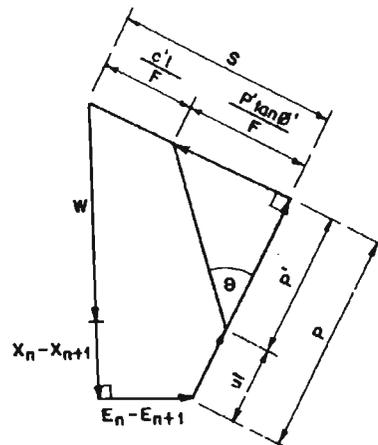


Figura A.3 Diagrama de fuerzas que actúan en una dovela.

Donde:

E_n, E_{n+1} = Resultante de las fuerzas horizontales en las secciones n y n+1 respectivamente.

X_n, X_{n+1} = Resultante de las fuerzas verticales cortantes.

W = Peso total de la dovela.

P = Fuerza total normal que actúa en la base de la dovela.

S = Fuerza cortante que actúa en la base de la dovela.

h = Altura de la dovela.

b = Ancho de la dovela.

l = Longitud BC.

α = Ángulo entre BC y la horizontal.

x = Distancia horizontal del centro de la dovela al centro de rotación.

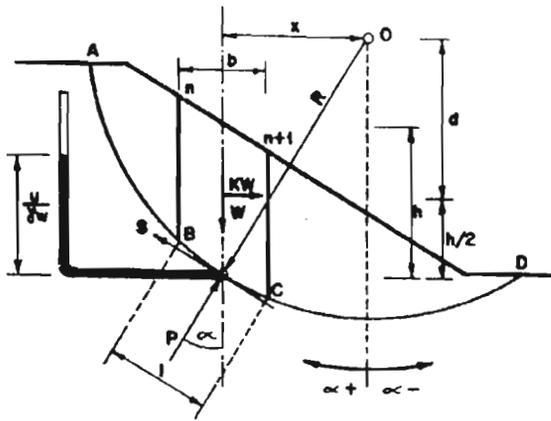


Figura A.4 Talud con superficie circular de falla considerando sismo.

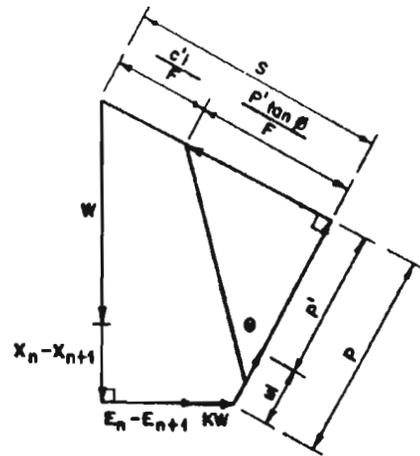


Figura A.5 Diagrama de fuerzas que actúan en una dovela incluyendo fuerzas sísmicas.

```

100 REM *****
110 REM ** ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES POR EL METODO DE BISHOP **
120 REM *****
130 PRINT "ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES"
140 DIM P(20,2),L(20,3),S2(9,4),A(50),F(50,7),Z(50,5)
145 FI=3.141596
150 S9=10
160 J6=0
170 REM *** LECTURA DE VARIABLES DEL PROGRAMA ***
180 INPUT "TITULO";H$
200 INPUT "ELEVACION N.A.F. (0 SI NO HAY)";S0
220 INPUT "DE ORD-X";S6
240 INPUT " A ORD-X";S7
260 INPUT "PESO VOL. AGUA";W0
280 INPUT "FACTOR SISMICO";E1
300 INPUT "NUMERO DE PUNTOS";P1
320 FOR I=1 TO P1
330 PRINT "PUNTO----->";I
340 INPUT "ORD-X";P(I,1)
360 INPUT "ORD-Y";P(I,2)
380 NEXT I
390 INPUT "NUMERO DE LINEAS";L1
410 FOR I=1 TO L1
420 PRINT "LINEA----->";I
430 INPUT "PUNTO IZQ.";L(I,1)
450 INPUT "PUNTO DER.";L(I,2)
470 INPUT "SUELO NO. ";L(I,3)
490 NEXT I
500 INPUT "NUMERO DE SUELOS";S1
520 FOR I=1 TO S1
530 PRINT "SUELO----->";I
540 INPUT "PESO VOL.";S2(I,1)
560 INPUT "COHESION ";S2(I,2)
580 INPUT "ANG. FI ";S2(I,3)
600 INPUT "SAT. 0/1 ";S2(I,4)
620 NEXT I
630 REM
640 F9=0
650 PRINT "DEFINICION DEL CIRCULO DE FALLA"
660 INPUT "CENTRO-X";X
680 INPUT "CENTRO-Y";Y
700 INPUT "RADIO ";R
720 REM *** CHECA SI EL CIRCULO EXCEDE LOS LIMITES ***
730 U1=P1
740 FOR I=2 TO P1
750 IF P(I,1)<P(I-1,1) AND U1=P1 THEN 770
760 GOTO 780
770 U1=I-1
780 NEXT I
790 J1=R*R-(P(1,2)-Y)^2
800 J2=R*R-(P(U1,2)-Y)^2
810 IF J1<=0 THEN 830
820 IF J1>0 AND P(1,1)>X+SQR(J1) THEN 860
830 IF J2<=0 THEN 850
840 IF J2>0 AND P(U1,1)<X+SQR(J2) THEN 860
850 GOTO 880
860 PRINT "EL CIRCULO EXCEDE LOS LIMITES"
870 GOTO 4380
880 REM *** CALCULA INTERSECCIONES DEL CIRCULO CON LAS LINEAS ***

