

**UNIVERSIDAD NACIONAL
DE INGENIERIA**

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



INFORME DE INGENIERIA

**ESTABILIZACIÓN DE TALUDES DE ARENA CON EL SISTEMA
DE CONFINAMIENTO CELULAR Y EFECTOS DEL SISMO DE
OCOÑA EN LA PANAMERICANA SUR**

KM. 715 AL KM 737

NOMBRE : CRUZ LARICO, JOSE LUIS

LIMA – PERU

2001

INDICE

	Pag.
Introducción	
1.- Estabilización de taludes con métodos convencionales	
1.1 Características principales de los taludes	01
1.2 Taludes de corte	01
1.3 Talud de relleno	10
1.4 Diferentes sistemas de estabilización de taludes	19
2.- Confinamiento celular para el sistema de soporte de carga	
2.1 Introducción	59
2.2 Ejemplos de aplicación	62
2.3 Características y ventajas	62
2.4 Identificación de los problemas de soporte de carga	63
2.5 Componentes del sistema Geoweb	66
2.6 Criterios y métodos de diseño	70
2.7 Parámetros de diseño – pavimentos granulares	75
2.8 cálculos para el diseño de pavimentos granulares	82
3.- Confinamiento celular en canales	
3.1 Introducción	90
3.2 Protección de canales en general	90
3.3 Consideraciones generales de diseño	92
3.4 Procedimientos de diseño	115
4.- Confinamiento celular en protección de taludes	
4.1 Introducción	134
4.2 Ejemplos de estabilización de taludes de Geoweb	134

	Pag.
4.3 Inestabilidad superficial – Identificación de problemas y determinación de sus causas	135
4.4 Sistemas geoweb de estabilización de taludes – Principales componentes	137
4.5 Sistemas Geoweb de estabilización de taludes – Criterio de diseño	140
4.6 Sistemas Geoweb con relleno de tierra y vegetación	143
4.7 Sistemas de Geoweb con relleno de agregados	147
4.8 Sistema Geoweb con relleno de concreto	151
4.9 Métodos especiales de anclaje	154
5.- Confinamiento celular en contención de tierra	
5.1 Introducción	158
5.2 Ventajas del sistema de confinamiento celular	160
5.3 Conceptos de ingeniería	164
5.4 Selección del muro de confinamiento celular	165
5.5 Criterios de diseño	166
5.6 Estabilidad Interna	167
5.7 Estabilidad interna	170
5.8 Instalación del sistema de confinamiento celular	173
5.9 Diseño del muro de confinamiento celular por gravedad, h=2m, progresiva 731+020	179
6.- Aplicación en la panamericana sur (km. 715 al km. 737)	
6.1 Antecedentes del proyecto	184
6.2 Ubicación del proyecto	184
6.3 Importancia del proyecto	184

	Pag.
6.4 Hundimiento de un tramo en la panamericana sur	188
6.5 Presupuesto de obra y análisis de precios unitarios	189
6.6 Fotografías de impregnación asfáltica y muros de confinamiento celular	219
7.- Efectos del sismo de Ocoña	
7.1 Sismo del 23 de Junio del 2001	232
7.2 Efectos causados en el tramo km. 715+00 al 737+00	232
7.3 Fotografías de los efectos causados por el sismo	236
Conclusiones y recomendaciones	
Bibliografía	

INTRODUCCIÓN

El presente Informe de Ingeniería "Estabilización de taludes de arena con el sistema de Confinamiento Celular y efectos del sismo de Ocoña en la Panamericana Sur Km 715 al Km 737" tiene como meta principal evitar en lo posible la erosión y el deslizamiento del talud de arena y que el desarrollo del mismo permita dar a conocer un nuevo sistema para la estabilización de taludes, así como los criterios técnicos necesarios para el diseño del muro de gravedad de confinamiento celular.

De igual forma el informe presenta los efectos del sismo de Ocoña del 23 de Junio del 2001 sobre el sistema de confinamiento celular, también sobre los trabajos de Impregnación Asfáltica y en general sobre la estructura del pavimento.

Dentro del campo de la Ingeniería la utilización del sistema de confinamiento celular es uno de los nuevos sistemas que se han ejecutado y analizado su comportamiento al pasar el tiempo y por efectos de fuerzas de sismo.

Una de las razones que me han motivado para efectuar el presente informe, es dar un aporte en la búsqueda de la solución de los problemas que se presentan en el Sistema Nacional de Mantenimiento de Carreteras, en nuestro medio se han realizado pocos trabajos de esta índole.

Ante la limitada infraestructura terrestre que existe en nuestro medio, así como también por las interrupciones del Sistema Nacional de Carreteras ocasionadas por los derrumbes y deslizamientos de taludes de arena, además de los movimientos sísmicos que constantemente se presentan en la zona en estudio, he considerado por conveniente que una solución para evitar la interrupción del transporte terrestre es implementar el Sistema de Confinamiento Celular.

CAPITULO 1

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES CON METODOS CONVENCIONALES

1.1 CARACTERISTICAS PRINCIPALES DE LOS TALUDES

Los trabajos de estabilización de taludes se realizan para mantener las carreteras de modo de estabilizar los taludes de corte y de relleno, los taludes naturales, para prevenir cualquier interrupción del tráfico. Es importante tomar las medidas necesarias para asegurar una construcción más razonable. El trabajo de protección de taludes se puede dividir en aquellos hechos con vegetación, con estructura, con geosintéticos y con impregnación de emulsión asfáltica. El método de vegetación es deseable, por sus costos de producción y apariencia. Sin embargo, el empleo de estructuras debe utilizarse si es difícil sembrar el césped, el empleo de geosintéticos es la combinación de una estructura con la capacidad de amortiguar fuerzas en casos de accidentes y el uso de sembríos con raíces largas y por ultimo también se puede utilizar impregnación con emulsión asfáltica para taludes de arena con pendientes muy altas.

1.2 TALUDES DE CORTE

Los taludes de corte son diferentes a los taludes con relleno en terreno malo, por lo que es muy difícil determinar su diseño apropiado solamente con cálculos de estabilidad, debido a que la combinación geológica del terreno es variable, las características del suelo varían considerablemente, la ubicación de las superficies de falla y el calculo de los parámetros de resistencia del suelo es difícil.

Existen otros factores que se traslapan de manera complicada, tales como condiciones de corte artificial, grado de drenaje y trabajos de protección, lluvias fuertes y sismos, que hacen difícil predecir las fallas de taludes.

El diseño de la estabilización de los taludes de corte en estas circunstancias deberá realizarse mediante la aplicación ingenieril empírica, en base a la experiencia de trabajos similares en el pasado. Debe verificarse:

- La litología (suelos) y formación geológica.
- Diseño y estado de ejecución del trabajo.

- Estado de estabilidad (forma de falla en el caso de falla)

A continuación se describirán la forma de las fallas y la geología que tiende a causar fallas, y las medidas para prevenir estas fallas:

A. PENDIENTES DE TALUDES DE CORTE

(a) PENDIENTES ESTANDAR DE TALUDES

Los taludes de corte tienden a ser inestables después de terminados los trabajos de corte. Un criterio integral debe ejercitarse para tomar en cuenta los requisitos de estabilidad descritos mas adelante, en referencia a los valores estándar presentados en la tabla 1.1. La tabla 1.1 presenta los valores estándar de la pendiente de taludes, que se han establecido empíricamente en base a trabajos de protección. Las inclinaciones presentadas se refieren a taludes individuales sin banquetas.

TABLA 1.1 INCLINACIONES NORMALES DE TALUDES DE CORTE

CLASIFICACION DEL SUELO		PROF. DE CORTE	PENDIENTE H:V
Roca Dura			1:0.3 a 1:0.8
Roca Blanda			1:0.5 a 1:1.2
Arena no densa y pobremente graduada			1:1.5 a.....
Suelo Arenoso	Denso	Menos de 5 m	1:0.8 a 1:1.0
		5 a 10 m	1:1.0 a 1:1.2
	No Denso	Menos de 5 m	1:1.2 a 1:1.2
		5 a 10 m	1:1.2 a 1:1.5
Suelo Arenoso Mezclado con grava	Denso o bien graduado	Menos de 10 m	1:0.8 a 1:1.0
		10 a 15 m	1:1.0 a 1:1.2
	No denso o pobremente graduado	Menos de 10 m	1:1.0 a 1:1.2
		10 a 15 m	1:1.2 a 1:1.5
Suelo cohesivo		0 a 10 m	1:0.8 a 1:1.2
Suelo cohesivo		Menos de 5 m	1:1.0 a 1:1.2
Mezclado con masas de roca o boloneria		5 a 10 m	1:1.2 a 1:1.5

Asociación de Carreteras del Japón – CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"

Los taludes deben ser estabilizados por medio de muros de concreto de retención o entramados, cuando es inestable realizar un talud de corte con una pendiente mas inclinada que la pendiente natural del tipo de suelo, con el objeto de reducir el volumen de corte.

La diferencia entre roca blanda y dura que se indica, se basa en el grado de dificultad en realizar el corte, estando principalmente gobernada por la resistencia cortante y la cantidad de grietas en la roca.

(b) FORMA DE TALUD

Como se muestra en la Fig. 1.2, la inclinación de los taludes depende de los suelos y la litología. Cuando la inclinación cambia, en muchos casos se proporciona una banqueta en el punto de cambio de inclinación.

Generalmente se emplea una pendiente única cuando la geología y los suelos son los mismos en profundidad y en las direcciones transversal y longitudinal. Cuando la geología y los suelos varían considerablemente y de manera complicada, una pendiente única adecuada al suelo de mayor pendiente podría usarse, aunque esto es antieconómico.

(c) BANQUETAS

Generalmente se instala una banqueta de 1 a 2 mts de ancho, a la mitad de un talud de corte de gran altura, esto depende de los resultados de los análisis de estabilidad.

- **Propósito de la banqueta**

En la parte inferior de un gran talud continuo, la descarga y velocidad del agua superficial aumentan, causando el incremento de las fuerzas de socavación. En este caso, la velocidad de la corriente puede reducirse al proporcionar una banqueta casi horizontal a la mitad del talud, o la concentración del agua superficial en la parte inferior del talud puede prevenirse al construirse una zanja en la banqueta para

drenar el agua hacia fuera del talud. La banqueta también puede usarse como acera para inspección o como andamio para reparación.

- **Inclinación de banquetas**

Cuando no existen facilidades de drenaje, se proporciona a la banqueta una gradiente transversal de 5 a 10%, de modo que el agua drene hacia el fondo del talud (pie del talud).

Sin embargo, cuando se considera que el talud es fácilmente descascarable o cuando el suelo es fácilmente erosionable, el gradiente de la banqueta debe hacerse en la dirección contraria, de modo que el agua drene hacia la zanja de la banqueta.

- **Localización de banquetas**

En los taludes de corte, normalmente se diseñan banquetas de 1 a 2 metros de ancho cada 5 a 10 metros de altura, dependiendo del suelo, litología y pendiente del talud.

Una banqueta más ancha se recomienda cuando el talud es largo y grande, o donde se instalaran vallas de protección de caída de rocas.

B. CORTES QUE REQUIEREN PRECAUCIONES ESPECIALES

Los taludes de corte que pueden colapsar fácilmente durante la ejecución de los trabajos, serán dañados por lluvias, vientos o sismos fuertes durante el mantenimiento, aunque los taludes de corte hayan sido terminados satisfactoriamente.

(a) Cortes en depósitos coluviales o taludes intemperizados

En los taludes intemperizados, rastros de flujo de barro volcánico u otra área antigua de falla de talud, el depósito coluvial con un bajo grado de solidificación forma un declive cuya pendiente es cercana al ángulo de estabilidad crítico. Si este lugar es excavado con un gradiente más empinado que el del talud natural, el talud de corte será inestable, pudiendo ocurrir una falla del tipo mostrado en la Fig. 1.3.

Como medidas de protección contra este tipo de falla, los siguientes métodos pueden ser considerados:

- En la Fig. 1.3 (a) es una falla que puede predecirse, si se proporciona un escalón ancho cerca de la línea de basamento, el sedimento colapsado y lo que cae de arriba será retenido en el escalón. El gradiente del depósito coluvial o parte de la capa intemperizada deberá ser lo más tendido posible como se muestra en la Fig. 1.4.
- En la Fig. 1.3 (b) es una falla que puede predecirse, en este caso deben ejecutarse las medidas de prevención tales como: remoción de suelo a gran escala (con un talud de 1:1.5 a 2.0 ó más tendido, incluyendo banquetas), trabajos de drenaje o trabajos de prevención. Sin embargo, todos los métodos indicados implican un costo elevado requiriéndose un estudio completo durante el diseño.

(b) Cortes en terreno erosionable, como suelo arenoso

Los sedimentos de suelos arenosos, tales como: granito descompuesto, ceniza volcánica, canteras de arena o capas de grava de terraza, son erosionables por el agua superficial, resultando en caídas de rocas, pequeñas caídas o pérdida de sedimentos.

La acción erosiva del agua debe ser tratada por medio de los trabajos de protección de talud o de drenaje, en vez de gradiente del talud. Por consiguiente, el agua debe ser completamente drenada de la parte superior y el pie del talud. Debe prevenirse la filtración de agua desde la parte superior del talud.

Es importante proporcionar un área adicional al frente del pie del talud, de modo de no causar una influencia directa en la superficie de la carretera, en el caso de una falla.

(c) Cortes en rocas rápidamente meteorizables, como lodolitas y serpentinas

Si la capa superficial de un talud consiste en lodolita terciaria, lutita, tufo de bajo grado de solidificación, o serpentina, esta capa se torna gradualmente en sedimento granular no-cohesivo debido a la liberación de esfuerzos por la excavación.

(d) Cortes en rocas con muchas fisuras

Las rocas de basamento tienen muchas líneas débiles, tales como zonas de falla y fractura sometidas a movimiento tectónico, juntas columnares y planares creadas por la contracción de enfriado.

Estas clases de fallas de roca se indican en la Fig. 1.5. La estabilidad de estos taludes esta gobernada por el grado de desarrollo de fisuras y el grado de fracturas. Debe realizarse un análisis general en base a refracción sísmica, coeficientes de grieta y la comparación de los registros hechos para los taludes vecinos.

(e) Cortes en estructuras de taludes que buzcan con fisuras

Las fallas de taludes que se muestran en la Fig. 1.8 pueden ocurrir cuando el talud tiene una estructura de buzamiento y donde existen fisuras que se han desarrollado regularmente en una dirección, tal como la estratificación en rocas sedimentarias, la esquistosidad del esquisto y gneis, y las juntas de tipo columnar y planar desarrolladas en rocas ígneas.

(f) Cortes donde se presentan mucho agua freática

Los taludes de corte tienden a ser inestables. Los gradientes de estos taludes deben ser mas tendidos si se ejecutan cortes en lugares donde existe mucho agua de infiltración o donde el nivel freático es alto, independientemente de las condiciones geológicas.

En áreas donde existe mucho agua freática, se requiere dar una mayor prioridad al análisis de los trabajos de drenaje del agua freática, que al análisis de los gradientes de taludes de corte.

(g) Taludes de gran escala

Grandes desastres pueden ocurrir en el caso de una falla de un talud a gran escala. Un tiempo amplio debe darse al diseño, ya que los cambios durante el trabajo de excavación son muy desventajosos, desde el punto de vista económico y de trabajabilidad.

Un reconocimiento detallado y un diseño integral deberán ejecutarse. Los trabajos deberán llevarse a cabo bajo un sistema de control de seguridad cuidadosamente organizado.

Precauciones cuando se determina la sección

Las inclinaciones normales de talud mostradas en tabla 1.1 son para taludes menores de 15 metros de alto. Las inclinaciones para taludes más altos deberán determinarse tomando en cuenta las condiciones reales. Cuando se examinen estas condiciones, deben tomarse las siguientes precauciones:

- Para las rocas que contengan una gran cantidad de montmorillonita, consideradas como expansivas, se requiere asegurar una inclinación de talud capaz de proporcionar estabilidad, aun después de un ligero proceso de intemperismo.
- Los lados de los cerros tienen zonas de falla o de fractura. Será necesario analizar la inclinación del talud de corte, en base a la dirección y grado de fractura, si es que estas zonas están presentes en partes profundas determinadas de sondajes y ensayos de refracción.
- Para los corte en taludes muy parados, como se muestra en la Fig. 1.9, el terreno se clasifica primero en secciones de sedimento, roca blanda y roca dura. Los corte se realizan con inclinaciones adecuadas a cada sección. Sin embargo tal como se muestra en el Plan A de la Fig. 1.9, puede crearse una capa delgada en la cima del talud, resultando un talud muy grande y largo si el talud es muy empinado.

Si quiere reducir el área de un corte de talud por restricciones en el derecho de vía o condiciones ambientales, es posible proteger el talud empinado por medio de los trabajos de protección mostrados en el Plan B de la Fig. 1.9 u otras estructuras similares.

- En el caso de taludes largos, es deseable proporcionar escalones (de 3 mts de ancho) para inspección y reparación en intervalos de 20 a 30 mts. De altura además de las banquetas normales.

C. EJECUCION DE TRABAJOS DE TALUDES DE CORTE

(a) *Precauciones generales en la ejecución*

Los trabajos de taludes están retrasados en términos de mecanización con respecto a otros trabajos de tierra. Actualmente, los trabajos de taludes requieren mas mano de obra que otros trabajos de tierra. Sin embargo, en años recientes la mecanización ha progresado en los trabajos de protección de taludes, habiéndose desarrollado el sembrado y el rociado de concreto. Mediante la utilización de las ventajas de estos métodos nuevos, será posible ejecutar rápidamente trabajos de protección de taludes de alta calidad. Sin embargo, en muchos casos de trabajos de corte los reconocimientos previos de las condiciones geológicas son insuficientes, por lo que deben tomarse precauciones adicionales, particularmente por las variaciones geológicas a ser encontradas durante los trabajos.

Por ejemplo, si la altura encontrada de la frontera entre la roca basal y el suelo meteorizado es muy diferente a la altura supuesta para el trabajo de talud, en un área donde el suelo meteorizado se ubica por encima del basamento, esta diferencia debe ser confirmada en una etapa muy inicial. Cualquier trabajo adicional para cambiar el talud debe mantenerse a un mínimo.

Si el terreno se excava mas profundamente que la línea prevista de corte, el gradiente resultante será en ciertas partes mas empinado que el gradiente e diseño. Por lo tanto, deberán instalarse suficientes estacas de acabado, para evitar un corte excesivo.

En el caso de taludes de corte donde se han planeado inicialmente muros de contención, el gradiente del talud es mas empinado que los valores normales mostrados en la Tabla 1.1. A menudo ocurren fallas de talud durante o al final de la excavación y antes de construir el muro.

Durante la excavación y construcción de muros de contención deben llevarse a cabo medidas de seguridad.

(b) Ejecución de trabajos de corte en basamento

Al ejecutar trabajos de talud en roca blanda, la porción principal deberá excavarse primero, y las estacas de acabados deben hincarse como se muestra en la Fig. 1.10. La roca debe cortarse con piquetas o picos para dar el acabado a la línea de talud propuesta. En el caso de roca dura, la perforación debe realizarse con martillo neumático a lo largo de la cara de acabado del talud, y luego con voladura de poca carga en la parte restante, sin aflojar el basamento.

El método siguiente se emplea en el caso de trabajos de gran escala. Se perforan sondajes con un diámetro de 150 a 200 mm con una maquina grande para realizar voladuras en la parte principal, como se indica en la Fig. 1.11. También se perforan sondajes pequeños con diámetros de 30 a 50 mm a lo largo de la cara del talud con percusor, cargando las perforaciones con explosivos débiles. Luego se ejecuta la voladura simultáneamente, de modo que la parte principal y los taludes pueden formarse como se desea con este método.

Después de ejecutar el trabajo de taludes descrito anteriormente, cualquier bloque susceptible a caer deberá ser removido con barras o piquetas.

Se debe mantener a un mínimo las desuniformidades. La profundidad de cualquier porción cóncava o convexa deberá ser menor a 30 cm, aunque esto puede variar con la litología.

Las fallas principales que se encuentren en la etapa inicial de reconocimiento deberán tener medidas de protección. Sin embargo, las fallas menores encontradas durante el trabajo deberán investigarse en relación a sus tamaños, direcciones, grados de fractura, presencia de agua freática, etc., con el objeto de determinar si pueden inducir fallas de gran escala. Aunque estas pequeñas fallas no produzcan una falla de gran escala, tienden a ocurrir frecuentemente, por lo que deben ser

tratadas apropiadamente por medio de bloques de concreto tipo cuña, o lloraderos.