```

```

890 FOR I=1 TO L1
900 X1=P(L(I,1),1)
910 Y1=P(L(I,1),2)
920 X2=P(L(I,2),1)
930 Y2=P(L(I,2),2)
940 IF X2=X1 THEN 960
950 GOTO 970
960 S=9.99E+10
970 IF X2<>X1 THEN 990
980 GOTO 1000
990 S=(Y2-Y1)/(X2-X1)
1000 IF ABS(S)<.00001 THEN 1150
1010 C1=X1-Y1/S
1020 C2=1/S^2+1
1030 C3=2*C1/S-2*X/S-2*Y
1040 C4=C1^2-2*X*C1+X^2+Y^2-R^2
1050 C5=C3^2-4*C2*C4
1060 IF C5<0 THEN 1080
1070 GOTO 1090
1080 Z(I,1)=0
1090 IF C5<0 THEN 1630
1100 Q1=(-C3+SQR(C5))/(2*C2)
1110 Q2=(-C3-SQR(C5))/(2*C2)
1120 Q3=Q1/S+C1
1130 Q4=Q2/S+C1
1140 GOTO 1240
1150 C5=R^2-(Y-Y1)^2
1160 IF C5<0 THEN 1180
1170 GOTO 1190
1180 Z(I,1)=0
1190 IF C5<0 THEN 1630
1200 Q3=X+SQR(C5)
1210 Q4=X-SQR(C5)
1220 Q1=Y1
1230 Q2=Y1
1240 J1=0
1250 J2=0
1260 IF ABS(S)<=9.989999E+09 AND Q3=>X1 AND Q3<=X2 THEN 1280
1270 GOTO 1290
1280 J1=1
1290 IF ABS(S)<=9.989999E+09 AND Q4=>X1 AND Q4<=X2 THEN 1310
1300 GOTO 1320
1310 J2=1
1320 IF S<-9.989999E+09 AND Q1=>Y2 AND Q1<=Y1 THEN 1340
1330 GOTO 1350
1340 J1=1
1350 IF S<-9.989999E+09 AND Q2=>Y2 AND Q2<=Y1 THEN 1370
1360 GOTO 1380
1370 J2=1
1380 IF S>9.989999E+09 AND Q1=>Y1 AND Q1<=Y2 THEN 1400
1390 GOTO 1410
1400 J1=1
1410 IF S>9.989999E+09 AND Q2=>Y1 AND Q2<=Y2 THEN 1430
1420 GOTO 1440
1430 J2=1
1440 Z(I,1)=J1+J2
1450 IF J1=1 THEN 1470
1460 GOTO 1480
1470 Z(I,2)=Q3