El intemperismo de las rocas varia con la litología; algunas rocas se intemperizan rápidamente luego de estar expuestas en el talud. En este caso, estas rocas deben ser protegidas lo mas pronto posible con el rociado de concreto o mortero. Cuando existe una alternancia de capas de distinto tipo de roca, las fallas superficiales ocurren en la roca de más rápido intemperismo, aun cuando estas rocas forman una capa delgada, pueden resultar en un gran daño a los taludes. El rápido intemperismo de las rocas debe ser tratado apropiadamente.

(c) *Ejecución de obras de talud en suelos comunes*

Cuando se ejecuta el trabajo en taludes de suelo, la excavación mecánica se realiza primero dejando una tolerancia de 20 a 30 cm de la superficie de acabado. Luego el talud se termina con picos, palas, y barretas, de acuerdo a la línea del talud indicada con las estacas de acabado mostradas en la Fig. 1.10. Sin embargo, aunque el cuerpo principal puede ser excavado rápidamente por la mecanización en este método. Las consecuencias generales del trabajo están gobernadas por el trabajo del talud, de modo que la mecanización del trabajo del talud también es necesaria.

1.3 TALUDES DE RELLENO

Esta parte trata sobre la selección de los gradientes del talud en la etapa de diseño de terraplenes, instalación de banquetas, necesidad de cubiertas de suelo, ejecución de trabajos, etc.

Cuando se diseñan y ejecutan trabajos de taludes de relleno, se recomienda analizar integralmente y tomar las medidas pertinentes en los siguientes tópicos: cimentación del terraplén, agua de infiltración, condiciones topográficas y clima.

A. PENDIENTES DE TALUDES DE RELLENO**(a) Gradientes normales de taludes**

Los valores normales de gradientes determinados empíricamente y mostrados en la Tabla 1.2 se usan normalmente en los taludes de relleno, dependiendo de los materiales y las alturas de relleno. Los valores de gradientes de taludes mostrados en la Tabla 1.2 son las relaciones máximas requeridas para lograr la estabilidad de los rellenos, de modo que la capacidad portante de la cimentación es adecuada y que no existe peligro de flujo de agua de la cimentación, cuando estos se realizan con capas delgadas de suelo compactado. Los rellenos cuyos taludes son protegidos contra la erosión (como cobertura de suelo, césped, emparrillados, etc.) pueden usar valores normales como valores máximos para sus gradientes de taludes.

**TABLA 1.2 INCLINACIONES NORMALES DE TALUDES
CORRESPONDIENTES MATERIALES DE RELLENO Y ALTURAS
DE RELLENO**

Materiales de Relleno	Altura de Relleno (m)	Relación de Talud H:V	Observaciones
Arena bien graduada (SW), grava y arena con grava (GW) (GC) (GW) (GP)	Menor que 5 m	1:1.5 a 1:1.8	A ser aplicados a rellenos con suficiente capacidad portante en la cimentación, no afectados por inundación. Para referencia se muestra en paréntesis las clasificaciones típicas.
	5 a 15 m	1:1.8 a 1:2.0	
Arena mal graduada (SP)	Menor que 10 m	1:1.8 a 1:2.0	
Masas de roca (incluyendo estéril)	Menor que 10 m	1:1.5 a 1:1.8	
	10 a 20 m	1:1.8 a 1:2.0	
Suelo arenoso (SM) (SC), suelos arcillosos duros y arcilla dura (arcilla) aluvial, greda, etc.)	Menor que 5 m	1:1.5 a 1:1.8	
	5 a 10 m	1:1.8 a 1:2.0	
Suelos arcillosos blandos (VH2)	Menor que 5 m	1:1.8 a 1:2.0	

Asociación de Carreteras del Japón – CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"

Generalmente, cuando se diseñan apropiadamente taludes de relleno bajos con una relación 1:1.5 y los trabajos se ejecutan apropiadamente, muy difícilmente ocurrirán fallas grandes de taludes, siempre que no existan problemas de suelos o los taludes no sean extremadamente grandes. Sin embargo, la compactación de taludes con la relación de 1:1.5 tiende a ser insuficiente. Existe la posibilidad de ocurrencia de socavación o astillamiento cerca de la superficie. Por estas razones se prescribe utilizar una relación de 1:1.8 como el gradiente normal (Tabla 1.2) del talud, y mejorar el trabajo de compactación mecánica.

Además, si el talud de una carretera se va a utilizar como dique de un río o en la costa, debe contemplarse el gradiente del talud y la ocurrencia de erosión por acción del viento y el agua.

(b) Formas de taludes y estructuras de relleno

La estructura de relleno deben ser diseñadas racionalmente, tomando en consideración las condiciones existentes, tales como: terreno, materiales disponibles, clima, estabilidad del relleno y ejecución del trabajo en cada sitio. Se recomienda el empleo de un gradiente único, por lo menos para las partes del talud localizadas entre banquetas.

Para un relleno alto, hecho de mas de dos clases diferentes de materiales, debe emplearse un gradiente normal adecuado a cada material del talud.

Cuando se ejecuta el trabajo con mas de dos clases diferentes de materiales, estos materiales deben ser usados diferentemente, como sigue, tomando en cuenta la estabilidad de los rellenos y la influencia en el pavimento.

- Cuando la altura del relleno es pequeña y no existen problemas de estabilidad. El empleo de suelo gravoso o arena es deseable, hasta una altura que afecte la estructura del pavimento (cerca de 1 metro a partir de la parte superior de la subrasante).

- Cuando existe un problema de estabilización del relleno. Cuando existe la posibilidad de flujo de agua de infiltración en un relleno en terreno blando, en terreno inclinado o en pantano, debe usarse, cuando sea posible, suelos arenosos o gravosos con una pequeña cantidad de finos en el fondo del relleno, para prevenir cualquier elevación de la presión de poros dentro del relleno y minimizar la ocurrencia de falla.

Desde que las gravas, arenas y limos son suelos sin cohesión y están sujetos a erosión, deben tomarse medidas especiales para proteger el talud, como la instalación de zanjas en las banquetas, si la altura del talud es mayor que 5 a 7 metros.

Es difícil proteger con vegetación los taludes de relleno hechos con grava y arena. Estos taludes deben ser cubiertos, para ser protegidos contra la erosión, por suelos con finos, excluyendo limos, tal como se ilustra en la Fig. 1.13 Esta protección impide la erosión. El espesor de la cobertura debe ser mayor de 30 cms., si se mide normalmente a la cara del talud.

En este caso deben tomarse precauciones para drenar la parte interior del agua de infiltración hacia fuera, tal como se muestra en la Fig. 1.13.

Si se usa arena mal graduada como material de relleno, es difícil asegurar el tránsito de maquinaria pesada, por lo que se emplea una estructura de relleno como carretera y como medida de protección de talud, lo que se ilustra en la Fig. 1.14.

- **Banquetas**

Se recomienda el empleo de banquetas de 1 a 2 metros de ancho cada 5 a 7 metros de altura, comenzando de la parte superior del talud de relleno. Las siguientes consideraciones deben tomarse para las banquetas:

- 1) Excepto en rellenos bajos, se proporciona zanjas en las banquetas de relleno, para prevenir la erosión debido a lluvias durante y después de los trabajos. Estas banquetas se usaran después como galerías de inspección.
- 2) Siempre se requiere construir estructuras de tierra mientras se efectúan correcciones al diseño original. Las banquetas proporcionan tolerancias

para realizar estas correcciones (como espacio adicional para cimentar la estructura de protección de talud).

- 3) Las banquetas funcionan como lugares temporales de trabajos, si es necesario, para trabajos de reparación y mantenimiento (como trabajos de reparación después de desastres, refuerzo parcial del talud).

B. RELLENOS QUE REQUIEREN PRECAUCIONES ESPECIALES

Debe considerarse no solo la estabilidad del talud de relleno sino del cuerpo principal (terreno rellenado), al analizar la estabilidad del relleno. La estabilidad del talud esta afectada por agua de manantial y de lluvia, por lo tanto es importante su tratamiento.

(a) *Relleno en terreno inclinado*

En el caso de relleno en terreno inclinado, relleno en valle, corte y terraplén y frontera de corte – terraplén, el agua de manantial se infiltrara en el relleno haciéndolo inestable. En este caso se deberá diseñar obras de drenaje para prevenir la infiltración. Una capa de drenaje se instala para reducir la presión de poros en el relleno (Fig. 1.20).

En los valles desarrollados en montañas, colinas o planicies, el nivel freático fluye a los campos pocos drenados y canales de irrigación, causando frecuentemente fallas de relleno por el flujo del agua de estos lugares a los rellenos. Es deseable eliminar el agua de infiltración debida a lluvia o deshielo por medio de subdrenaje, tomando en cuenta las capas permeables e impermeables.

Se dice que el abatimiento del nivel freático en un relleno es efectivo no solamente para reducir desastres por lluvia, sino también por resistencia a sismos.

(b) *Rellenos en terreno blando*

En el caso de un relleno en terreno blando, ocurre asentamiento conforme se construye el terraplén, causando al gradiente del talud ser

desfavorablemente más pequeño. Para evitar este problema es deseable predecir el asentamiento antes, para proporcionar un gradiente más empinado que el necesario y realizar las correcciones al gradiente de diseño, en respuesta al asentamiento del relleno durante la construcción. Cuando ocurre asentamiento aun después de la construcción, se eleva la corona del talud y se emplee un gradiente más empinado que el de diseño para el acabado (Fig. 1.21)

Debe tomarse en cuenta en el diseño y la construcción el posible asentamiento de las obras de drenaje. En particular, la localización de las obras de drenaje longitudinal debe determinarse en base al lugar donde el asentamiento del terreno es máximo.

(c) *Daño a los taludes debido a la lluvia*

Es conocido que las fallas de los taludes de relleno ocurren más frecuentemente en suelos cohesivos que en suelos arenosos, y que sus causas son la disminución de la resistencia con el contenido de humedad, la erosión y la ocurrencia de presiones de poro debido a la heterogeneidad en la compactación y materiales.

Para reducir el número de fallas es importante realizar el trabajo en "capas horizontales delgadas y compactadas", donde primero se tiende una capa horizontal delgada para facilitar el drenaje del agua de lluvia. Luego se compacta la capa para reducir su coeficiente de permeabilidad. Para taludes grandes es importante el agua de infiltración (instalación de capa horizontal de drenaje, etc.) y ejecutar drenaje temporal durante el trabajo de excavación.

Para un talud grande es deseable prevenir la erosión protegiendo el talud con vegetación, comenzando desde la parte terminada del talud, siguiendo por etapas. Durante la ejecución del trabajo se requiere encontrar el lugar donde se concentra el agua en la superficie, en base a los alineamientos horizontal y vertical, realizando las correcciones de los detalles de diseño.

Las condiciones de acabado del talud deben investigarse durante la construcción. Cualquier porción de la superficie del talud que esta sujeta al agua de infiltración y es susceptible de colapso, debe ser parcialmente reforzada.

En muchos casos los suelos y las condiciones del agua de infiltración no son uniformes en el talud, de modo que deben seleccionarse métodos de construcción razonables y ser aplicados a estas condiciones. En este caso los esquemas de drenaje del agua de infiltración en el talud de relleno deben considerarse.

C. EJECUCION DE TRABAJOS DE TALUDES DE RELLENO

(a) *compactación de taludes*

- Precauciones generales.- Las fallas de taludes de relleno son frecuentemente causadas por el agua (lluvias, napa freática, etc.). Una de las causas de estas fallas es el agua libre superficial (presión de poros) debida a la infiltración del agua de lluvia. Lo anterior es causado principalmente por la no uniformidad de la compactación cerca del talud. Esto se puede prevenir por el método de compactación de la capa horizontal delgada descrito previamente.

Los taludes pueden ser bien compactados por compactación directa, empleando los equipos ilustrados en la Fig. 1.22.

Cuando la relación de talud es mas tendida que 1:1.8, un rodillo neumático o vibratorio conectado y tirado de un tractor se emplea para compactar el cuerpo principal del relleno. El relleno se compacta conduciendo el equipo pesado de arriba a bajo en el talud. Cuando la relación del talud es aproximadamente 1:1.8, cada capa del relleno principal se compacta primero, la superficie del talud se termina groseramente de acuerdo a las estacas de acabado, luego el talud se compacta con un rodillo vibratorio con

peso mayor de 3 toneladas, jalado por un tractor en la cima del talud, como se muestra en la Fig. 1.22 (a). Si el rodillo fuera bajado por la superficie del talud con vibración, esta puede aflojarse. Es más deseable compactar el relleno mientras el rodillo se jala hacia fuera.

Sin embargo, si la relación del talud es aproximadamente 1:1.5, la compactación con rodillo común será difícil, de modo que se necesitan rodillos especiales de talud en este caso.

- Para suelo fino (cohesivo).- Los taludes hechos con materiales como arcilla (CH) o ceniza volcánica cohesiva (VH2) con elevados contenidos de humedad, que no pueden ser compactados completamente, deben trabajarse muy cuidadosamente, poniendo especial atención a la estabilidad del talud como un todo. Cualquier deformación de las estacas de acabado o expansión del talud debe ser cuidadosamente observada durante los trabajos. Si se encuentra alguna indicación, debe analizarse sus causas y la estabilidad futura.

Conforme se necesita se debe reemplazar el suelo, proporcionar gaviones de talud, o drenaje tal como una capa de drenaje horizontal en el talud de relleno. En algunos casos la protección del talud debe realizarse con hincado de pilotes.

- Para suelo grueso (arenoso).- Cuando el cuerpo principal el relleno se realiza con suelo grueso como grava (G) o arena (S), se esperan problemas tales como erosión y dificultades con la vegetación, por lo que se cubre el talud con un manto de suelo. En este caso la frontera entre el suelo de cobertura y el relleno ya ejecutado debe formarse mezclándolos y compactándolos, sin dejar la discontinuidad (Fig. 1.23).

Si fuera posible, es deseable tener una relación de talud tendida, de 1:1.8 para el talud de relleno y un espesor de 2 a 3 metros para el suelo de cobertura, con el propósito de ejecutar el trabajo a maquina.

(b) Protección del talud durante la construcción

Los taludes con acabado temporal son muy inestables hasta que se ejecute el trabajo de protección, pudiendo ser fácilmente erosionados por agua de lluvia u otros agentes. Por lo tanto, la protección del talud con vegetación o drenaje longitudinal debe ejecutarse lo más rápido posible. Sin embargo, como medida temporal hasta que el talud este completamente protegido, se recomienda emplear el trabajo de relleno mostrado en la Fig. 1.24 (a), para evitar la concentración de agua en la superficie del talud. Si el relleno se deja por un tiempo largo sin pavimentar, es deseable instalar una zanja temporal empleando suelo – cemento, como se muestra en la Fig. 1.24 (b), si es necesario, para prevenir la ocurrencia de cualquier problema debido al flujo concentrado del agua de lluvia.

La Fig. 1.25 muestra un ejemplo de drenaje temporal usado en granito descompuesto que es fácilmente erosionable en áreas de lluvia intensa (donde el agua no puede drenarse en este caso a la superficie del talud). La Fig. 1.26 muestra un ejemplo de drenaje temporal adoptado en un talud de relleno alto hecho con Shirasu (ceniza volcánica), que también es muy fácilmente erosionable.

1.4 DIFERENTES SISTEMAS DE ESTABILIZACION DE TALUDES

A. SELECCIÓN DE CRITERIOS PARA LOS TRABAJOS DE PROTECCION DE TALUDES

(a) *Criterio general de selección*

Los trabajos de protección de talud se ejecutan para proteger los taludes de la erosión o intemperismo, cubriéndolos con vegetación o estructuras y estabilizándolos con drenaje o estructuras de contención. Los tipos, características y propósitos de los trabajos de protección de taludes se presentan en la Tabla 1.4.

El trabajo de vegetación se ejecuta para prevenir la erosión por agua de lluvia, al crecer plantas en la cara del talud y amarrar las caras con las raíces de las plantas, aliviar el cambio de temperatura en la superficie del terreno, proporcionar una bella vista y controlar los colapsos de expansión por heladas. Se emplea la vegetación donde esta es posible, y debido a los costos relativamente bajos de la vegetación.

Los trabajos de protección de taludes con estructuras se emplean en taludes no adecuados a la vegetación, taludes cuya estabilidad no pueda asegurarse por un largo tiempo con vegetación solamente, o taludes que requieran protección contra fallas, caídas de rocas o expansiones por helada. Aunque los muros de contención, pilotes y anclajes son capaces de resistir presiones de tierra, otros trabajos de protección son principalmente empleados para cobertura y no son capaces de resistir presiones de tierra.

Además, donde existe agua de infiltración en la cara del talud, debe emplearse además obras de drenaje, para prevenir la socavación del talud y para estabilizarlo.

TABLA 1.4 CLASES DE TRABAJOS DE PROTECCIÓN DE TALUDES Y SUS PROPOSITOS

Clasificación	Clase de Trabajo	Propósito y Características
Vegetación	Rociado de semilla Rociado de semilla y lodo Esteras de sembrado Sembrado	Vegetación en toda la superficie para prevenir la erosión por agua de lluvia y colapso por expansión de helada (para verdear)
	Trabajos de estera de semilla simple Trabajos de sembrado simple	Para prevenir la erosión del relleno y para vegetación parcial
	Trabajos de tablero de semilla Trabajos de paquetes de semilla Trabajos de sembrado en huecos	Para prevenir la erosión del talud hecho con suelo pobre o duro
Protección de taludes con estructuras	Rociado de mortero Rociado de concreto Revestimiento de piedra Revestimiento de bloque Armazón de bloque Armazón de bloques de concreto	Para prevenir la meteorización y la erosión. Para prevenir la erosión cuando se llena con sedimento o grava.
	Revestimiento de concreto Armazón de concreto vaciado in-situ Trabajos de anclaje de talud	Para prevenir el colapso de la capa superficial del talud, prevenir la separación del basamento y retener el suelo cuando existe una ligera presión de tierra.
	Trabajos de encestados Trabajos de gaviones en el talud Mallas de prevención de caídas de roca Vallas de protección de caídas de roca Cobertizo para caídas de roca	Para controlar la erosión de la capa superficial del talud y derrame de capa superficial debido al agua de infiltración. Para prevención de caídas de roca.

Asociación de Carreteras del Japón – CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"

B. PROTECCION DE TALUDES CON VEGETACION

(a) Características de la vegetación

El propósito de la vegetación es prevenir la erosión del talud inmediatamente después de acabado los trabajos. Una de las características del sembrío de césped es que la cara del talud pueda restaurarse naturalmente, a diferencia de los otros trabajos de protección de taludes.

(b) Reconocimiento requerido para ejecutar la vegetación

El suceso o falla de la vegetación depende del crecimiento de las plantas. El clima y el suelo en el lugar deben evaluarse; deben seleccionarse las especies adecuadas al clima y suelo y deben proporcionarse las condiciones capaces de asegurar el crecimiento completo de las especies. Antes de ejecutar la vegetación, deben reconocerse:

- Area, inclinación, altura del talud.- La ejecución mecánica del trabajo es adecuada cuando el área del talud es grande y los lugares de trabajo están localizados en zonas cercanas. El trabajo manual es más económico cuando el área es pequeña y los lugares están dispersos.
- Condiciones del terreno aledaño.- Los materiales rociados pueden desparramarse y contaminar las cosechas, casas y estructuras. Por lo tanto, debe tenerse en cuenta con anticipación el desparramo y la contaminación.
- Condiciones del suelo.- Debe verificarse si el suelo es fácilmente erosionable, como suelo arenoso; si ocurre expansión por congelamiento como cenizas volcánicas, si es difícil el crecimiento de raíces de plantas, como en suelo solidificado.
- Condiciones del clima.- La temperatura anual promedio debe encontrarse, para determinar que tipo de plantas crecerán y la temperatura diaria promedio, para determinar que estación es

adecuada para ejecutar el trabajo. La dirección del talud y el grado de luz deben encontrarse, ya que ayudan a seleccionar la tolerancia a la sombra del césped. Debe examinarse el clima durante el programa de trabajo y la posible ocurrencia de lluvia fuerte. Deben planearse el trabajo y los métodos de curado.

- Otros.- Deben tomarse en cuenta el grado de dificultad para conseguir los materiales locales (tierra y agua), su calidad y las condiciones de las carreteras de acceso par traer la maquinaria y los materiales.

(c) Precauciones para el diseño y ejecución de trabajos de sembrado

- Dureza del suelo.- Si el suelo es muy duro, las raíces no son capaces de penetrar al suelo, aun cuando la germinación haya comenzado. En este caso el sembrío puede crecer por encima del terreno y caer debido a expansión por congelamiento o morir debido al secado.
- La estación de ejecución del trabajo gobierna en muchos casos el éxito del trabajo de sembrío. Por lo que se debe hacerse todo el esfuerzo para seleccionarse la estación optima adecuada al crecimiento de las plantas.
- La mejora del suelo es necesaria cuando el suelo no es adecuado física o químicamente a las plantas.
- En regiones frías donde la vegetación será considerablemente desnuda debido a expansiones por congelamiento. El trabajo de sembrado que debe emplearse será: paquetes de semilla, sembrado en huecos y rociado de semilla y barro. En este caso los huecos del sembrado en huecos deben ser más profundos que lo normal.

C. PROTECCION DE TALUDES CON ESTRUCTURAS

Los trabajos de protección de taludes con estructuras se ejecutan para proteger los taludes no adecuados a la vegetación, los taludes cuya estabilización a largo plazo con vegetación es incierta, o los taludes que pueden causar fallas, caídas de roca o expansión por congelamiento. Aunque los muros de contención, pilotes y anclajes son capaces de resistir la presión de tierra, otros trabajos de protección con estructuras se emplean principalmente como cobertura, siendo incapaces de resistir la presión de tierra.

(a) *Revestimiento con piedras y bloques*

Los revestimientos con piedras y bloques se emplean principalmente para prevenir la erosión e imtemperismo de los taludes. Se emplean en sedimentos no cohesivos, lodolita o arcilla fácilmente colapsable, con una relación de talud menor de 1:1.0.

Por otro lado, estos trabajos se emplean como muros de contención cuando la relación de talud es mayor de 1:1 y se denominan muros de contención de albañilería de piedra y de bloques. Adicionalmente, se emplean para ganar terreno haciendo la inclinación del talud más empinada que lo normal, para proteger los rellenos de puentes o presión de tierra de los estribos auxiliares. Los materiales para el revestimiento de piedras y bloques se determinan en función de la inclinación del talud y el uso; son usualmente como se muestran en la Tabla 1.5.

Cuando se ejecuta revestimiento con piedra o bloques, se debe construir primero la cimentación. Las piedras deben fijarse con pasadores y el relleno debe hacerse rellenando cuidadosamente los espacios vacíos, sin dejar espacios vacíos cerca de la corona. La cimentación puede hacerse de bolonería, concreto, pilotes o cimiento tipo escalera. Las piedras se colocan según el método de albañilería sin regla. Se requieren juntas cada 10 a 20 mts para tomar los asentamientos diferenciales, si se emplea mortero de albañilería.

TABLA 1.5 RELACION DE TALUD Y LONGITUD CARA-PARTE POSTERIOR

Relación de Talud H/V	Protección de Talud ordinario		Protección en lugares especiales (relleno en puentes, frente de estribos, etc.)	
	Piedra	Bloque	Piedra	Bloque
1.0 a 1.2	35 a 25*	35	35	35
1.2 a 1.5	35 a 25*			25
1.5 a 1.8	–	–	–	18 a 14
1.8 a	–	–	–	Menor que 14

Asociación de Carreteras del Japón – CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"

Nota: Aplicado a taludes con menos de 5 m de altura

*:Se usan bolones para la longitud cara-posterior de 25 cm de revestimiento de piedra.

Se aplica cuando la altura es menor de 3 m.

(b) Revestimiento de concreto

Se usa cuando se considera que el armazón de bloques de concreto o rociado de mortero no son apropiados para el talud de basamento con muchas juntas o capa de cono de talús suelto.

En el caso de taludes grandes o empinados, es deseable reforzar el concreto con barras o malla de alambre e instalar piernas no-deslizantes o pernos de anclaje. Ver Figura 1.29.

Generalmente se emplea revestimiento de concreto simple para una relación de talud de 1:1 y concreto armado para una relación de talud de 1:0.5. El revestimiento de concreto simple requiere un espesor de 20 cm. En principio los anclajes no deslizantes deben colocarse a una razón de un anclaje cada 1 a 2 mts. La profundidad de empotramiento debe ser de 1.5 a 2.0 veces el espesor del concreto.

Durante la ejecución del trabajo se requiere: evitar la infiltración del agua del terreno en el basamento, colocar el concreto en cada parte del talud, eliminar completamente el agua por medio de lloraderos y

empotrar apropiadamente el extremo superior del revestimiento en el terreno.

Si la cara del talud no esta bien preparada antes de colocar el concreto, se puede generar un vacío de aire entre el concreto y el terreno. El césped o árboles pueden germinar a través de las juntas en el futuro, resultando peligroso debido a que el agua de lluvia puede penetrar.

La porción de concreto por encima de la junta puede comenzar a deslizarse si se ejecuta una junta de construcción horizontal. Se deben realizar juntas de construcción normales a la cara del talud, o deben emplearse juntas medias de traslape (Ver Fig. 1.30). El espaciamiento estándar de juntas debe hacerse a cada 20 metros.

(c) *Armazón de bloques de concreto*

Se emplea en taludes cuya relación de talud sea menor que 1:0.8 y cuando la vegetación no es adecuada o la superficie puede colapsar aun cuando se ejecuta sembrado en taludes de corte con agua de manantial, en taludes grandes, o en taludes de relleno con inclinación más empinada que lo normal.

Es deseable instalar una estaca o perno de anclaje de acero de 50 a 100 cm de largo para fijar el armazón en cada intersección, llenar todo espacio interior con tierra de buena calidad y proteger la superficie con vegetación (ver Fig. 1.31).

Si se requieren efectos visuales, los taludes pueden verdearse mediante el llenado de semilla y suelo fértil entre la bolonería, por rociado de semilla y barro o con sacos llenos de vegetación.

Cuando se ejecuta este trabajo, la cara del talud debe tener un acabado liso, los integrantes del armazón deben fijarse al talud y deben ensamblarse de modo que no se deslicen. Existen formas acabadas cuadrada y circular para armazones de bloques de concreto. Los alambres de cada elemento se amarran a estacas o pernos de anclaje hincados en las intersecciones de los elementos y cada hueco es llenado con mortero para fijarlos.

Cuando se lleve a cabo el armazón con revestimiento de bolonería seca dentro del pórtico en taludes hechos de arena no-cohesiva o en taludes con agua de infiltración, se recomienda instalar los pórticos después de prevenir que el sedimento corra del talud por medio de drenes llenos de piedras en la forma de ramas de árbol, a lo largo de la cara del talud o por esteras permeables al agua.

Se necesita compactación completa cuando se llena el suelo, para prevenir que este se caiga debido a lluvia después del trabajo.

(d) Armazón de concreto vaciado in-situ

Se utiliza cuando la estabilidad a largo plazo del talud es dudosa, o cuando el armazón de bloque de concreto puede colapsar en un talud hecho en roca intemperizada con agua de infiltración, o en un talud grande.

Los pórticos son hechos de concreto reforzado vaciado in-situ y los espacios interiores de los pórticos se llenan con bolonerías y protegen con revestimiento de piedra, revestimientos de bloques, revestimiento de concreto, rociado de mortero o sembrado, dependiendo de las condiciones(ver Fig. 1.32).

Cada intersección del armazón debe anclarse con estacas o acero pretensado para el fijado, dependiendo de las condiciones del talud. El pórtico puede ser parcialmente empotrado o tendido en el talud.

(e) Rociado de mortero y concreto

Esto se emplea en roca fácilmente meteorizable y roca aparentemente meteorizada y desnudada, aun cuando no existe agua de infiltración en el talud y no exista peligro en el momento, así como en lodolita no adecuada a la vegetación (ver Fig. 1.33).

El espesor normal de rociado es de 8 a 10 cm de mortero y 10 a 20 cm de concreto. Debe indicarse que el rociado de mortero no se considera estructura permanente.

Antes de aplicar el rociado se requiere colocar la malla de alambre sobre la cara del talud y anclarla. Se usa malla de alambre tipo diamante cuando el talud es irregular y malla de alambre soldada cuando la cara del talud es solo ligeramente irregular. El numero normal de anclajes es de 1 a 2 cada metro cuadrado. Antes de aplicarse el rociado, deben removerse el polvo y los bloques en la cara del talud mediante el rociado de agua o aire comprimido a alta presión, luego debe colocarse la malla de alambre.

Puede ejecutarse el método de rociado seco o húmedo, siendo el método húmedo más común. En el métodos seco, el agua y los otros materiales se conducen separadamente con aire comprimido a través de mangueras diferentes y luego se rocían del mismo pitón. En el método húmedo todos los materiales, incluyendo el agua, se mezclan juntos en un mezclador, se conducen a un pitón con aire comprimido y luego se rocían desde el pitón. El rociado deberá ejecutarse normalmente de arriba hacia abajo, debiendo repetirse donde el espesor de rociado es grande y donde el mortero puede derramarse. La punta del pitón debe mantenerse perpendicular a la cara del talud a ser rociado y debe moverse lentamente mientras se aplica el rociado.

El tiempo de fraguado puede reducirse mediante un aditivo acelerador de fragua. Estos están disponibles en la forma de polvo o liquido. Una cantidad apropiada del aditivo es de 3% y de 2 a 4% del peso de cemento para el polvo y liquido, respectivamente.

(f) *Trabajos de encestado*

Cuando se estabiliza el talud con vegetación, la cara del talud puede erosionarse algunas veces debido al suelo, la estación, el clima, el gradiente del talud y otras condiciones, antes que las plantas crezcan completamente. Los trabajos de encestado se realizan para prevenir la escorrentía de sedimentos de la cara del talud, hasta que las plantas crezcan completamente. Se hincan estacas de madera en la cara del talud y luego se teje bambú o malla hecha de materiales macromoleculares a las estacas, para retener la tierra (ver Fig. 1.34)

Las estacas de madera tienen una longitud de 80 a 150 cm y un diámetro de 9 a 15 cm. Se hincan en intervalos de 50 a 90 cm, con un espaciamiento del entramado de 1.5 a 3.0 metros. Cuando se instalan los trabajos de encestado en taludes de relleno, después que se compacta la tierra para formar una sección predeterminada, se ejecutan banquetas de corte comenzando desde abajo, se instala el encestado y luego la tierra se rellena y se compacta con un martillo. Las estacas deben hincarse entre la línea vertical y la línea media de la línea vertical y la línea normal a la superficie del talud.

(g) Anclajes en taludes

Los trabajos de anclaje se realizan en taludes donde existen juntas o grietas en el afloramiento rocoso del talud de rocas duras o blandas, y es posible que el talud colapse o se caiga. Los trabajos de anclaje en el talud previenen el colapso y la separación de la roca basal, ajustando directamente la roca inestable.

Los trabajos de anclaje en taludes se utilizan para aumentar la estabilidad de otros trabajos, tales como armazones de concreto vaciado in-situ, pilotes, concreto lanzado y muros de contención (ver Fig. 1.35).

Como se muestra en la Fig. 1.35, cada anclaje tiene tres partes: la parte principal de anclaje, el miembro en tensión y el cabezal del anclaje. Los anclajes pueden dividirse en tres clases, dependiendo del método de anclaje de la parte principal de anclaje a la roca basal (ver Fig. 1.36).

1.- Anclaje tipo friccionante: Este tipo transfiere la fuerza de jalado del anclaje a la roca basal, por medio de la roca friccionante entre la roca basal y la periferie de la parte principal del anclaje.

2.- Anclaje tipo portante: Una parte o la mayor parte principal del anclaje se agranda y la fuerza de jalado del anclaje es resistida por la presión de tierra pasiva de la parte principal del anclaje.

3.- Anclaje tipo combinación: Es una combinación de los tipos 1 y 2.

La construcción básica y las partes del tipo de anclaje de fricción más común se presenta en la Fig. 1.37. Las barras de acero, los cables y alambres de acero que se usan en concreto pretensado, se emplean para reducir la relajación de los materiales de acero debido a la alta tensión que actúa en los miembros de anclaje.

(h) Contención del talud con gaviones

Se emplean gaviones cuando existe agua en un talud y es posible que el sedimento fluya como escorrentía; cuando una parte colapsada se va a rehabilitar y en donde la cara del talud puede caerse debido a la expansión por congelamiento.

Existen gaviones cilíndricos ordinarios de alambre y gaviones con estera. Los cilindros ordinarios se emplean mayormente para la remoción del agua en la capa superficial del talud, para drenar el agua superficial y para prevenir la expansión por congelamiento.

Los gaviones con estera se emplean en trabajos de rehabilitación después que ocurren fallas en zonas de deslizamientos y en lugares donde existe agua de manantial. En muchos casos (ver Fig. 1.38) se emplean en trabajos de retención en vez de taludes.

El agua colectada por los gaviones debe drenarse rápidamente cuando existe mucho agua de manantial. El área que rodea los gaviones debe protegerse con grava, si estos pueden obstruirse con la escorrentía de sedimentos del talud.

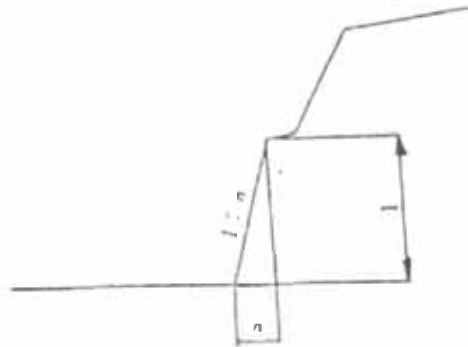


FIG. 1.1 GRADIENTE DEL TALUD DE CORTE.

Asociación de Carreteras del Japón – CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"

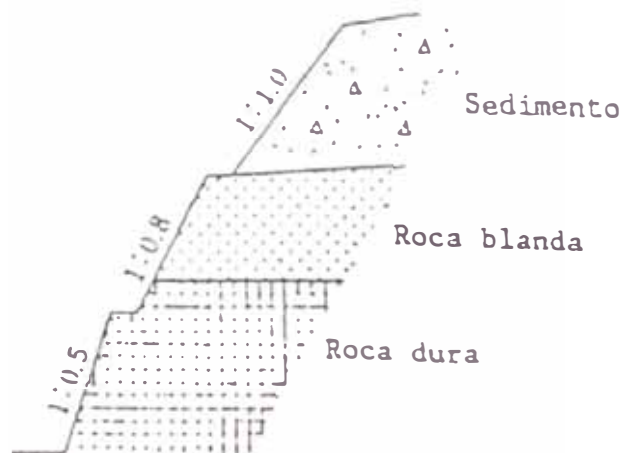


FIG. 1.2 CONDICIONES DEL TERRENO Y FORMAS DE TALUDES.

Asociación de Carreteras del Japón – CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"

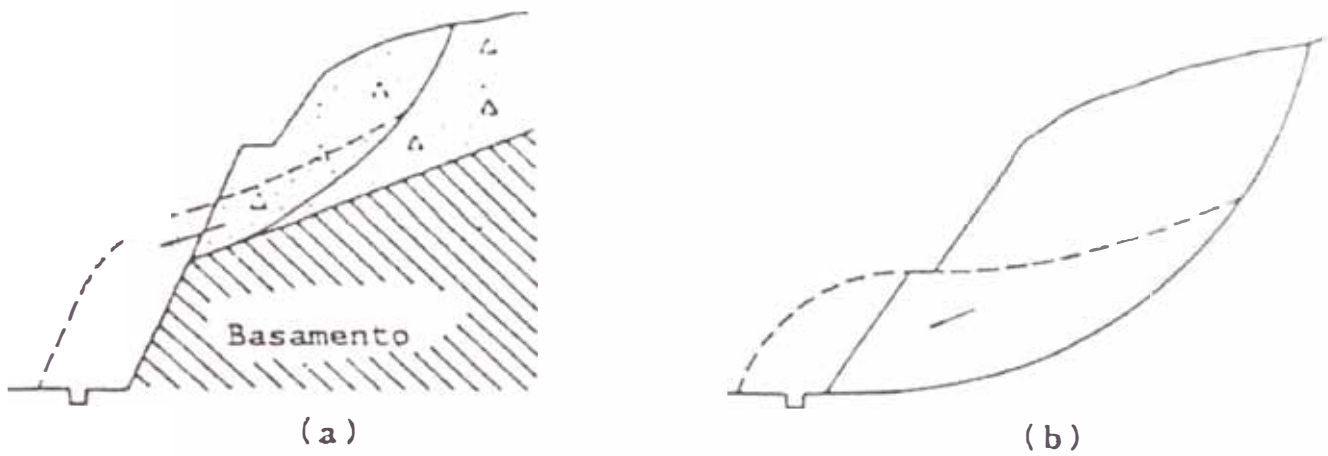


FIG. 1.3 DIAGRAMA ESQUEMATICO DE FALLA DE TALUD.

Asociación de Carreteras del Japón – CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"

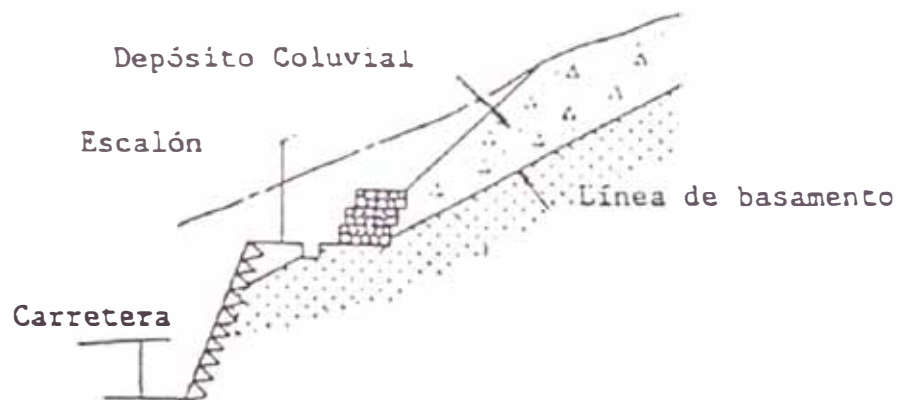


FIG. 1.4 MEDIDAS CONTRA FALLAS.

Asociación de Carreteras del Japón – CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"

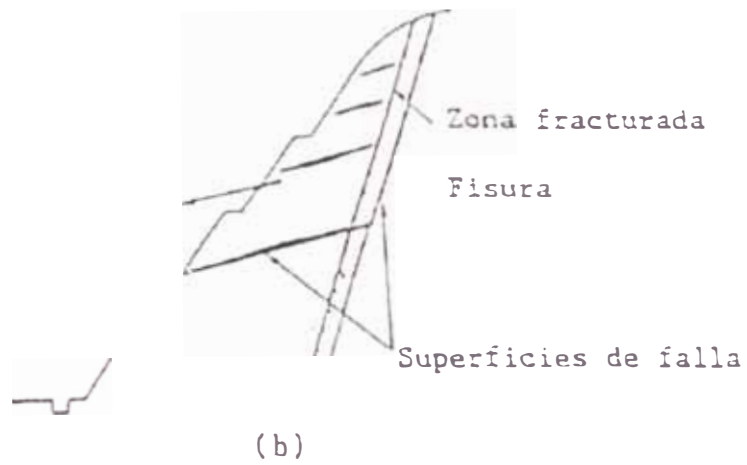
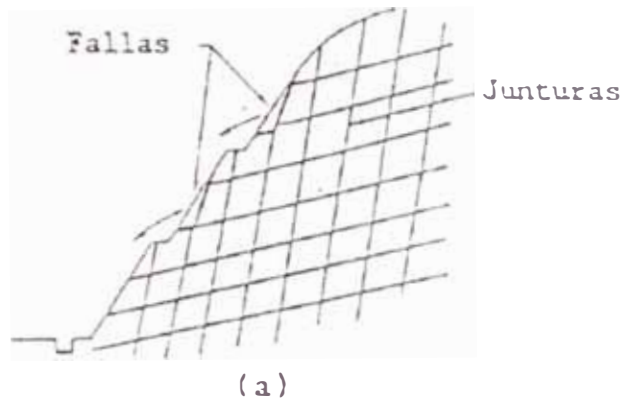


FIG. 1.5 DIAGRAMA ESQUEMATICO DE FALLAS DE TALUD.