```

```

1480 IF J1=1 THEN 1500
1490 GOTO 1510
1500 Z(I,3)=Q1
1510 IF J1=0 AND J2=1 THEN 1530
1520 GOTO 1540
1530 Z(I,2)=Q4
1540 IF J1=0 AND J2=1 THEN 1560
1550 GOTO 1570
1560 Z(I,3)=Q2
1570 IF J1=1 AND J2=1 THEN 1590
1580 GOTO 1600
1590 Z(I,4)=Q4
1600 IF J1=1 AND J2=1 THEN 1620
1610 GOTO 1630
1620 Z(I,5)=Q2
1630 NEXT I
1640 X4=0
1650 X5=9.99E+20
1660 I1=1
1670 FOR I=1 TO L1
1680 IF Z(I,1)=>1 THEN 1700
1690 GOTO 1710
1700 A(I1)=Z(I,2)
1710 IF Z(I,1)=>1 THEN 1730
1720 GOTO 1740
1730 I1=I1+1
1740 IF Z(I,1)=2 THEN 1760
1750 GOTO 1770
1760 A(I1)=Z(I,4)
1770 IF Z(I,1)=2 THEN 1790
1780 GOTO 1800
1790 I1=I1+1
1800 NEXT I
1810 IF I1=1 THEN 1830
1820 GOTO 1840
1830 PRINT 'EL CIRCULO DE FALLA NO INTERSECTA EL TALUD'
1840 IF I1=1 THEN 4380
1850 REM *** FORMA ARREGLO DE DOVELAS*
1860 FOR I=1 TO I1-1
1870 IF A(I)>X4 THEN 1890
1880 GOTO 1900
1890 X4=A(I)
1900 IF A(I)<X5 THEN 1920
1910 GOTO 1930
1920 X5=A(I)
1930 NEXT I
1940 FOR I=1 TO P1
1950 IF P(I,1)<X4 AND P(I,1)>X5 THEN 1970
1960 GOTO 1980
1970 A(I1)=P(I,1)
1980 IF P(I,1)<X4 AND P(I,1)>X5 THEN 2000
1990 GOTO 2010
2000 I1=I1+1
2010 NEXT I
2020 I1=I1-1
2030 FOR I=1 TO I1
2040 FOR J=1 TO I1-1
2050 IF A(J+1)>A(J) THEN 2090
2060 J1=A(J+1)

```

```

2070 A(J+1)=A(J)
2080 A(J)=J1
2090 NEXT J
2100 NEXT I
2110 U1=0
2120 FOR I=1 TO I1-1
2130 IF A(I)<A(I+1) THEN 2150
2140 GOTO 2160
2150 U1=U1+1
2160 IF A(I)<A(I+1) THEN 2180
2170 GOTO 2190
2180 A(U1)=A(I)
2190 NEXT I
2200 U1=U1+1
2210 A(U1)=A(I1)
2220 I1=U1
2230 REM *** DEFINE LAS FRONTERAS DE LAS DOVELAS ***
2240 Q1=A(I1)-A(1)
2250 Q2=Q1/S9
2260 U1=I1
2270 FOR I=1 TO U1-1
2280 Q3=A(I+1)-A(I)
2290 Q4=INT(Q3/Q2)+1
2300 C1=Q3/Q4
2310 C2=A(I)
2320 FOR J=1 TO Q4
2330 IF J<Q4 THEN 2350
2340 GOTO 2360
2350 I1=I1+1
2360 IF J<Q4 THEN 2380
2370 GOTO 2390
2380 A(I1)=C2+C1
2390 IF J<Q4 THEN 2410
2400 GOTO 2420
2410 C2=C2+C1
2420 NEXT J
2430 NEXT I
2440 FOR I=1 TO I1
2450 FOR J=1 TO I1-1
2460 IF A(J+1)>A(J) THEN 2500
2470 J1=A(J+1)
2480 A(J+1)=A(J)
2490 A(J)=J1
2500 NEXT J
2510 NEXT I
2520 REM *** DEFINE PARAMETROS DEL SUELO PARA CADA DOVELA ***
2530 F1=I1-1
2540 FOR I=1 TO F1
2550 F(I,4)=A(I+1)-A(I)
2560 X5=F(I,4)
2570 F(I,7)=(A(I+1)+A(I))/2
2580 X3=F(I,7)
2590 Y1=Y-SQR(R^2-(A(I)-X)^2)
2600 Y2=Y-SQR(R^2-(A(I+1)-X)^2)
2610 A5=ATN(ABS(Y2-Y1)/F(I,4))
2620 IF Y2<Y1 THEN 2640
2630 GOTO 2650
2640 A5=-A5
2650 F(I,2)=A5
2660 IF A5=0 THEN 2680