Asociación de Carreteras del Japón – CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"

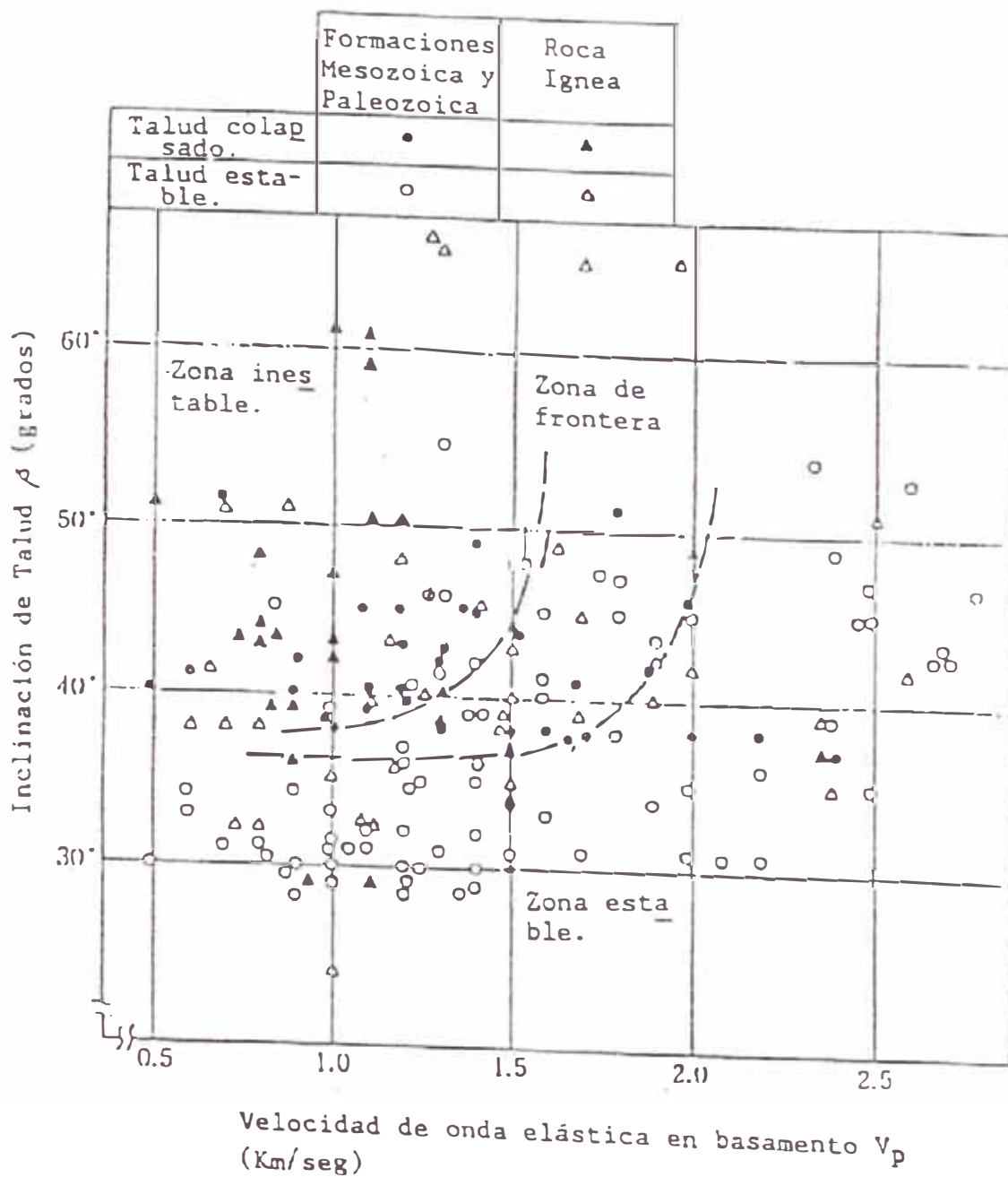


FIG. 1.6 VELOCIDAD DE ONDA ELASTICA EN BASAMENTO V.S. INCLINACIÓN DE TALUD Y ESTABILIDAD.

Asociación de Carreteras del Japón - CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"

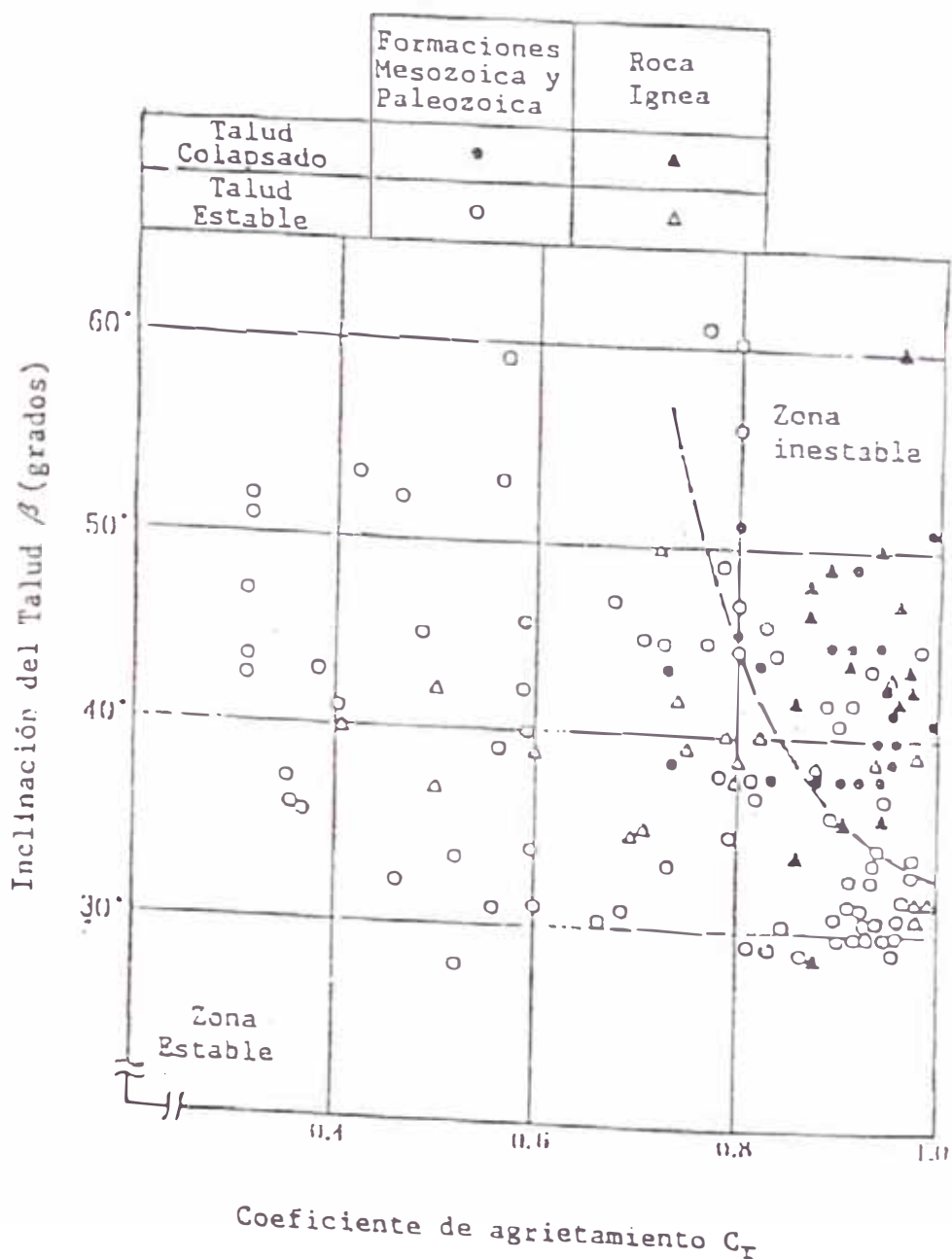


FIG. 1.7 COEFICIENTE DE AGRIETAMIENTO, INCLINACIÓN DE TALUD Y ESTABILIDAD.

Asociación de Carreteras del Japón – CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"

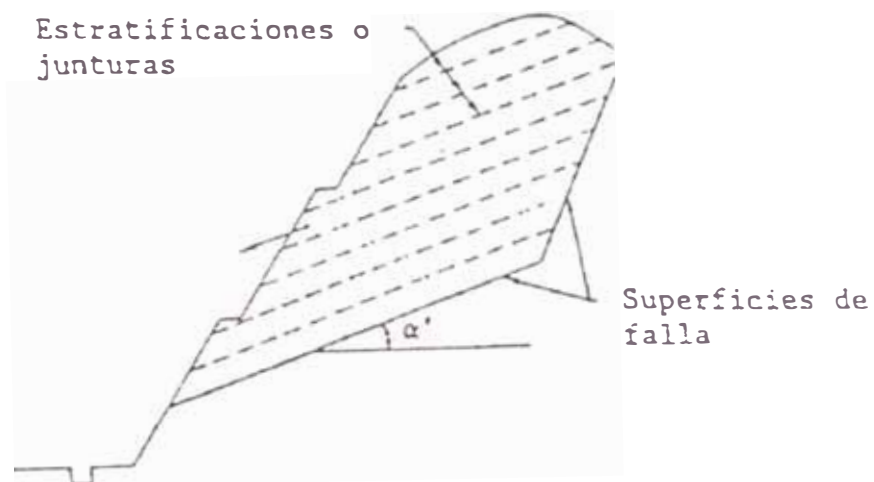


FIG. 1.8 DIAGRAMA ESQUEMATICO DE FALLA.

Asociación de Carreteras del Japón – CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"

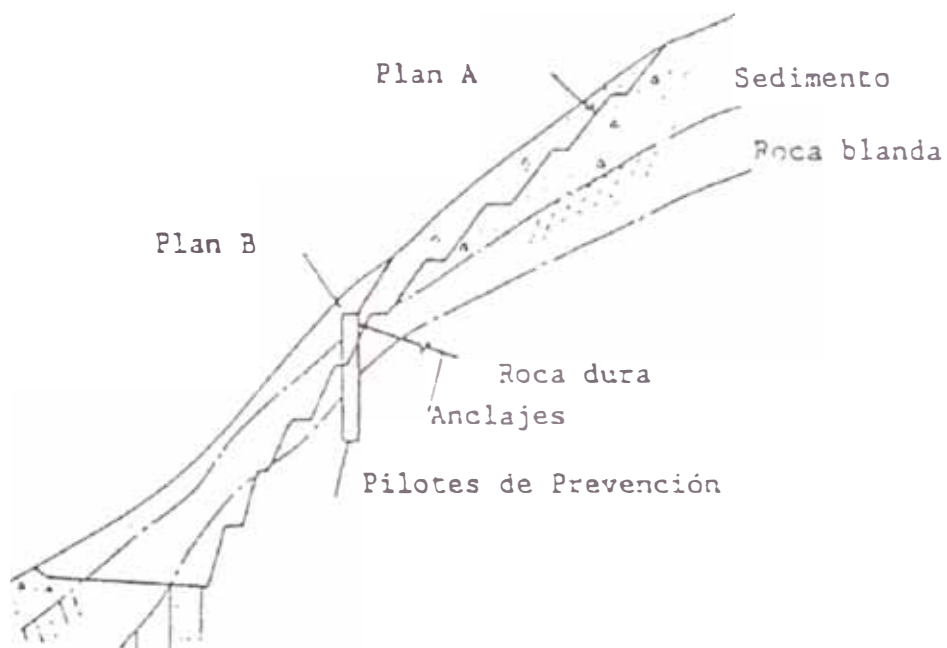


FIG. 1.9 CORTES EN UN TALUD NATURAL EMPINADO.

Asociación de Carreteras del Japón – CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"



FIG. 1.10 ESTACAS DE ACABADO PARA TALUDES DE CORTE.
Asociación de Carreteras del Japón – CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"

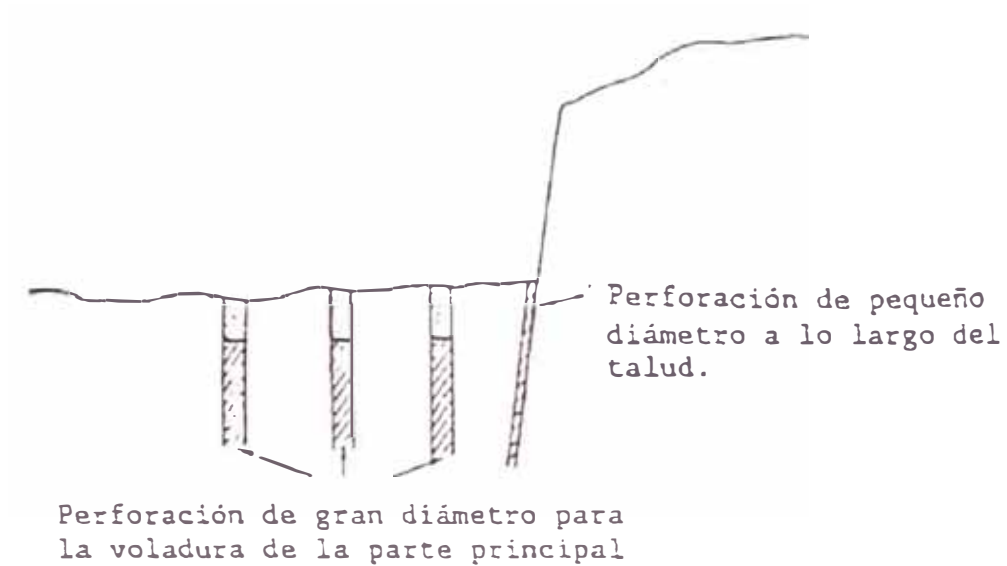


FIG. 1.11 METODO DE VOLADURA PARA DAR ACABADO
SIMULTANEO AL TALUD.

Asociación de Carreteras del Japón – CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"

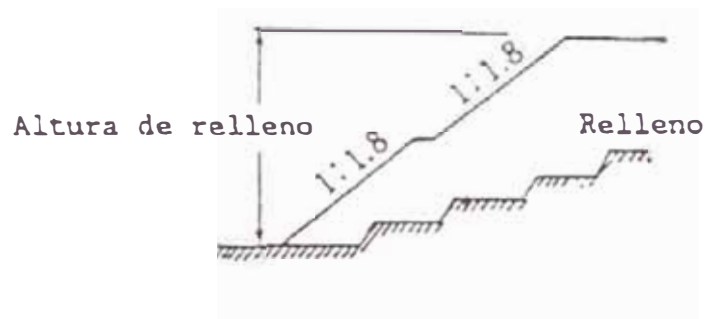


FIG. 1.12 MEDICIÓN DE ALTURA DE RELLENO.

Asociación de Carreteras del Japón – CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"



FIG. 1.13 COBERTURA PARA TALUDES DE RELLENO.

Asociación de Carreteras del Japón – CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"

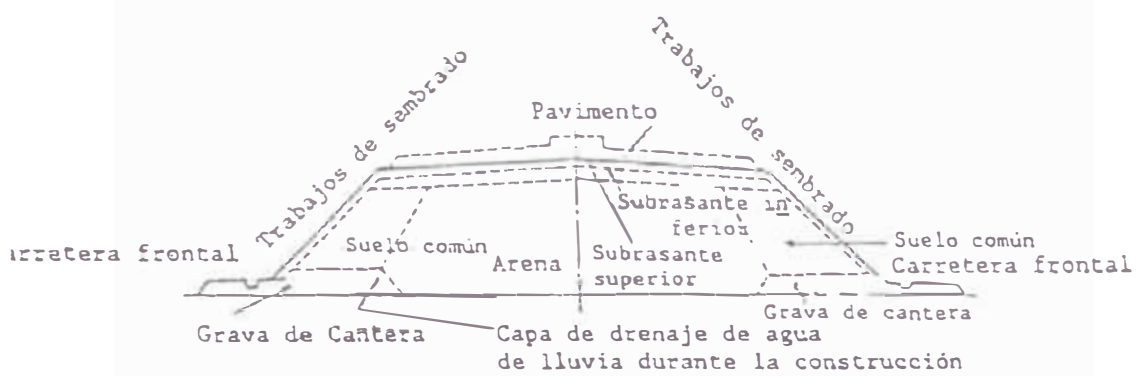


FIG. 1.14 UN EJEMPLO DE RELLENO USANDO ARENA MAL GRADUADA.

Asociación de Carreteras del Japón – CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"

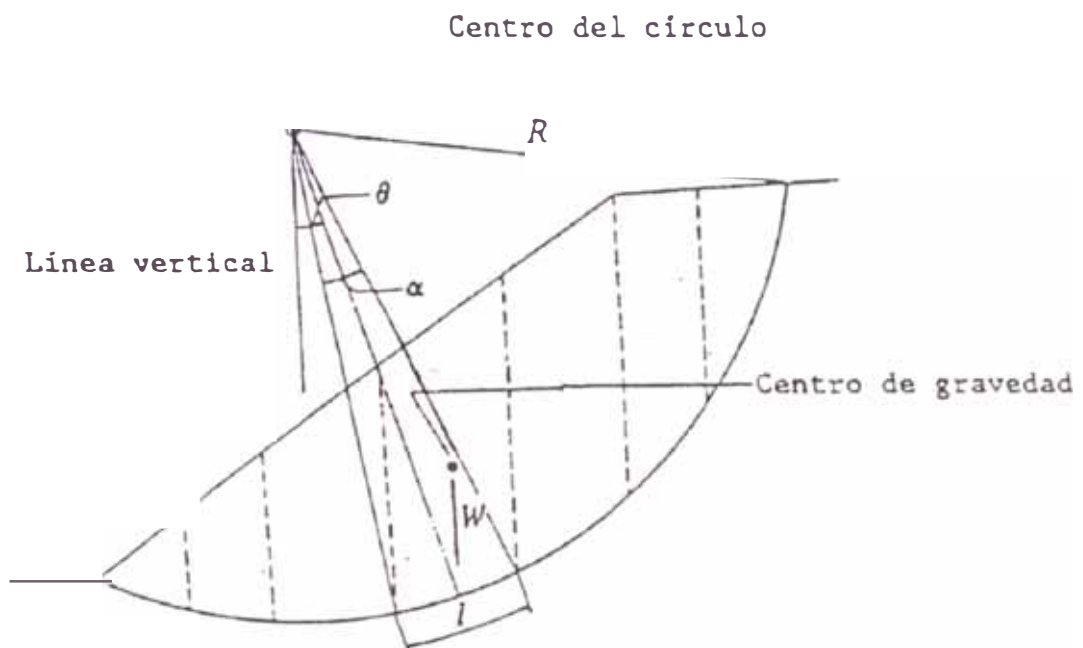


FIG. 1.15 CALCULO DE LA ESTABILIZACIÓN DE SUPERFICIE DE DESLIZAMIENTO CIRCULAR.

Asociación de Carreteras del Japón – CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"



FIG. 1.16 UN EJEMPLO DE RESULTADOS DE ENSAYO DE CORTE TRIAXIAL NO-DRENADO DE SUELO PARCIALMENTE SATURADO FINO Y PARÁMETROS DE RESISTENCIA CORTANTE DE DISEÑO C_u Y ϕ_u .

Asociación de Carreteras del Japón – CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"

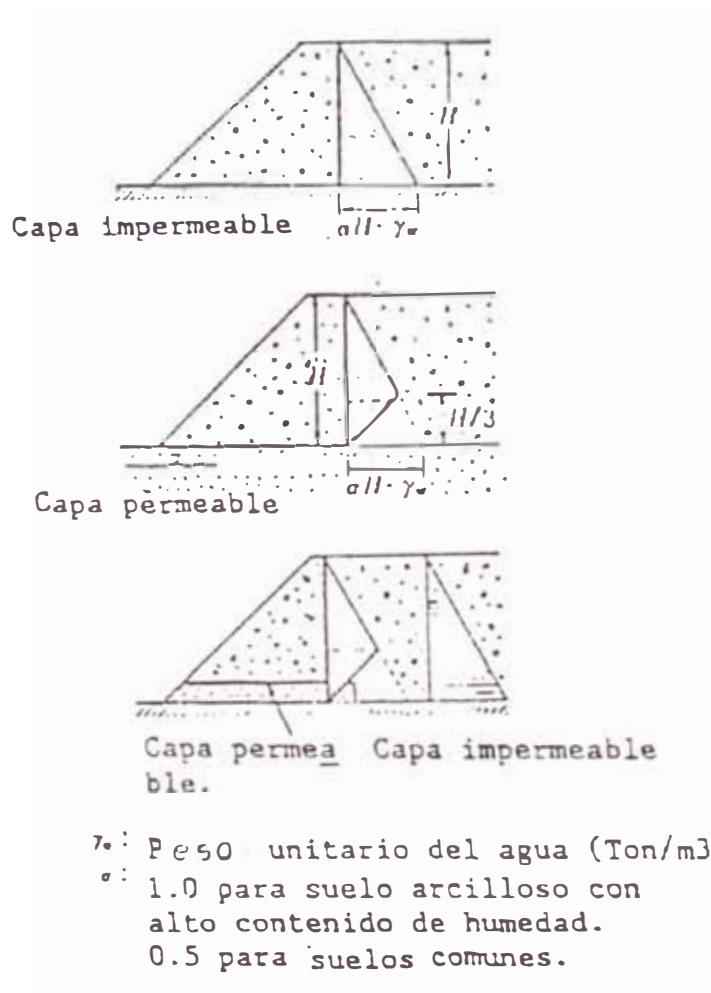


FIG. 1.17 PRESION DE POROS ASUMIDA DEBIDO A CARGA DE RELLENO.