```

```

2670 GOTO 2690
2680 F(I,2)=.00001
2690 Y3=Y-SGR(R^2-(X3-X)^2)
2700 I4=0
2710 FOR J=1 TO L1
2720 L5=L(J,1)
2730 L6=L(J,2)
2740 IF P(L5,2)<=Y3 AND P(L6,2)<=Y3 THEN 2840
2750 IF P(L5,1)<X3 AND P(L6,1)<X3 THEN 2840
2760 IF P(L5,1)>X3 AND P(L6,1)>X3 THEN 2840
2770 Y6=P(L5,2)+(P(L5,2)-P(L6,2))/(P(L5,1)-P(L6,1))*(X3-P(L5,1))
2780 IF Y6<=Y3 THEN 2840
2790 I4=I4+1
2800 Z(I4,1)=Y6
2810 Z(I4,2)=L(J,3)
2820 W=0
2830 E=0
2840 NEXT J
2850 IF I4=1 THEN 2970
2860 FOR J=1 TO I4
2870 FOR J1=1 TO I4-1
2880 IF Z(J1,1)=>Z(J1+1,1) THEN 2950
2890 L5=Z(J1,1)
2900 L6=Z(J1,2)
2910 Z(J1,1)=Z(J1+1,1)
2920 Z(J1,2)=Z(J1+1,2)
2930 Z(J1+1,1)=L5
2940 Z(J1+1,2)=L6
2950 NEXT J1
2960 NEXT J
2970 I4=I4+1
2980 Z(I4,1)=Y3
2990 FOR J1=1 TO I4-1
3000 IF I=1 AND J1=1 AND X3=>S6 THEN 3020
3010 GOTO 3030
3020 I6=S0-Y1
3030 IF I=F1 AND J1=1 AND X3=>S6 AND X3<=S7 THEN 3050
3040 GOTO 3060
3050 J6=S0-Y2
3060 W=W+(Z(J1,1)-Z(J1+1,1))*X6*S2(Z(J1,2),1)
3070 IF Z(J1,1)<S0 AND X3=>S6 AND X3<=S7 THEN 3090
3080 GOTO 3100
3090 W=W+(S0-Z(J1,1))*X6*W0
3100 IF S2(Z(J1,2),4)>.95 THEN 3120
3110 GOTO 3130
3120 E4=S2(Z(J1,2),1)
3130 IF S2(Z(J1,2),4)<.95 THEN 3150
3140 GOTO 3160
3150 E4=S2(Z(J1,2),1)-W0
3160 E=E+(Z(J1,1)-Z(J1+1,1))*X6*E4
3170 NEXT J1
3180 F(I,1)=W
3190 F(I,5)=E
3200 F(I,3)=S2(Z(I4-1,2),2)
3210 F(I,6)=2*PI*(S2(Z(I4-1,2),3)/360)
3220 NEXT I
3230 IF F9=0 THEN 3360
3240 LPRINT 'DOVELA PESO TETA COHESION ANCHO PESO EF. FI X'
3280 O=360/(2*PI)
3290 FOR I=1 TO F1

```

```

3300 LPRINT USING "###";I;
3301 LPRINT USING "#####.##";F(I,1);
3302 LPRINT USING "#####.##";F(I,2)*0;
3303 LPRINT USING "#####.##";F(I,3);
3304 LPRINT USING "#####.##";F(I,4);
3305 LPRINT USING "#####.##";F(I,5);
3306 LPRINT USING "#####.##";F(I,6)*0;
3307 LPRINT USING "#####.##";F(I,7)
3340 NEXT I
3350 PRINT
3360 D=0
3370 FOR I=1 TO F1
3380 D=D+F(I,1)*SIN(ABS(F(I,2)))*(F(I,2)/ABS(F(I,2)))
3390 D=D+E1*F(I,1)*COS(ABS(F(I,2)))
3400 NEXT I
3410 IF I6>0 THEN 3430
3420 GOTO 3440
3430 I7=W0*I6*I6*(R-I6/3)/(2*R)
3440 IF I6>0 THEN 3460
3450 GOTO 3470
3460 D=D-SGN(D)*I7
3470 IF I6>0 AND F9=1 THEN 3490
3480 GOTO 3510
3490 LPRINT "FUERZA DE DESBALANCEO = ";
3491 LPRINT USING "#####.##";I7
3510 IF J6>0 THEN 3530
3520 GOTO 3540
3530 I7=W0*J6*J6*(R-J6/3)/(2*R)
3540 IF J6>0 THEN 3560
3550 GOTO 3570
3560 D=D+SGN(D)*I7
3570 IF J6>0 AND F9=1 THEN 3590
3580 GOTO 3610
3590 LPRINT "FUERZA INCREMENTANTE = ";
3591 LPRINT USING "#####.##";I7
3610 REM *** SOLUCION ITERATIVA PARA EL FACTOR DE SEGURIDAD ***
3620 F0=1
3630 R4=0
3640 I6=0
3650 FOR I=1 TO F1
3660 R1=F(I,3)*F(I,4)+F(I,5)*TAN(F(I,6))
3670 R2=1/COS(ABS(F(I,2)))
3680 R3=1+TAN(F(I,6))*TAN(F(I,2))/F0
3690 R4=R4+R1*(R2/R3)
3700 NEXT I
3710 F2=R4/D
3720 I6=I6+1
3730 IF F9=1 THEN 3750
3740 GOTO 3820
3750 IF I6=1 THEN 3770
3760 GOTO 3800
3770 LPRINT
3780 LPRINT "ITERACION      F.S. INICIAL      F.S. CALCULADO"
3800 LPRINT USING "#####";I6;
3801 LPRINT USING "#####.#####.#####";F0;
3802 LPRINT USING "#####.#####.#####";F2
3820 IF I6>10 THEN 3840
3830 GOTO 3850
3840 PRINT "NO CONVERGE"
3850 IF I6>10 THEN 3970

```

```

3860 IF ABS(ABS(F0)-ABS(F2))<.005 THEN 3900
3870 F0=ABS(F2)
3880 R4=0
3890 GOTO 3650
3900 REM
3910 PRINT
3920 PRINT USING "FACTOR DE SEGURIDAD = ##.###";F2;
3921 PRINT USING " CON X = ####.##";X;
3922 PRINT USING " Y = ####.##";Y;
3923 PRINT USING " R = ####.##";R
3940 PRINT USING "FACTOR SISMICO = ##.##";E1
3960 PRINT
3970 INPUT "QUIERES IMPRESION S/N";A$
3990 IF A$="N" THEN 4320
4000 PRINT
4010 LPRINT H$
4015 LPRINT
4020 LPRINT USING "PESO VOL. AGUA = ###.##";W0
4030 LPRINT USING "FACTOR SISMICO = ###.##";E1
4040 LPRINT
4060 LPRINT USING "N.A.F. = ###.##";S0;
4061 LPRINT USING " DE ###.##";S6;
4062 LPRINT USING " A ###.##";S7
4070 LPRINT
4090 LPRINT " PUNTO ORD-X ORD-Y"
4110 FOR I=1 TO P1
4120 LPRINT USING "#####";I;
4121 LPRINT USING "#####.##";P(I,1),P(I,2)
4130 NEXT I
4140 LPRINT
4150 LPRINT " LINEA IZQ. DER. SUELO"
4170 FOR I=1 TO L1
4180 LPRINT USING "#####";I,L(I,1),L(I,2),L(I,3)
4190 NEXT I
4200 LPRINT
4210 LPRINT "SUELO PESO VOL. COHESION FI SATURADO"
4230 FOR I=1 TO S1
4240 LPRINT USING "#####";I;
4241 LPRINT USING "#####.##";S2(I,1);
4242 LPRINT USING "#####.##";S2(I,2);
4243 LPRINT USING "#####.##";S2(I,3);
4244 LPRINT USING "#####";S2(I,4)
4250 NEXT I
4260 LPRINT
4270 LPRINT "CIRCULO ORD-X ORD-Y RADIO FAC. DE SEGURIDAD"
4280 LPRINT USING "#####.##";X;
4281 LPRINT USING "#####.##";Y,R;
4282 LPRINT USING "#####.##";F2
4300 REM
4310 REM
4320 INPUT "QUERES IMPRIMIR X Y R FAC S/N ";A$
4322 IF A$="S" THEN 4280
4328 INPUT "QUIERES UN DIAGNOSTICO S/N ";A$
4340 IF A$="S" THEN 4360
4350 GOTO 4370
4360 F9=1
4370 IF A$="S" THEN 720
4380 INPUT "QUIERE CONTINUAR S/N ";A$
4400 IF A$="S" THEN 630
4410 STOP

```

CONCLUSIONES

Como se puede apreciar a lo largo del cuerpo de la presente tesis; en repetidas ocasiones se hace referencia a 2 valores de suma importancia para el cálculo del factor de seguridad contra deslizamiento de los taludes: el ángulo de fricción interna ϕ y la cohesión c (vistos en el Capítulo 1); los cuales permiten determinar la resistencia del suelo obtenidas principalmente con las pruebas triaxiales, ya que las otras ya no son muy usuales.

De lo anterior se puede decir de forma general que los suelos friccionantes que presentan un valor alto del ángulo de fricción interna y un bajo o nulo valor de cohesión; tales como las gravas y arenas suelen ser suelos inestables, por lo que se debe tener cuidado al momento de analizar taludes que contengan este tipo de suelos ya que además son muy permeables y presencia de agua puede incrementar la posibilidad de que fallen, ante esto existe una muy marcada excepción ya que las arcillas expansivas contrariamente a lo descrito anteriormente presentan un bajo o nulo valor de fricción interna y una cohesión $\neq 0$ además de no ser permeables, pero que en presencia de agua también suelen ser suelos bastante inestables.

Para esto es recomendable emplear materiales estabilizantes tales como cementos, asfaltos o sales químicas ya que producen una cementación entre las partículas del suelo natural, lo cual mejora la fricción aumentando con ello la estabilidad.