Asociación de Carreteras del Japón – CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"

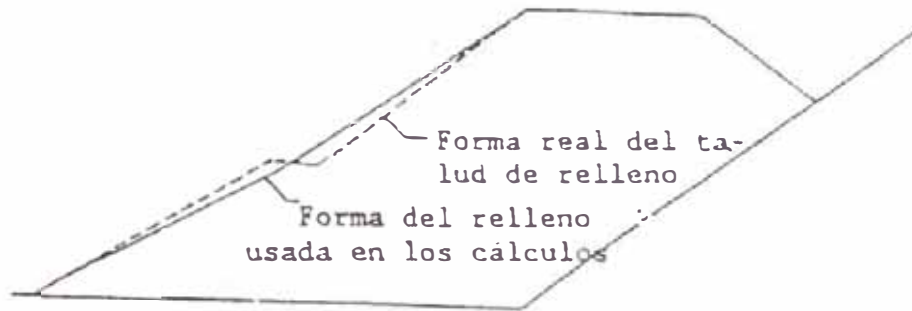


FIG. 1.18 SIMPLIFICACION DEL TALUD DE RELLENO PARA EL CALCULO DE ESTABILIDAD.

Asociación de Carreteras del Japón – CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"

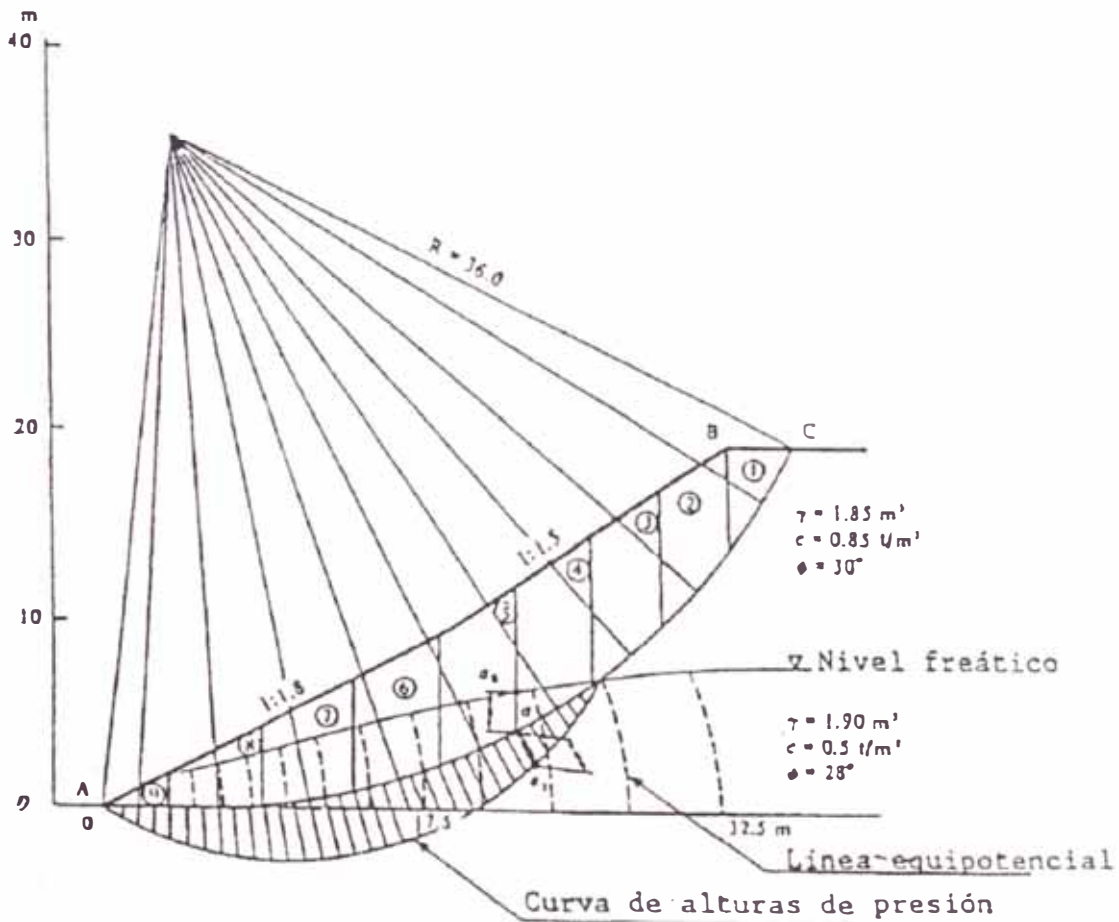


FIG. 1.19 UN EJEMPLO DE CALCULO DE ESTABILIDAD.

Asociación de Carreteras del Japón – CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"

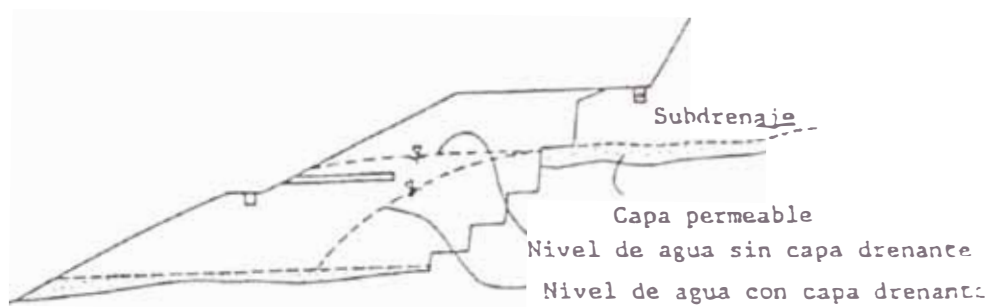


FIG. 1.20 OBRAS DE DRENAJE Y CAPA DRENANTE PARA EL RELLENO EN TERRENO INCLINADO.

Asociación de Carreteras del Japón – CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"

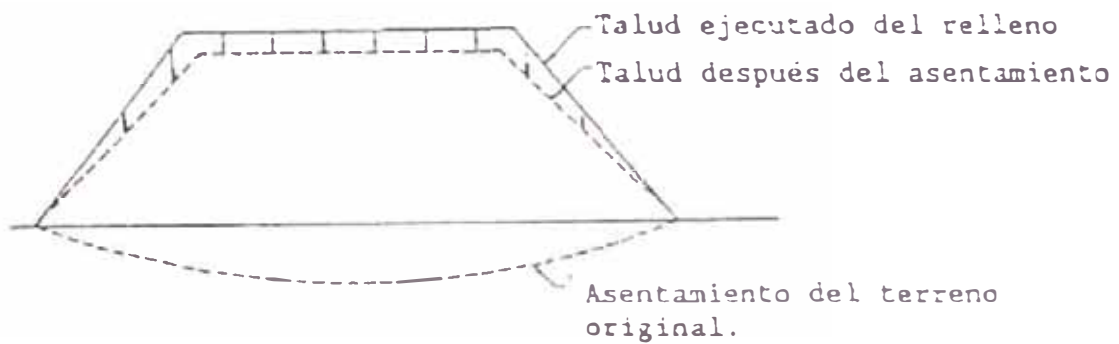
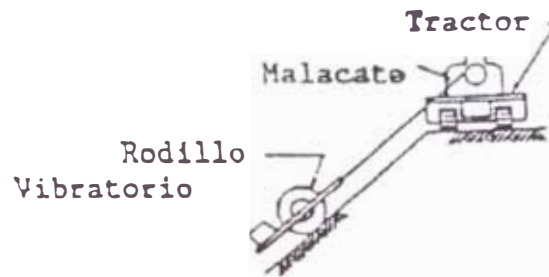
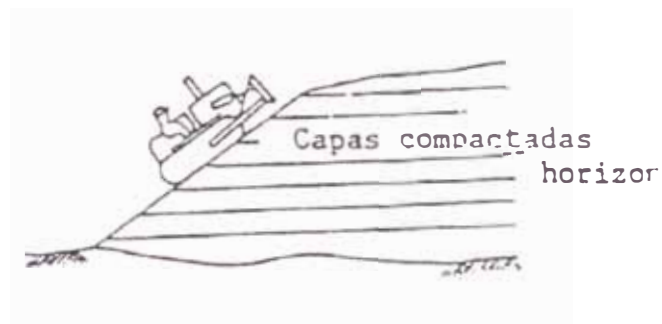


FIG. 1.21 DIAGRAMA ESQUEMATICO DE RELLENO EN TERRENO BLANDO.

Asociación de Carreteras del Japón – CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"



(a)



(b)

FIG. 1.22 COMPACTACION POR RODILLO VIBRATORIO Y TRACTOR.

Asociación de Carreteras del Japón – CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"

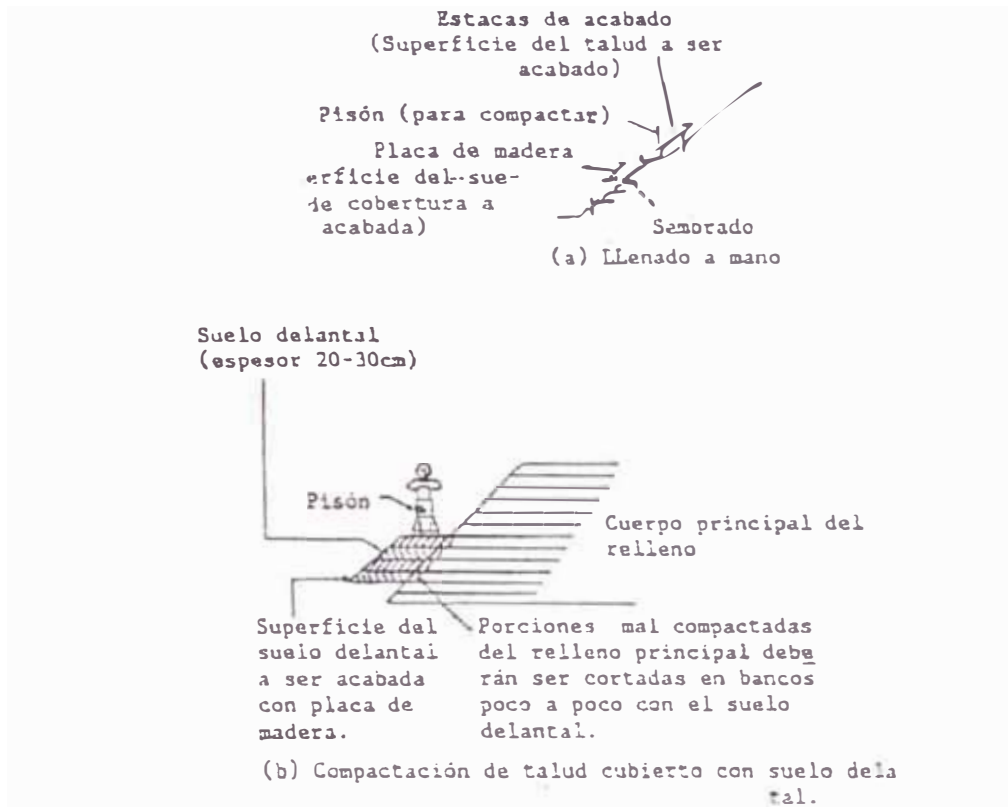


FIG. 1.23 COMPACTACION DE TALUD HECHO CON SUELO GRANULAR GRUESO.

Asociación de Carreteras del Japón – CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"

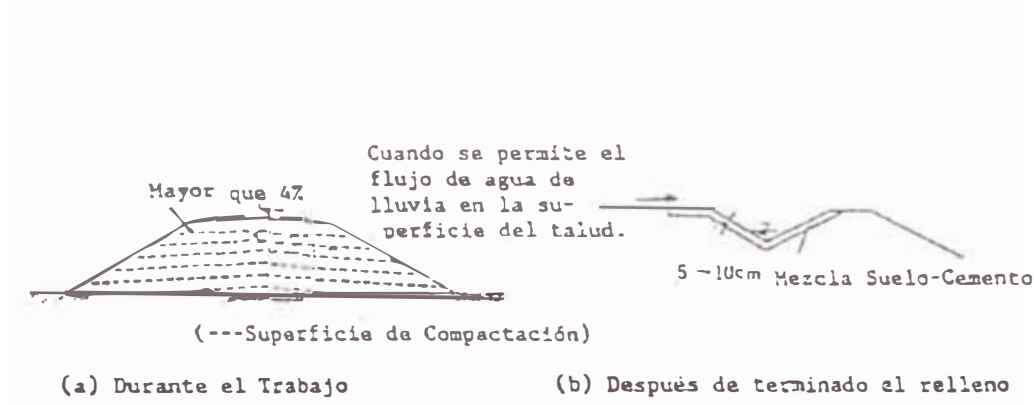


FIG. 1.24 DISTRIBUCION DEL AGUA SUPERFICIAL DURANTE EL TRABAJO.

Asociación de Carreteras del Japón – CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"

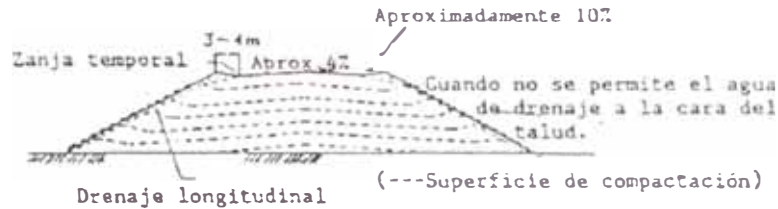


Fig. 1.25 Un Ejemplo de Drenaje Temporal en un Relleno hecho de Granito Descompuesto.

FIG. 1.25 UN EJEMPLO DE DRENAJE TEMPORAL EN UN RELLENO HECHO DE GRANITO DESCOMPUESTO.

Asociación de Carreteras del Japón – CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"

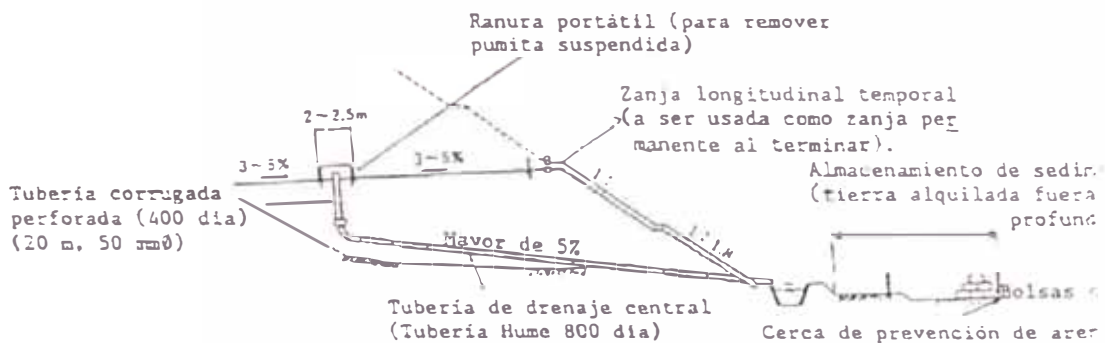


FIG. 1.26 UN EJEMPLO DE SISTEMA DE TUBERÍA DE DRENAJE CENTRAL EN TALUD DE RELLENO DE SHIRAZU EN CONSTRUCCIÓN.

Asociación de Carreteras del Japón – CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"

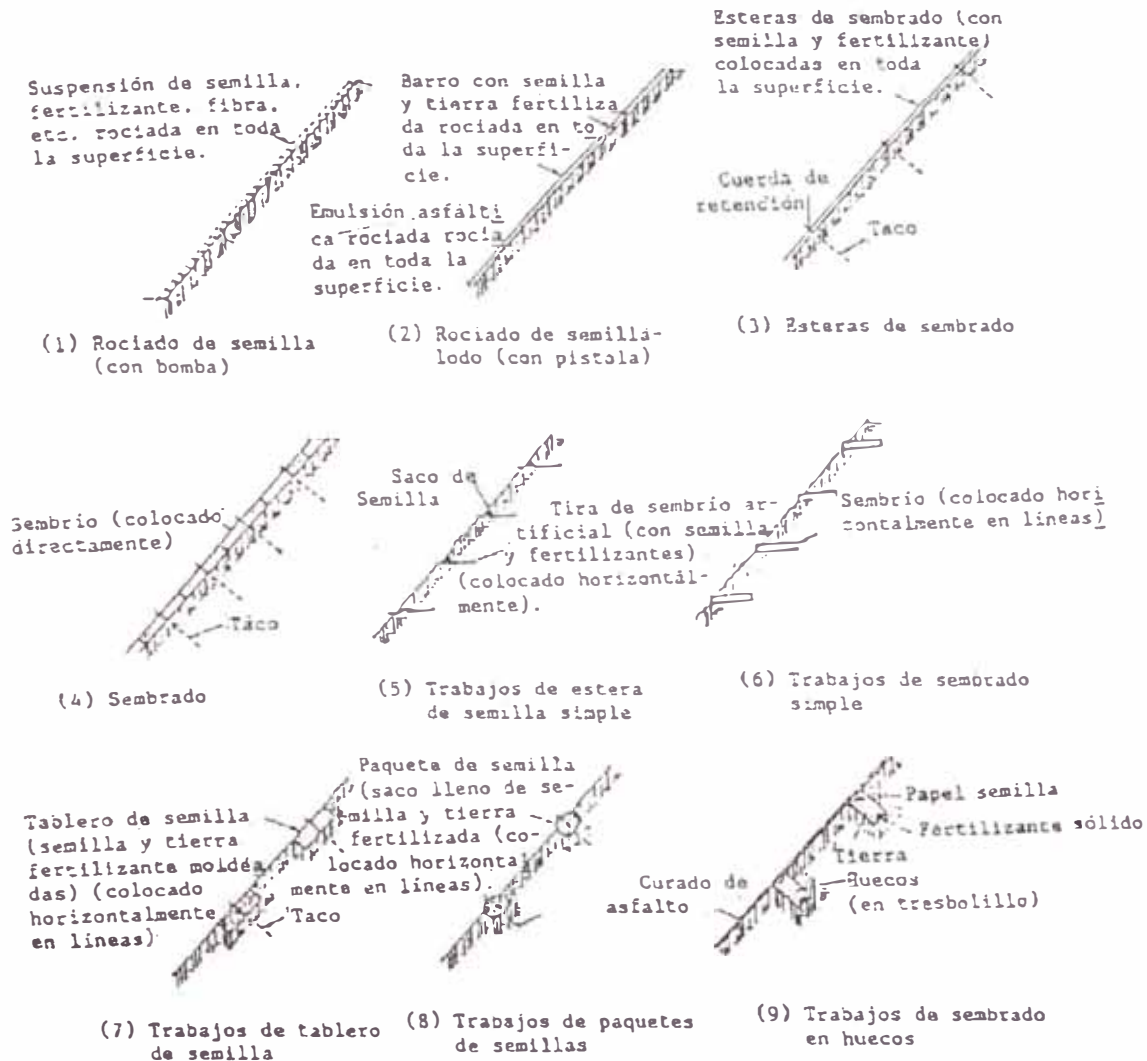


FIG. 1.27 DIBUJO ESQUEMATICO DE VARIAS CLASES DE TRABAJOS DE SEMBRADO.