Otro caso adicional se presenta en los taludes constituidos por capas de Lutitas; las cuales son rocas sedimentarias compuestas por partículas minerales producidas por la desintegración mecánica de otras rocas que se suelen acomodar en capas delgadas y que en presencia de agua generan una superficie resbaladiza lo cual puede generar deslizamientos locales del talud en épocas de lluvias por lo que habrá tener especial cuidado en esto. En este caso es recomendable realizar un recubrimiento sobre el talud con concreto lanzado para evitar esta erosión, es también recomendable la colocación de drenes para liberar el agua que pudiese filtrarse en el cuerpo del talud. En conclusión en los suelos que constituyen un talud, la presencia de agua N.A.F. (nivel de aguas freáticas) y las fuertes y continuas lluvias genera presiones adicionales que disminuyen la estabilidad de estos.

En lo que a los métodos matemáticos se refiere (vistos en el Capítulo 2) es necesario tomar en cuenta que estos métodos se basan en tanteos por lo que esto complica la tarea de encontrar la superficie potencial de falla más crítica para así obtener el factor de seguridad de diseño.

Los métodos más utilizados por los ingenieros geotécnicos en todo el mundo son los simplificados de Bishop y de Janbú. Y aunque una comparación directa entre los diversos métodos no es siempre posible; se tienen datos de que por ejemplo los factores de seguridad contra deslizamiento determinados con el método de Bishop considerando un análisis confiable tomando en cuenta las necesidades reales del problema difieren por aproximadamente el 5%, con respecto de soluciones a las cuales se ha podido comprobar su eficacia al paso del tiempo (es decir cuando el F.S. es igual a 1; con Bishop este puede ser de 0.95 o de 1.05, rango considerado grande para el nivel de precisión requerido en estos análisis).

Mientras el método simplificado de Janbú bajo las mismas condiciones anteriores generalmente, subestima el factor de seguridad hasta valores del 30%, y en algunos casos los sobreestima hasta valores del 5% respectivamente. Es por esto que no existe un procedimiento definido para el cálculo integral de la estabilidad contra la falla de los taludes, ya que las variables son tantas que invalidan una metodología normalizada.

Cabe señalar que los tres procedimientos constructivos, propuestos para estabilizar taludes con posibles problemas de falla (previo a un estudio detallado en el capítulo 2) analizados con mas detalle en los últimos tres capítulos no son los únicos y se presentan a modo de ejemplificar la variedad con que se pueden estabilizar taludes, ya que su esencia constructiva difiere en gran medida. Algunas otras variantes descritas en el capítulo 4 no se deben de considerar de menor importancia pues se ha demostrado su eficacia ya que se ajustan a casos muy específicos; a continuación de describen los casos en los cuales generalmente se ajustan los procedimientos constructivos de los capítulos 4, 5 y 6.

De forma general se puede decir que las anclas se emplean cuando se presenta una superficie de falla (ya sea local, al pie del talud o de fondo), la cual es necesario estabilizar a fondo, las anclas trabajan de forma correcta. Además de las anclas en algunos casos en donde el talud presenta o se prevé que puede presentar erosión es necesaria la colocación de malla electrosoldada recubierta con concreto lanzado.

Los gaviones son una solución a problemas en los cuales los taludes pueden presentar caídos principalmente de rocas de cortes de mediano a alto grado de fracturamiento producto de la erosión. Lo anterior se puede observar en algunos cortes por los cuales atraviesan algunas carreteras. Su análisis es muy parecido al empleado en los muros de contención; aunque no trabajen del todo como muros de contención ya que presentan características que los hacen diferentes como su gran flexibilidad y permeabilidad. Además los gaviones se suelen emplear para evita la erosión y estabilizar taludes sobre riberas u otros cuerpos de agua.

Los geosintéticos han demostrado su eficacia en obras recientes en las cuales se utilizan como principal elemento estabilizador, ya que el material empleado para conformar el talud (tierra), se coloca sobre el geotextil, los cuales se van trasladando como si fueran costales que van formando el talud.

La aplicación de los anteriores procedimientos constructivos logro para cada caso específico, efectivamente estabilizar dichos taludes como lo muestran los siguientes resultados obtenidos del análisis.

- 1) Para las anclas se encontró un Factor de Seguridad contra deslizamiento satisfactorio ya que es mayor de 3 en condiciones dinámicas; pero se recurrió al empleo de anclas, concreto lanzado y malla; debido a que el talud analizado presentaba problemas de erosión, lo cual puede conducir a un deslizamiento del talud en un futuro (cabe señalar que este procedimiento se llevo a cabo en la realidad y el talud trabaja de forma estable).
- 2) Para los gaviones el Factor de Seguridad contra deslizamiento resulto de 1.77; por lo tanto no se producirá un deslizamiento del muro de contención a base de gaviones. En este caso (muros de contención) también se analizo su Factor de Seguridad contra volteamiento; el cual resulto igualmente satisfactorio pues fue de 5.45; por lo tanto el muro de contención tampoco se volteara.
- 3) Para los geosintéticos, se logro incrementar el Factor de Seguridad contra falla (tensión-adherencia) utilizando geosintéticos (geotextil) de 0.76 sin refuerzo de geotextil a 1.45 con refuerzo de geotextil.

Por lo anterior se concluye que la hipótesis planteada al inicio del presente trabajo de titulación resulta satisfactoria.

De forma general es recomendable tomar en cuenta todas o la mayoría de las características posibles que representen de la forma mas real las condiciones que presentan los taludes, tales como las topográficas, geológicas, geotécnicas, hidrológicas, climáticas, etc. para determinar cuales serán las “peores condiciones” a que esta o va a estar sometido el talud, añadiendo a continuación las acciones previstas, así como las derivadas de negligencias o accidentes, estas dos últimas son muy importantes, ya que suelen ser la causa fundamental de muchos problemas. Escatimar gastos en cualquiera de las fases mencionadas anteriormente equivale a perder todo el trabajo, aunque, es imprescindible mantener el equilibrio entre inversiones y riesgos, pero no tomar en cuenta esto puede significar que las incertidumbres pueden ser tan grandes que invaliden los cálculos posteriores.

En general habrá que calcular un F.S. a corto plazo, que suele considerarse como el tiempo que van a durar las actuaciones, y otro F.S. a largo plazo, que contempla el periodo de vida de la obra. Para evaluar el primero no suelen tenerse en consideración acciones puntuales con largo periodo de retorno, tales como sismos o inundaciones graves, pero puede ser necesario incluir fuertes sobrecargas y vibraciones inducidas por el tráfico de obra, inundaciones locales y escorrentías mal controladas

Para el diseño de estabilidad de taludes contra falla es recomendable hacer un modelo como guía a seguir anterior al cálculo y posteriormente ayudarse de algún método matemático compilado en la computadora; la cual facilita en gran medida los cálculos necesarios para el diseño, ya que esta ha convertido en rutina metodologías tediosas, como la basada en Elementos Finitos. Hoy existen en el mercado numerosos programas informáticos que cubren suficientemente las necesidades de un profesional.

Una práctica recomendable consiste en calcular varios deslizamientos ya ocurridos y comprobar si los resultados se ajustan a lo comprobado sobre el terreno; teniendo en cuenta que ni el software más potente puede sustituir a la experiencia y al sentido común.

Por todo lo anterior; el presente trabajo sirve de ayuda a aquel alumno que cuando pasa a profesional y se enfrenta por primera vez a un problema de este tipo, ha olvidado gran parte de esa explicación oral, y al revisar los apuntes, llega a la falsa conclusión de suponer que el cálculo de taludes se reduce a recetas; siendo realmente que el cálculo de taludes es una disciplina compleja, en la que convergen varias ramas del saber, y que como en tantas otras profesiones, se necesita una buena dosis de sentido común para enfrentarse al problema, y otra todavía mayor de humildad para reconocer las propias limitaciones.

REREFENCIAS

1. Carlos Crespo Villalaz; Mecánica de Suelos y Cimentaciones; Editorial Limusa 1998.
2. E. Hoek, E. P. Brown; Excavaciones Subterráneas en Roca; Editorial Mc Graw Hill 1999.
3. Enrique Tamez Gonzáles; Ingeniería de Cimentaciones; Editorial TGC 2002.
4. Escuela Colombiana de Ingeniería; Seminario y Taller de Geosintéticos; Educación Continua del Programa Ingeniería XXI 1994.
5. Escuela Nacional de Estudios Profesionales Acatlán. Publicación semestral de la coordinación de estudios de Posgrado; serie B No. 1 (Enero-Junio de 1988).
6. Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez; Fundamentos de Mecánica de Suelos tomos I, II y III; Editorial Limusa 1996.
7. Folletos Técnicos: (1) Para anclajes: SIKA, FREYSSINET, TECNOSUELO y TGC, (2) Para gaviones: GAVIONES MACCAFERRI y GAVIONES LEMAC y (3) Para Geosintéticos: EVI, SI (SYNTHETIC INDUSTRIES), GMA (GEOSYNTHETIC MATERIALS ASSOCIATION) y GEO-PRODUCTOS MEXICANOS.
8. Jaime E. Camargo Hernández, Victor Franco; Manual de Gaviones Series del Instituto de Ingeniería de la UNAM; Facultad de Ingeniería UNAM 2001.
9. Jaime Suárez Díaz; Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales; Instituto de Investigaciones Sobre Erosión y Deslizamientos de la Universidad Industrial de Santander Bucaramanga Colombia 2002.
10. Jaime Suárez Díaz; Manual de Ingeniería Para el Control de Erosión; Universidad Santander Bucaramanga Colombia 2000.
11. Peck, Hanson y Thornburn; Ingeniería de Cimentaciones; Editorial Limusa 2002.
12. Rodrigo Murillo F.; Simposio Sobre Geosintéticos; (SMMS) 1995.
13. T. F. Ryan; Concreto Lanzado; Editorial Limusa (IMCYC) 1996.
14. T. William Lambe; Mecánica de Suelos; Editorial Limusa 1998.
15. Walter I. Paniagua Zavala y Francisco Gonzáles Valencia; Simposio Internacional de Anclajes; Colegio de Ingenieros Civiles de México; Cd. de México 1994.
16. Whitlow R.; Fundamentos de Mecánica de Suelos; Editorial Continental 1994.