Asociación de Carreteras del Japón – CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"

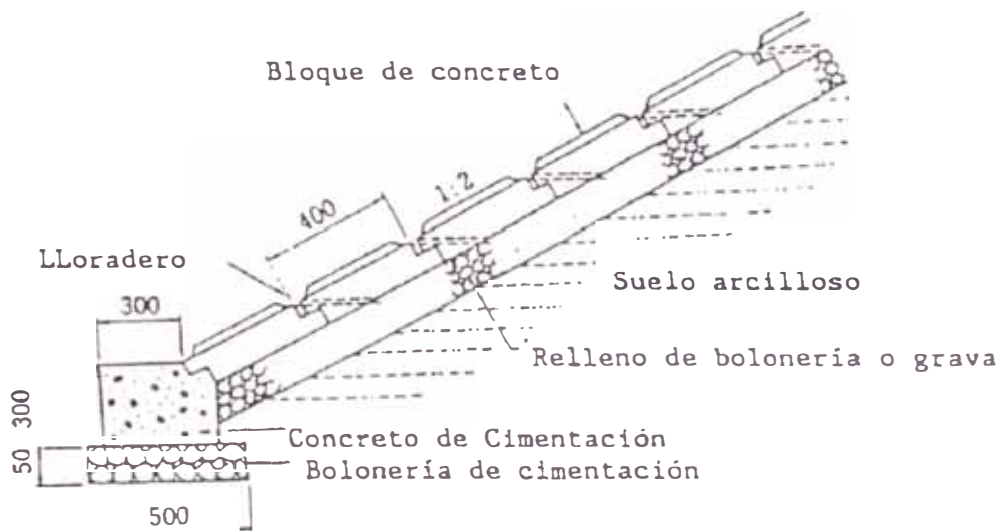


FIG. 1.28 UN EJEMPLO DE REVESTIMIENTO DE BLOQUES

(Unidad:mm)

Asociación de Carreteras del Japón – CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"

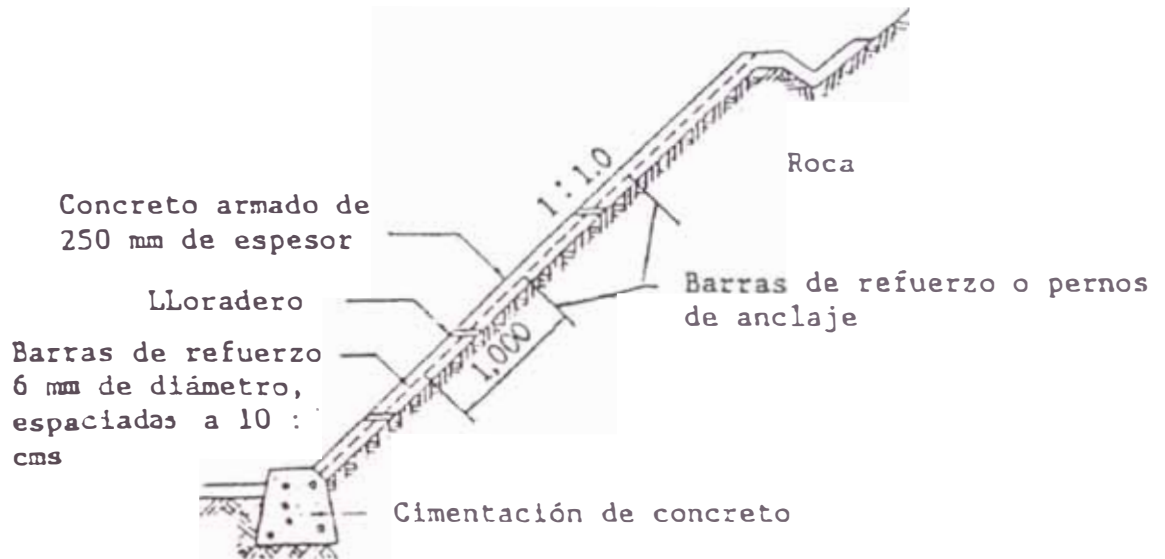


FIG. 1.29 UN EJEMPLO DE REVESTIMIENTO DE CONCRETO
(Unidad: mm)

Asociación de Carreteras del Japón – CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"

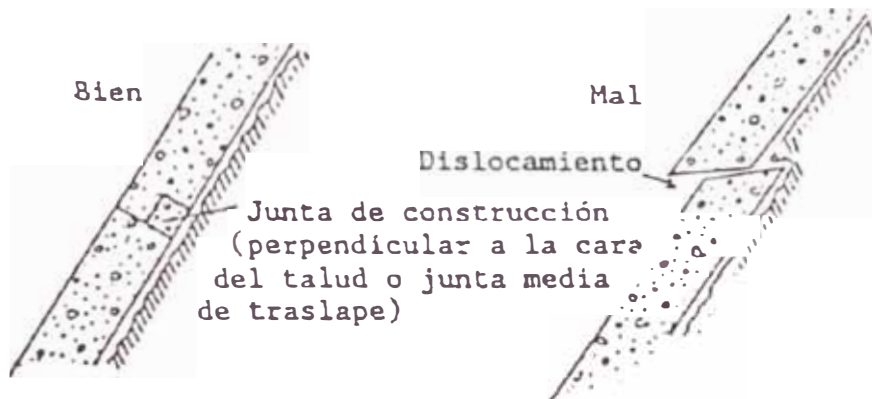


FIG. 1.30 JUNTA DE CONSTRUCCIÓN DE REVESTIMIENTO DE
CONCRETO

Asociación de Carreteras del Japón – CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"

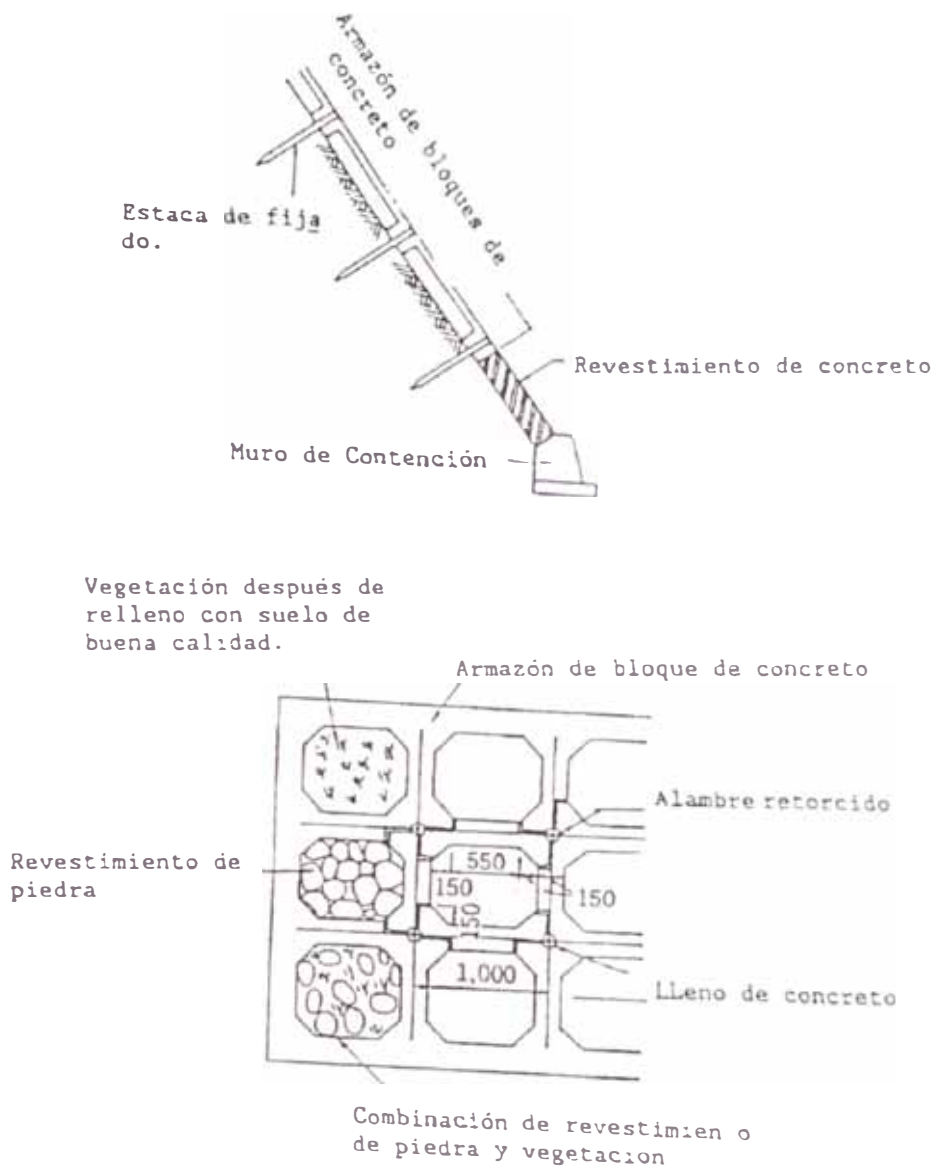


FIG. 1.31 UN EJEMPLO DE ARMAZON DE BLOQUES DE CONCRETO (Unidad: mm)

Asociación de Carreteras del Japón – CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"

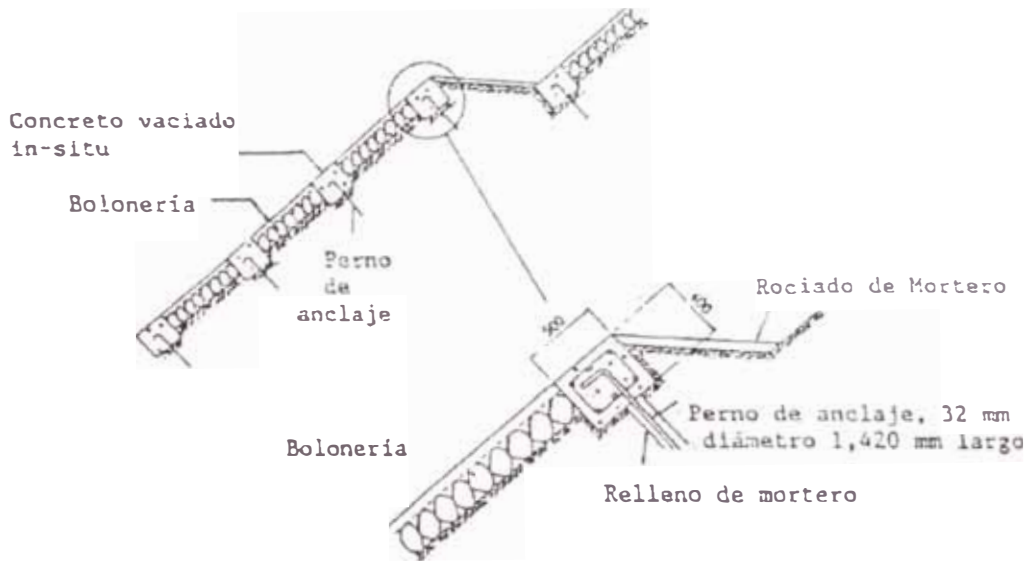
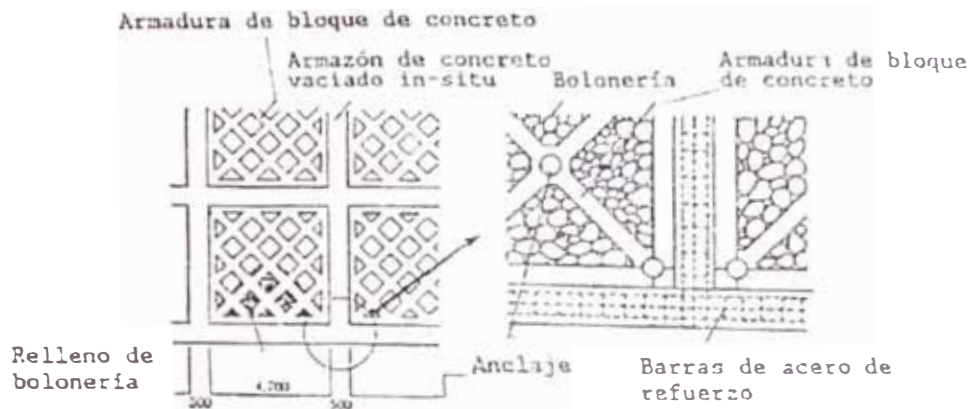


FIG. 1.32 UN EJEMPLO DE ARMAZON DE CONCRETO VACIADO IN-SITU (Unidad: mm)

Asociación de Carreteras del Japón – CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"

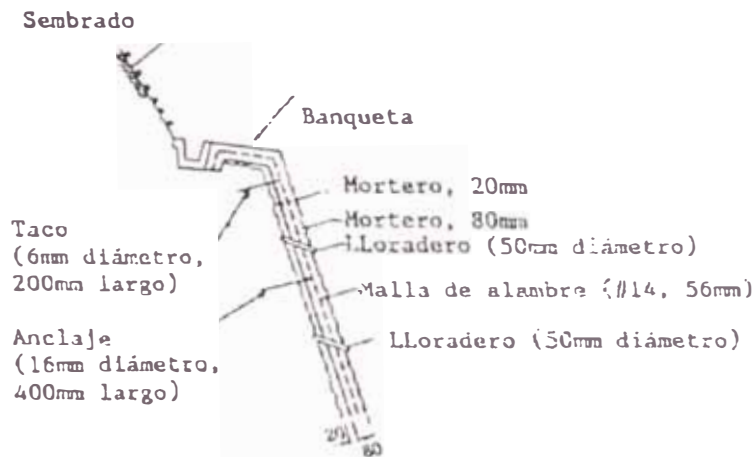


FIG. 1.33 UN EJEMPLO DE ROCIADO DE MORTERO (Unidad: mm)

Asociación de Carreteras del Japón – CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"

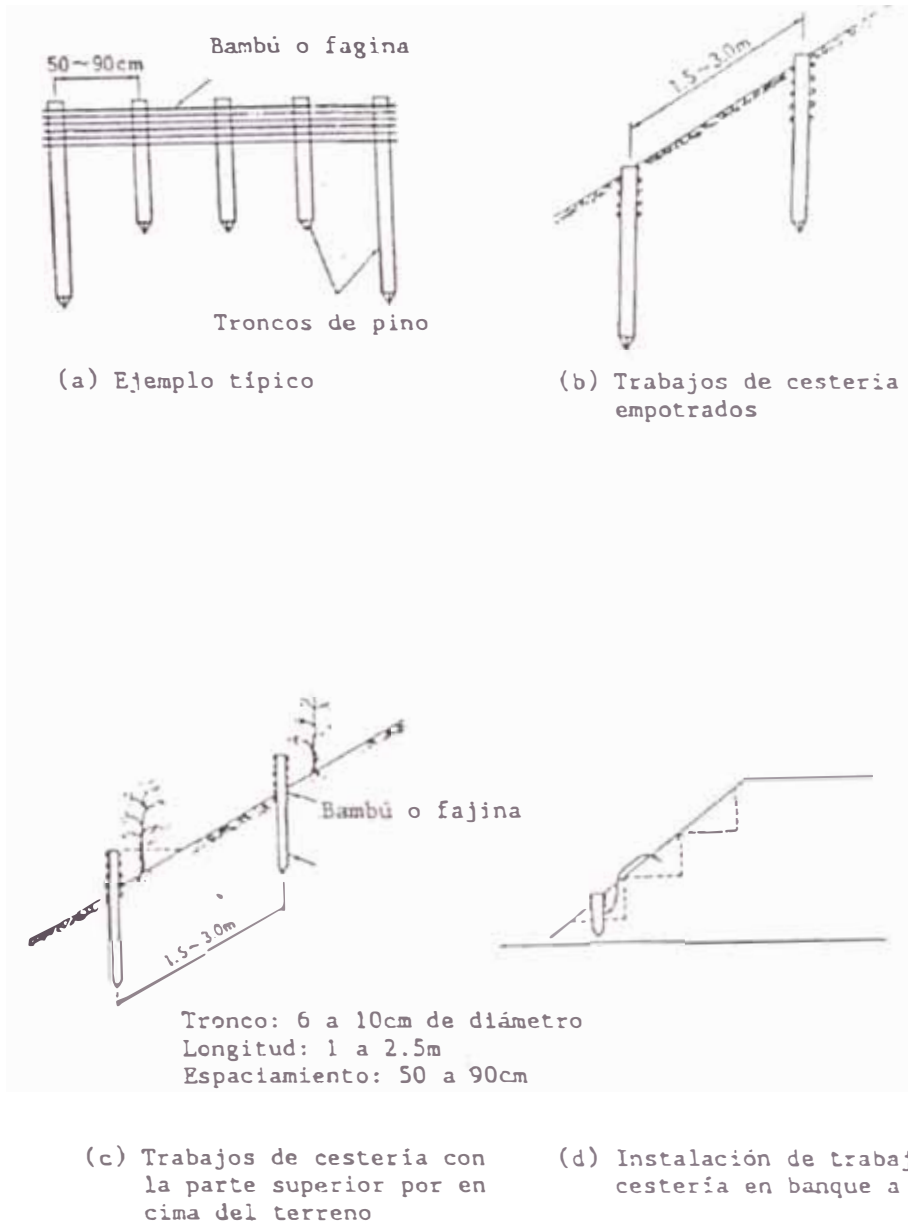


FIG. 1.34 UN EJEMPLO DE TRABAJOS DE CESTERIA.

Asociación de Carreteras del Japón – CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"

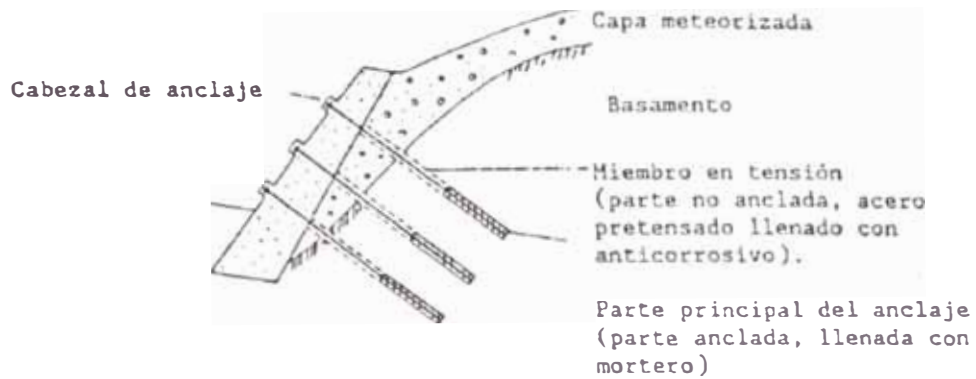


FIG. 1.35 UN EJEMPLO DE TRABAJO DE TALUD CON ANCLAJE (REFUERZO DEL MURO DE CONTENCIÓN).

Asociación de Carreteras del Japón – CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"

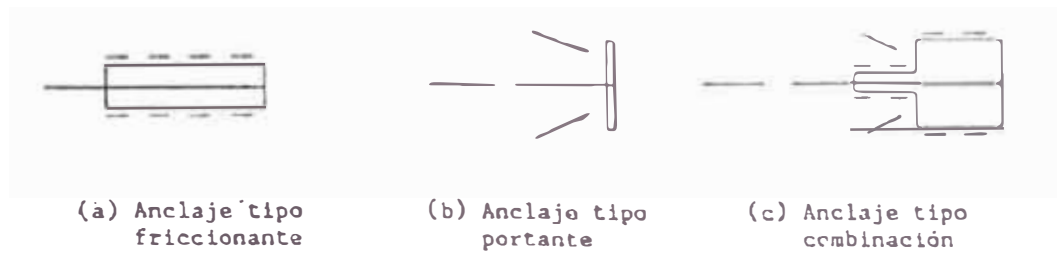


FIG. 1.36 CLASIFICACION DE LOS ANCLAJES SEGÚN LA PARTE PRINCIPAL DEL ANCLAJE.

Asociación de Carreteras del Japón – CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"

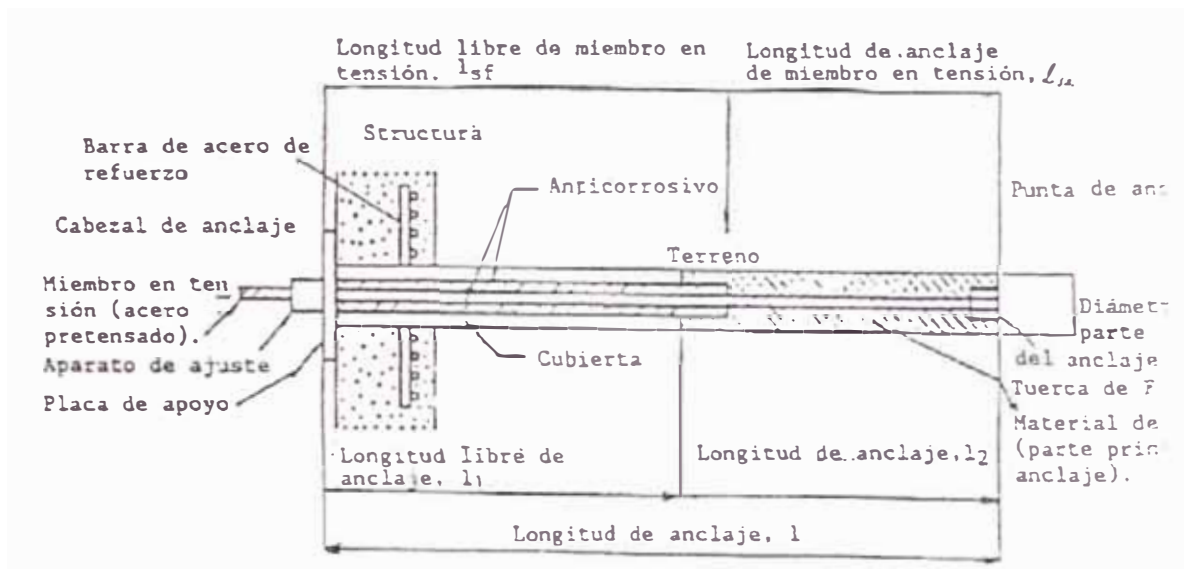
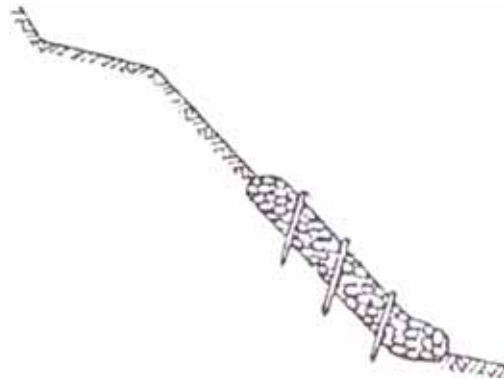
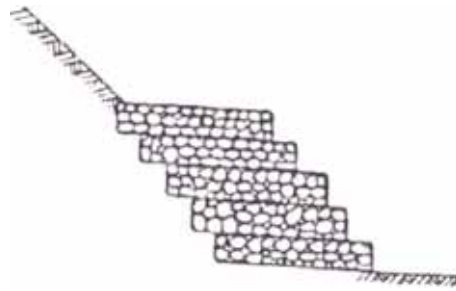


FIG. 1.37 CONSTRUCCION BASICA Y PARTES DE ANCLAJE

Asociación de Carreteras del Japón – CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"



(a) Gabiones cilíndricos ordinarios



(b) Gabiones en estera

FIG. 1.38 UN EJEMPLO DE GABIONES EN EL TALUD.