BIBLIOGRAFIA

1. Alfonso Rico Rodríguez y Hermilio del Castillo M.; La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres; Editorial Limusa 1994.
2. Carlos Crespo Villalaz; Mecánica de Suelos y Cimentaciones; Editorial Limusa 1998.
3. Colegio de Ingenieros Civiles de Guayas; Estabilidad de Taludes; Jornadas de Ingeniería Civil de Guayas 1990.
4. Comisión Federal de Electricidad (CFE); Manual de Diseño de Obras Civiles; Geotecnia C.F.E. 1989.
5. E. Hoek, E. P. Brown; Excavaciones Subterráneas en Roca; Editorial Mc Graw Hill 1999.
6. Enrique Tamez Gonzáles; Ingeniería de Cimentaciones; Editorial TGC 2002.
7. Escuela Colombiana de Ingeniería; Seminario y Taller de Geosintéticos; Educación Continua del Programa Ingeniería XXI 1994.
8. Escuela Nacional de Estudios Profesionales Acatlán. Publicación semestral de la coordinación de estudios de Posgrado; serie B No. 1 (Enero-Junio de 1988).
9. Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez; Fundamentos de Mecánica de Suelos tomos I, II y III; Editorial Limusa 1996.
10. Folletos Técnicos: (1) Para anclajes: SIKA, FREYSSINET, TECNOSUELO y TGC, (2) Para gaviones: GAVIONES MACCAFERRI y GAVIONES LEMAC y (3) Para Geosintéticos: EVI, SI (SYNTHETIC INDUSTRIES), GMA (GEOSYNTHETIC MATERIALS ASSOCIATION) y GEO-PRODUCTOS MEXICANOS.
11. Henri Cambefort; Geotecnia del Ingeniero; Editores Técnicos Asociados S.A. 1999.
12. Jaime E. Camargo Hernández, Víctor Franco; Manual de Gaviones Series del Instituto de Ingeniería de la UNAM; Facultad de Ingeniería UNAM 2001.
13. Jaime Suárez Díaz; Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales; Instituto de Investigaciones Sobre Erosión y Deslizamientos de la Universidad Industrial de Santander Bucaramanga Colombia 2002.
14. Jaime Suárez Díaz; Manual de Ingeniería Para el Control de Erosión; Universidad Santander Bucaramanga Colombia 2000.
15. Jorge Rojas Rodríguez; Conceptos Fundamentales de Mecánica de Suelos Aplicados al Proyecto de Edificaciones; Escuela Nacional de Estudios Profesionales Acatlán (TESIS) FESA ACATLÁN UNAM 2001.
16. Lee W. Abramson, Thomas S. Lee, Sunil Sharma and Glenn M. Boyce; Slope Stability and Stabilization Methods; Editorial A. Wiley – Interscience Publication 1998.
17. Peck, Hanson y Thornburn; Ingeniería de Cimentaciones; Editorial Limusa 2002.
18. Reunión Nacional de Mecánica de Suelos XVIII; Resumen de la Reunión Nacional de Mecánica de Suelos Vol. # 4; Morelia 1996.
19. Rodrigo Murillo F.; Simposio Sobre Geosintéticos; (SMMS) 1995.
20. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (SMMS); Construcción Especializada en Geotecnia; (SMMS) 1998.
21. T. F. Ryan; Concreto Lanzado; Editorial Limusa (IMCYC) 1996.
22. T. William Lambe; Mecánica de Suelos; Editorial Limusa 1998.
23. Walter I. Paniagua Zavala y Francisco Gonzáles Valencia; Simposio Internacional de Anclajes; Colegio de Ingenieros Civiles de México; Cd. de México 1994.
24. Whitlow R.; Fundamentos de Mecánica de Suelos; Editorial Continental 1994.