Asociación de Carreteras del Japón – CISMID (1984), "Manual de protección de taludes"

CAPITULO 2

**CONFINAMIENTO CELULAR PARA EL SISTEMA DE
SOPORTE DE CARGA**

2.1 INTRODUCCION

Los materiales conformados por agregados o suelos granulares, que se utilizan en la construcción de la base de una carretera o para las aplicaciones de soporte de carga, son inestables en comparación con otros materiales de construcción tales como el concreto reforzado o el acero. Esto se debe a que están constituidos por partículas individuales de tamaño variable, que pueden rodar o deslizarse la una sobre la otra. Su resistencia al corte es relativamente baja y pueden eventualmente fallar como resultado de una o varias aplicaciones de la carga. Sin embargo, esa debilidad de unión características proporciona por otra parte mucha flexibilidad a estos materiales naturales de construcción, permitiendo apilarlos, transportarlos y colocarlos sobre grandes superficies o largos tramos de carretera.

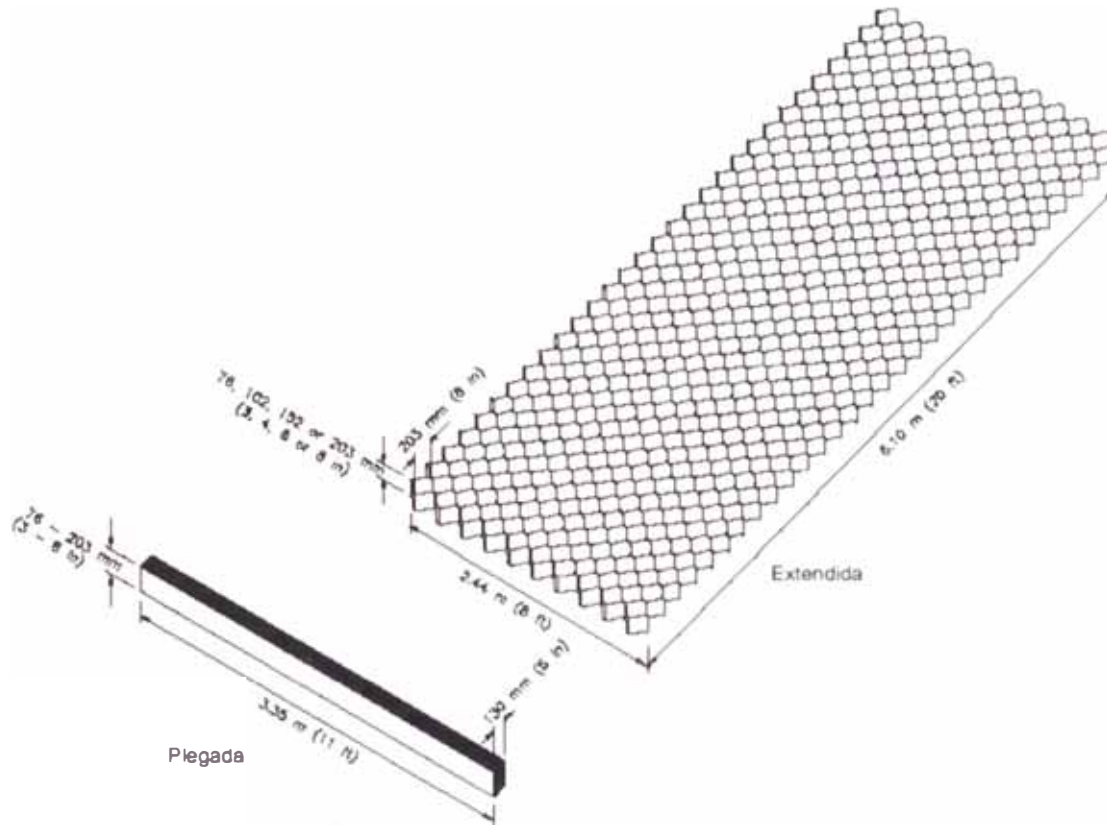
Para aumentar la estabilidad de los agregados y que puedan servir como superficie de rodadura de las estructuras de soporte de carga, se utilizan generalmente el cemento asfáltico y el cemento Pórtland. Por otra parte, la mayoría de las estructuras de soporte de carga requieren también de una buena capa de base y/o subbase que distribuya las cargas de la superficie a la subrasante. Los materiales de agregado suelto son ideales para esta función ya que su colocación es sencilla, son flexibles y mejoran la calidad de rodadura de la estructura. Sin embargo, en vista de su poca resistencia, durante tiempo los constructores de carretera han buscado nuevas formas de incrementar la estabilidad a largo plazo de estos agregados sueltos. Se han desarrollado y probado muchos productos para ligar o reforzar, pero muchas veces con un éxito mitigado.

Las arenas finas y de graduación uniforme son los mejores ejemplos de la debilidad inherente de los materiales granulares. La arena del desierto y la arena seca de la playa no pueden soportar la carga del tránsito por un carril sin que se formen huellas importantes debido a la falla localizada al corte del material cercano a la superficie. En vista de esto, La Estación Experimental de Vías de Agua del U.S. Army Corps of Engineers, inicio un proyecto de investigación a mediados de los años 1970 con el objeto de investigar métodos

para la construcción rápida de carreteras de arenas para aterrizajes en playas y operaciones en el desierto. Se determinó que para conseguir una superficie estable sin necesidad de aditivos químicos con sus mezclas y tiempo de curado, el confinamiento celular tri-dimensional de la arena suelta constituía la alternativa práctica. Los experimentos y pruebas y pruebas de campo mostraron que la relación óptima entre la profundidad de la celda y su diámetro es de aproximadamente 1.0 para cargas de ruedas militares y civiles pesadas.

El sistema Geoweb consiste en un conjunto de fajas de polietileno conectadas por una serie de cordones de soldadura ultrasónica desfasados, a todo lo ancho de la faja, alineados perpendicularmente al eje longitudinal de las fajas. Al extenderse, las fajas interconectadas forman las paredes de una estructura de confinamiento celular que se puede llenar con material de relleno granular. Sobre la base de la relación óptima entre la profundidad de celda y su diámetro, se ha elaborado sistemas con diversas profundidades de celdas para satisfacer los requerimientos de diseño en cuanto a cargas y a la resistencia de la subrasante. Entre las mejoras más recientes aportadas al sistema Geoweb, se puede mencionar la textura de la superficie y las perforaciones en las paredes de las celdas que permiten mejorar por una parte la resistencia de fricción y por otra el drenaje lateral.

Las secciones Geoweb estándar utilizadas para soporte de carga miden aproximadamente 3.35 m (11 pie) por 203 mm (8 pulg.) por 130 mm (5 pulg.) cuando están plegadas para su transporte, y 6.1 m (20 pie) de largo por 2.44 m (8 pie) de ancho y 203 mm (8 pulg.) de profundidad cuando están completamente extendidas como en la Figura 2.1.



Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

Figura 2.1 Sección Geoweb de Celda GW20

2.2 EJEMPLOS DE APLICACION

A continuación se mencionan algunas de las aplicaciones del sistema Geoweb de soporte de carga:

- Caminos de acceso de Material Granular.
- Caminos de Acceso de Hierba.
- Pavimentos Porosos.
- Subbases de Pavimentos.
- Playas de Estacionamiento.
- Patios de Almacenamiento.
- Servicios Intermodales.
- Rampas para Botes.
- Cimientos Ensanchados de Muros de Contención.
- Colchones de Cimentación.
- Estabilización de Solera de Zanja.
- Cruces a Bajo Nivel.

2.3 CARACTERISTICAS Y VENTAJAS.

El sistema Geoweb de confinamiento celular aumenta la resistencia a la deformación bajo cargas de los materiales granulares de relleno gracias a la resistencia tangencial de cada celda, la resistencia pasiva del material de relleno en las celdas adyacentes y la transferencia del esfuerzo vertical a las celdas adyacentes. En comparación con los materiales bi-dimensionales de refuerzo, la rigidez del sistema tridimensional de geoweb es mucho mayor y no necesita de una deformación inicial para soportar la carga de diseño.

El sistema Geoweb de confinamiento celular incrementa sustancialmente la resistencia al corte de los rellenos granulares, permitiendo el uso de agregados de menor calidad (p. Ej. Arena, grava) para soportar cargas concentradas que en otra forma requerirían de piedra chancada o mezclas bituminosas para evitar fallas por corte localizadas y cercanas a la superficie. Por otra parte, la estructura celular distribuye las cargas

concentradas a las celdas vecinas, reduciendo así el esfuerzo sobre la subrasante directamente debajo de la carga y el espesor total necesario de la estructura.

El sistema Geoweb de soporte de carga puede ofrecer varias ventajas sobre las soluciones convencionales y sobre otros sistemas alternativos. Cuando intervienen suelos muy blandos y/o cargas pesadas, el sistema puede reducir los costos al disminuir el espesor necesario. En los casos en que los agregados resultan caros o no son disponibles, el sistema puede reducir los costos al incorporar materiales disponibles localmente. Como las secciones de Geoweb son muy compactas para el transporte y reducen el espesor total necesario, puede utilizarse una pequeña cantidad de ellas en reemplazo de cargamentos de agregados importados que tiene a veces que transportarse sobre distancias muy largas. Finalmente, cuando se requiere una vida útil del pavimento más extensa y/o poco mantenimiento, el sistema Geoweb asegura la integridad de los materiales granulares de relleno por un tiempo indefinido.

2.4 IDENTIFICACION DE LOS PROBLEMAS DE SOPORTE DE CARGA

Los problemas de diseño de soportes de carga surgen generalmente cuando:

- Se encuentran suelos de subrasante blandos.
- Los suelos superficiales son inestables, (y no se puede conseguir agregados de buena calidad localmente a precio razonable) o,
- Entran en juego consideraciones de orden estético y/o ambientales.

A fin de identificar los problemas de soporte de carga donde se podría aplicar el confinamiento celular de Geoweb, conviene plantearse las siguientes preguntas:

a) PROBLEMAS DE SUBRASANTE BLANDA

¿ Hay limitaciones para recortar el suelo existente o para diseñar una estructura gruesa? En caso afirmativo, tomar en cuenta el sistema Geoweb de confinamiento celular para reducir el espesor del pavimento.

¿Es imposible construir un colchón estable de fundación debajo de la estructura de carga debido a una subrasante suave e inestable? En caso afirmativo, considerar la utilización del sistema geoweb de confinamiento celular, con una subcapa de geotextil, que actúen como puente sobre el suelo blando y soporten los equipos de construcción, utilizando un espesor mínimo de material de recubrimiento.

Las soluciones convencionales, sin uso de geoweb, para los problemas de subrasante de suelo blando, incluyen:

- La excavación del suelo blando y su reemplazo con relleno importado (generalmente granular),
- La estabilización química del suelo de subrasante, o
- El diseño de una estructura multi-capas gruesa, que puede incluir agregados de alta calidad, concreto asfáltico y/o concreto de cemento Pórtland.

Las estructuras de pavimento grueso y/o la excavación de un espesor considerable de material no siempre son posibles debido a la presencia de sardineles y de tuberías enterradas en las carreteras existentes.

b) PROBLEMAS DE ESTABILIDAD DE SUPERFICIE

¿ Poseen los suelos locales disponibles (p. Ej. Arenas y gravas) la resistencia al corte necesaria para poderlos usar como superficie de rodadura para una carretera de acceso provisional o de bajo volumen de tránsito? Si no, debería considerarse el uso del sistema

Geoweb para confinar el material local y compararlo con el costo que significaría traer agregados de mayor calidad.

¿Provocarían la degradación del agregado y el esparcimiento lateral de la capa de base del pavimento, la formación de baches y falla prematura de la estructura del pavimento? Si la subrasante es relativamente buena, las deformaciones y baches en la capa de base causarían probablemente problemas de mantenimiento y reducirían la vida útil de la estructura del pavimento. La utilización del sistema Geoweb para confinar la capa de base restringiría totalmente el movimiento lateral que provoca la formación de baches y minimizaría la abrasión y el desgaste del relleno de agregados..

Para este problema, existen pocas soluciones convencionales, o tal vez ninguna.

c) PROBLEMAS ESTETICOS Y AMBIENTALES

¿Sería una vía de acceso de bajo volumen, recubierta con hierbas, más agradable a la vista que un pavimento de concreto asfáltico? De ser así el sistema Geoweb de confinamiento celular relleno con una mezcla de agregados y tierra vegetal, y recubierto por vegetación, es una solución atractiva.

¿Es necesario un pavimento poroso para la regeneración del agua subterránea? En caso afirmativo, debería definitivamente considerarse el uso del sistema Geoweb de confinamiento celular con un relleno de piedra porosa. Sin embargo, sin confinamiento, los agregados porosos son inestables como materiales superficiales.

2.5 COMPONENTES DEL SISTEMA GEOWEB

a) *SISTEMA GEOWEB TEXTURIZADO*

Las fajas de polietileno diseñadas con una superficie texturizada, que se utilizan en la fabricación de las secciones de Geoweb aumentan la interacción de fricción entre las paredes de las celdas de Geoweb y los materiales de relleno granular. El aumento de la fricción entre las paredes de las celdas y el relleno proporciona ventajas estructurales en algunas aplicaciones del sistema Geoweb.

En las aplicaciones como soporte de carga, al aumentar la fricción entre las paredes de las celdas y el relleno, aumenta también la resistencia del suelo de relleno a las deformaciones verticales en relación con la estructura celular. En consecuencia se produce una transferencia mas del esfuerzo vertical a las celdas vecinas. Esto a su vez se traduce en una reducción adicional del esfuerzo vertical sobre la subrasante en comparación con lo que ocurre con las celdas de Geoweb de paredes lisas. Para algunas combinaciones de cargas de ruedas y propiedades del material de relleno, la textura de la superficie de polietileno permite reducir el espesor total del pavimento granular en comparación con las celdas de paredes lisas.

Los resultados de las pruebas de corte directo a pequeña y gran escala, sobre rellenos de arena y de piedra con Geoweb texturizado han demostrado que la Relación de Coeficientes Máximos eso es, el coeficiente de fricción máximo de contacto del Geoweb texturizado dividido por el coeficiente de fricción máximo de contacto del relleno granular en asilamiento, varia entre 0.63 (piedra chancada) y 0.81 (arena gruesa) comparado con 0.64 (piedra chancada) y 0.61 (arena gruesa) con Geoweb liso. Hay que anotar que con algunos rellenos de piedra chancada, la textura no aumenta la fricción en la superficie de contacto. No debe

confundirse la Relación de Coeficientes Máximos con la Relación de Angulos de Fricción Máximos.

b) SISTEMA GEOWEB PERFORADO

Pruebas Similares utilizando rellenos de arena y de piedra con el geoweb perforado han demostrado que las características de fricción en la superficie de contacto son parecidas, o en algunos casos mejores, que con las celdas de geoweb texturizadas. Especialmente, la Relación de Coeficientes Máximos del Geoweb perforado con relleno de piedra chancada y arena gruesa resulto ser de 0.75 y 0.89 respectivamente.

Estos resultados indican que las paredes de celdas perforadas pueden aumentar la fricción de contacto en forma tan efectiva como las paredes texturizadas. En consecuencia, la capacidad estructural como soporte de carga del sistema Geoweb perforado relleno con algunas arenas o gravas es mayor que con el sistema de Geoweb texturizado. Puesto que las perforaciones ofrecen además la ventaja del drenaje lateral, que es particularmente útil sobre subrasantes impermeables, se recomienda el sistema geoweb perforado para numerosas aplicaciones de pavimento. Los valores de la tabla 1 muestran lo ventajoso que resultan los sistemas con textura o perforación en las paredes de las celdas.

Tabla 1 Espesor Total de una Base de Arena Cruesa o Grava, incluyendo la Sección de Geoweb						
CBR de Subrasante %	Carga de Ruedas		Celda Lisa	Celda Texturizada	Celda Perforada	Grava no Confinada
	kN	(lbf)	Espesor Total Relativo de la Base de la Carretera			
0.2	27	(6,000)	32%	28%	27%	100%
	53	(12,000)	59%	25%	25%	100%
	111	(25,000)	72%	23%	23%	100%
	222	(50,000)	80%	22%	22%	100%
0.5	27	(6,000)	46%	40%	40%	100%
	53	(12,000)	43%	38%	37%	100%
	111	(25,000)	40%	35%	34%	100%
	222	(50,000)	38%	33%	32%	100%
1.0	27	(6,000)	58%	54%	54%	100%
	53	(12,000)	55%	49%	48%	100%
	111	(25,000)	52%	45%	44%	100%
	222	(50,000)	49%	43%	42%	100%
2.0	27	(6,000)	81%	81%	81%	100%
	53	(12,000)	65%	58%	58%	100%
	111	(25,000)	59%	52%	51%	100%
	222	(50,000)	60%	52%	51%	100%

NOTA: Esta Tabla ha sido elaborada en base a los métodos teóricos descritos en el presente texto. Los valores se utilizarán únicamente para propósitos de comparación; no sustituyen de ninguna manera a un diseño específico por proyecto.

Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

c) MATERIALES DE RELLENO

Los materiales de relleno para las aplicaciones de soporte de carga con Geoweb deberían siempre ser predominantes granulares con un tamaño máximo de partículas de 50 mm (2 pulg.). Para resultados óptimos, la fracción de finos (materiales que pasan por la malla #200-75 um) no debe ser mayor de 10%. Los suelos con mas del 10% de finos son de baja permeabilidad y pierden toda resistencia cuando están mojados. Los materiales netamente granulares no se ven afectados por las fluctuaciones de humedad pero no son estables como los materiales granulares con un contenido de 5% a 10% de finos. Una pequeña fracción de finos aumenta la estabilidad al reducir la relación de vacíos y ligar el suelo.

El sistema geoweb de confinamiento celular incrementa muy efectivamente la estabilidad de los rellenos granulares de baja calidad tales como arenas de graduación pobre. Con el confinamiento celular, pueden utilizarse los rellenos granulares de baja calidad como material superficial – o casi superficial – de los caminos de acceso donde la velocidad vehicular es relativamente baja y la comodidad del recorrido no tiene demasiada importancia. Para pavimentos con superficie granular donde las velocidades de recorrido son mayores y se requiere de una superficie de rodadura más suave, se recomienda el uso de agregados de mayor calidad. Generalmente, estos están constituidos por piedra chancada o grava con un tamaño máximo de partículas de 40 mm (1.5 pulg.) y menos de 8% en peso pasando por la malla #200. Para una durabilidad a largo plazo, la fracción del material grueso del agregado debe tener un desgaste menor de 50% en la prueba de Abrasión de los Angeles. La fracción de finos (que pasa la malla #200) no debe ser mayor que los tercios de la fracción que pasa la malla # 40, y el limite liquido de la fracción que pasa por la malla #40 no debe ser mayor de 25%. El índice de plasticidad debe ser inferior a 6%.

d) SUBCAPA DE GEOTEXTIL

Cuando se trata de colocar la sección de Geoweb directamente sobre una subrasante de suelo fino o cohesivo, se recomienda generalmente el uso de un geotextil que sirva de separación entre el suelo natural y el relleno granular. Esta separación es importante para evitar la contaminación y perdida de resistencia al corte del relleno granular y para evitar la penetración o la migración del material de relleno en la subrasante. Con una capa de geotextil, el material de relleno se encuentra totalmente confinado de todos los lados y al fondo de cada celda.

Cuando el diseño específico requiere de una subbase granular debajo de la sección de Geoweb, puede ser recomendable el uso

de un geotextil tejido o no tejido que actué tanto como separador que como soporte de carga provisional durante la colocación de la capa de sùbase. Si la sùbase esta conformada por material granular con buena compactación, no suele ser necesario el geotextil entre la subbase y el relleno de Geoweb.

e) MATERIALES DE SUPERFICIE

A fin de evitar que se transite directamente encima de las paredes de las celdas del Geoweb, se recomienda generalmente colocar un espesor mínimo de 50 mm (2 pulg.) de revestimiento granular encima del Geoweb. El material superficial será una piedra chancada de graduación densa, resistente a la formación de baches. En el caso de un alto volumen de tránsito, un tratamiento superficial bituminoso puede aumentar la estabilidad de la superficie de rodadura.

Si el diseño pide colocar un recubrimiento de concreto asfáltico u otra capa superficial encima de la base de Geoweb rellena, debe haber un espesor de material granular de 25 mm (1 pulg.) mínimo encima de las paredes de las celdas para efectos menores de consolidación del material de relleno y a fin de evitar un contacto directo del polietileno con la mezcla caliente de concreto asfáltico.

2.6 CRITERIOS Y METODOS DE DISEÑO

No existe un método de diseño único que abarque todas las aplicaciones del Geoweb como soporte de carga. Para el sistema Geoweb de pavimento granular, se ha desarrollado una metodología de diseño teórica, basada sobre métodos derivados empíricamente para el diseño de caminos no pavimentados sobre suelos blandos. Falta todavía desarrollar métodos de diseño para los pavimentos flexibles, los cimientos ensanchados, y los pavimentos granulares con rellenos de materiales inestables. Sin embargo,

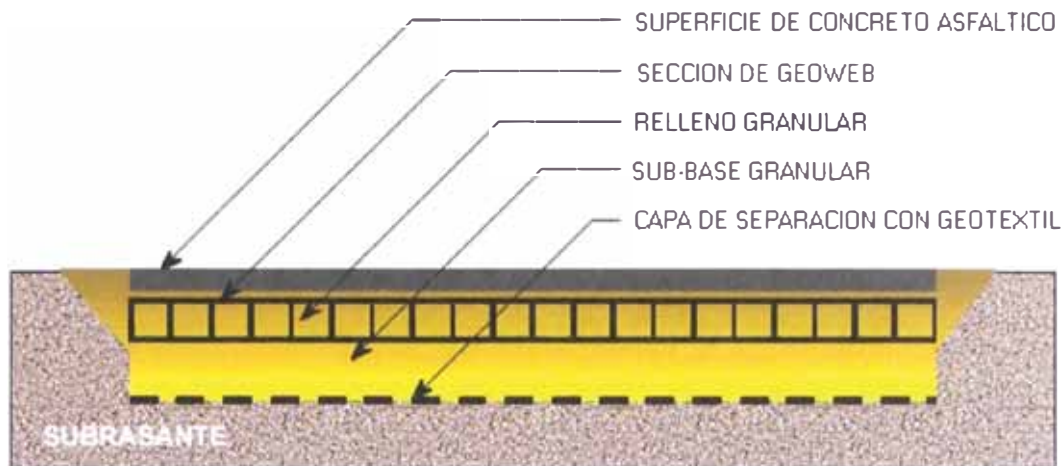
fue justamente para este último caso que se inventó originalmente el sistema de Geoweb, y que se desarrolló y mostró ser efectivo, sobre todo con rellenos de arena.

Resultados recientes de pruebas triaxiales a la comprensión, a gran escala, sobre las celdas de Geoweb con relleno de material granular, demuestran que el sistema Geoweb proporciona una cohesión de aproximadamente 150 kPa al material confinado. Esa cohesión efectiva se agrega a la resistencia de fricción natural del material granular. En la actualidad, Presto está utilizando esta información para desarrollar procedimientos de diseño basados en la capacidad de carga, para las estructuras de Geoweb de soporte de carga, que tomen en cuenta esta resistencia adicional al corte proporcionada por la cohesión aparente. Estos procedimientos de diseño tendrán su aplicación en los casos de grandes cimientos ensanchados y de pavimentos granulares, con material de relleno de baja calidad.

A continuación, se presenta un análisis de los métodos de diseño disponibles en la actualidad para los sistemas Geoweb de pavimentos granulares, así como los sistemas utilizados en el diseño de otras aplicaciones de soporte de carga con Geoweb.

a) PAVIMENTOS FLEXIBLES

Los métodos convencionales de diseño de pavimentos flexibles (eso es, AASHTO, Asphalt Institute, Caltrans, etc.) se basan todos sobre datos empíricos recolectados sea de pruebas viales de gran escala o sobre ensayos y monitoreo continuo del comportamiento del pavimento en diversas regiones geográficas. Los valores estructurales de los materiales que se utilizan convencionalmente en la construcción de carreteras (tales como piedra chancada, grava, concreto asfáltico, etc.), han sido determinados por los organismos federales y locales en base al comportamiento observado durante años de servicio.



SISTEMA DE PAVIMENTO FLEXIBLE
Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

FIGURA 2.2 DETALLE DE PAVIMENTO FLEXIBLE

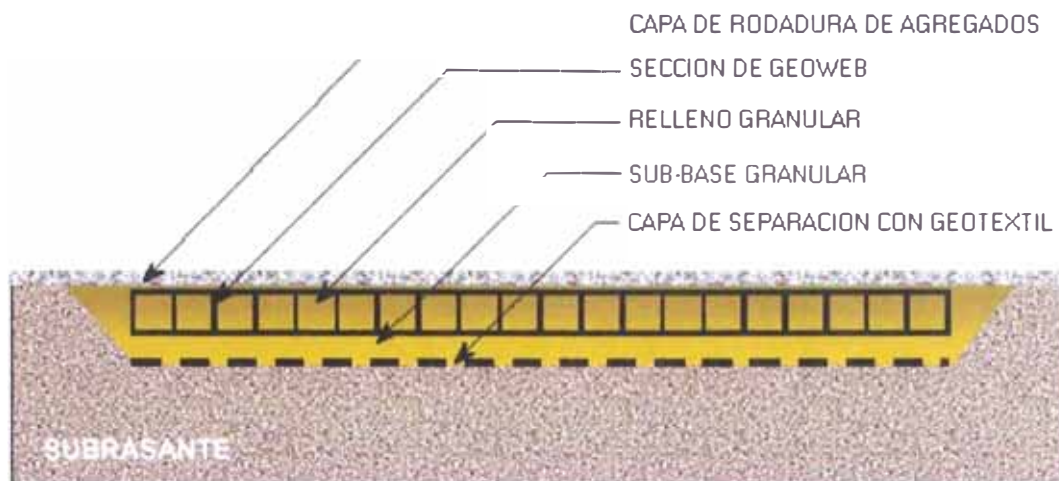
Si bien muchos materiales nuevos (estabilizados, geosintéticos, etc) han sido introducidos en los últimos años para mejorar el valor estructural de los materiales de construcción convencionales, es difícil y puede tomar varios años obtener valores estructurales para estos componentes, que puedan utilizarse con los métodos de diseño existentes. Es por esa razón que aún no existen valores estructurales aceptados por los organismos estatales, que puedan utilizarse con los métodos actuales de diseño de pavimento para el sistema Geoweb.

Sin embargo, se logra diseñar estructuras de pavimento que incorporen el sistema Geoweb, combinando los métodos convencionales de diseño de pavimento con una metodología teórica para determinar la equivalencia estructural de una capa de pavimento confinado.

b) PAVIMENTOS GRANULARES

El diseño de pavimentos granulares confinados con Geoweb (por ejemplo, para caminos de acceso), sobre suelos blandos, es

relativamente directo y ha sido bien documentado para propósitos generales de diseño. Para detalles específicos sobre los datos necesarios y para los cálculos de diseño, refiérase a los acápites sobre Parámetros de Diseño – Pavimentos Granulares y Cálculos para el Diseño de Pavimentos Granulares.



SISTEMA DE PAVIMENTO GRANULAR

Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

FIGURA 2.3 DETALLE DE PAVIMENTO GRANULAR

c) CIMIENTOS ENSANCHADOS

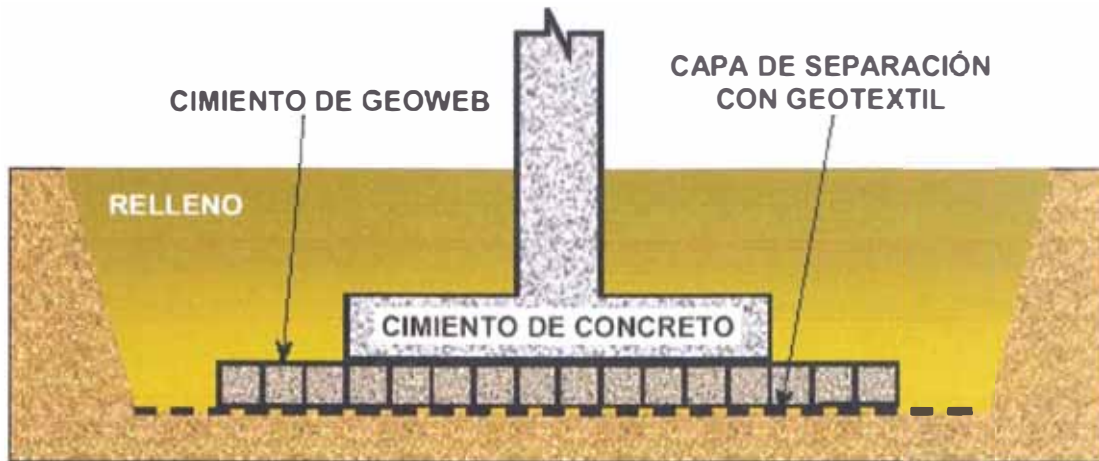
Puede considerarse el uso de cimientos ensanchados de Geoweb para muchas aplicaciones de soporte de carga tales como cimientos de edificios, tuberías enterradas y muros de contención. Pueden también utilizarse para diversos problemas de suelos, tales como baja capacidad de carga, asentamientos y baja resistencia al corte de los suelos de fundación cercanos a la superficie. Las cargas sobre los cimientos pueden ser relativamente altas o pequeñas con respecto al tamaño de las celdas o de la sección de Geoweb. Debido a la versatilidad del sistema Geoweb de confinamiento celular, la función y el método de diseño pueden cambiar con diferentes combinaciones de aplicación, problemas y cargas de cimientos.

Según el caso, el parámetro determinante de diseño puede ser:

- La resistencia general al corte del cimiento ensanchado de Geoweb,
- La redistribución de los esfuerzos dentro de las celdas de Geoweb, o
- El aumento del área portante proporcionada por el cimiento ensanchado de Geoweb.

El método de diseño utilizado para las estructuras de pavimento granular puede también utilizarse para el diseño de cimientos ensanchados de Geoweb con cargas relativamente pequeñas sobre la parte rígida, modificando el criterio de diseño para la capacidad de carga de falla al corte localizada a falla al corte generalizada. Para cálculos convencionales de capacidad de carga y de asentamiento en el caso de cargas mayores en los cimientos, se recomienda un área portante efectiva del colchón de Geoweb que se extiende hasta un máximo de 500 mm (18 pulg.) más allá de los bordes del cimiento rígido. En la mayoría de los casos, esto se traducirá en una reducción significativa de la presión de carga calculada sin comprometer la premisa básica de que el colchón de Geoweb sea efectivamente rígido.

Según se indicó anteriormente, el desarrollo de un método de diseño para cimientos ensanchados de Geoweb que tomé en cuenta la cohesión efectiva de la estructura celular está actualmente en curso.



CIMENTO ENSANCHADO
Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

FIGURA 2.4 DETALLE DEL CIMENTO ENSANCHADO

2.7 PARAMETROS DE DISEÑO – PAVIMENTOS GRANULARES

Para el diseño del sistema Geoweb de soporte de carga para pavimentos granulares, se requiere conocer la información y los parámetros siguientes:

a) **CARGA DE RUEDA**

Se toma como carga de rueda de diseño la carga más pesada de rueda simple o doble que tendrá que soportar el pavimento granular a lo largo de la vida útil de la estructura.

b) **PRESION DE LLANTA**

La presión de llanta es la presión con la que está inflada la llanta de la carga de rueda de diseño, y es aproximadamente equivalente a la presión de contacto con el suelo. Se requiere un valor inicial para la determinación del radio efectivo de contacto de la carga de rueda de diseño.

c) COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE CARGA

Los coeficientes de capacidad de carga son coeficientes determinados por métodos matemáticos o empíricos, utilizados en ecuaciones estándar para evaluar la capacidad portante de un suelo. Para caminos sin pavimentar sobre suelos blandos cohesivos, el US Forest Service y otros organismos han determinado los coeficientes de capacidad de carga para el cálculo de la capacidad portante de los suelos sujetos a carga dinámica donde la falla al esfuerzo cortante de penetración (local) prevalece más que la falla al esfuerzo cortante general. El US Forest Service ha desarrollado los siguientes coeficientes de capacidad de carga para los caminos de acarreo no pavimentados, para dos amplios rangos de cargas de tráfico.

$N_c = 2.8$ Alto volumen de tránsito con pocos baches (>1000, <10000)

$N_c=3.3$ Bajo volumen de tránsito con muchos baches (<1000)

d) PROFUNDIDAD HASTA LA PARTE SUPERIOR DE LA SECCIÓN DE GEOWEB

La profundidad a la que se coloca la capa de Geoweb influye en la distribución de los esfuerzos a través del sistema y tiene un efecto significativo sobre el diseño. Como los esfuerzos verticales son mayores cerca de la superficie, se obtiene un rendimiento óptimo y una reducción máxima del espesor, colocando el Geoweb lo más cerca posible a la superficie. Sin embargo, con el fin de proteger la parte superior de las paredes de las celdas, se recomienda generalmente una capa de rodadura de agregados de 25 mm a 50 mm (1 pulg – 2 pulg) de espesor.

e) RESISTENCIA DE LA SUBRASANTE.

Existen varios métodos de prueba en laboratorio y en el campo para determinar la resistencia de los suelos de subrasante para fines de diseño. Para los cálculos, la resistencia del suelo debe expresarse en términos de resistencia al corte o cohesión. La resistencia al corte puede determinarse en el campo mediante el ensayo de veleta. O en laboratorio por el ensayo de corte directo o la prueba de comprensión triaxial. Se determina también con frecuencia mediante el Ensayo de Penetración Normal y la prueba del CBR (California Bearing Ratio - Relación de Soporte de California). Para suelos cohesivos, la resistencia al corte puede estimarse a partir de la resistencia normal a la penetración (N), o del CBR (Relación de Soporte de California) En ausencia de datos de ensayos de campo o de laboratorio, la resistencia del suelo de subrasante puede estimarse por su consistencia de un suelo por su consistencia, la muestra debe tomarse de una calicata con la profundidad suficiente para asegurar que las propiedades del suelo no han sido afectadas por alguna variación de las condiciones de la superficie (p.ej. agua de lluvia, clima seco y caliente, etc.)

A continuación se describe brevemente los ensayos más comunes para determinar la resistencia de los suelos de subrasante.

f) ENSAYO DEL CBR (RELACIÓN DE SOPORTE DE CALIFORNIA)

El ensayo del CBR o Relación de Soporte de California es una prueba índice utilizada para determinar la resistencia relativa de un suelo comparado con un material estándar de piedra chancada de alta calidad. La muestra de prueba se prepara compactando una muestra de suelo mediante golpes múltiples, dentro de un cilindro

de 6 pulgadas de diámetro, aplicando una sobrecarga en forma de placas circulares a fin de aproximar el esfuerzo de confinamiento del pavimento final sobre el suelo; luego, se deja remojar la muestra entera por un periodo de 4 días. La prueba consiste en hincar esta muestra de suelo con un pistón circular de 3 pulgadas cuadradas (1935 mm²), a través de orificios en las placas de carga, a razón de 0.10 pulg (2.54 mm) / minuto hasta un máximo de 0.50 pulg (13 mm)

El valor del CBR es la relación entre la carga unitaria a 0.10 pulg (2.54 mm) ó 0.20 pulg (5.04 mm) y la de un material de piedra chancada estándar a la misma profundidad de penetración (se escoge el valor mayor). Las cargas unitarias están dadas en la Tabla 2.

Tabla 2 Cargas Unitarias para el Material de Piedra Chancada.	
Penetración – 0.1 pulg	1000 psi
Penetración - 0.2 pulg	1500 psi
Penetración – 0.3 pulg	1900 psi
Penetración – 0.5 pulg	2300 psi
Penetración – 0.5 pulg	2600 psi

g) ENSAYO DE PENETRACIÓN STANDARD S.P.T

El ensayo de penetración standard proporciona una indicación de la densidad, así como el ángulo de fricción interna, de los suelos sin cohesión, y de la resistencia al corte de los suelos cohesivos. El ensayo consiste en introducir en el suelo un sacamuestras en forma de cuchara partida longitudinalmente, equipada con una zapata cortante y enroscada al extremo de una barra de sondeo, dejando

caer un martillo de 140 lb (63.6 Kg.) sobre una distancia de 30 pulgadas (0.76 m). El sacamuestras en forma de cuchara partida consiste en un tubo de acero de pared gruesa, partido longitudinalmente, que se utiliza para obtener muestras de suelo no disturbado de las perforaciones. Se registra el número de golpes requeridos para cada penetración de 6 pulgadas (150 mm) de la cuchara. La resistencia normal a la penetración es la suma de los necesarios para el segundo y tercer incremento de 6 pulgadas (150 mm) y se expresa como N en golpes/pie (golpes/300 mm.)

h) ENSAYOS DE RESISTENCIA AL CORTE.

La resistencia al corte de un suelo es el esfuerzo para el cual el suelo falla en corte. Puede calcularse dividiendo la fuerza cortante para la que falla el suelo por el área de la sección transversal del corte, o si se conocen la cohesión y el ángulo de fricción interna, por la ecuación general de Coulomb:

$$S = c + \sigma * \tan \phi$$

Donde:

c es la cohesión (o tracción entre partículas) del suelo, expresada en términos de fuerza por unidad de áreas.

σ es la presión de sobrecarga en términos de fuerza por unidad de área.

ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo (resistencia al deslizamiento entre partículas) en grados.

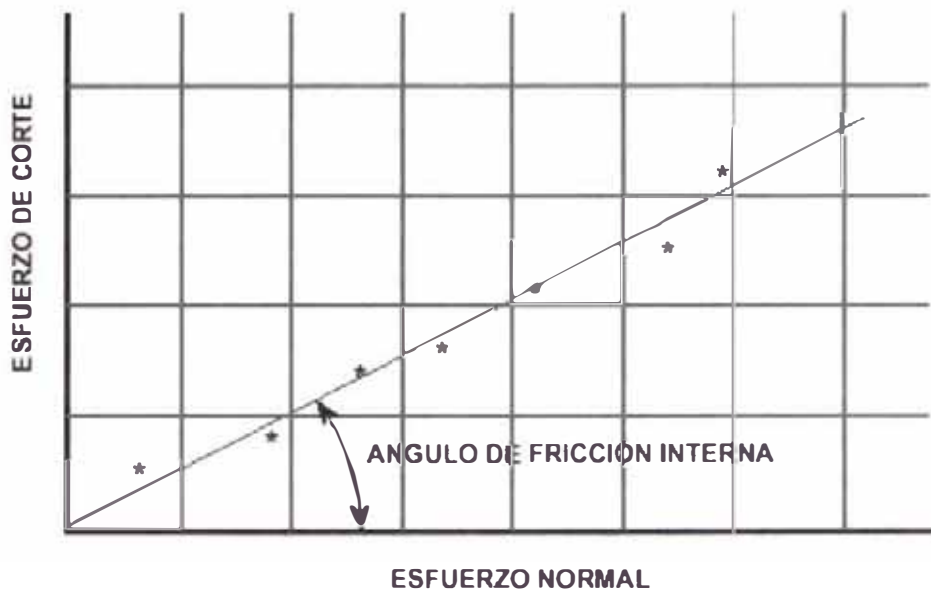
Los suelos granulares no poseen cohesión y por lo tanto su resistencia al corte está determinada por la presión de la sobrecarga, lo que explica la inestabilidad inherente de la superficie de los pavimentos de material granular. En el caso de suelos cohesivos no drenados (como las arcillas blandas y saturadas), al

no tener éstos fricción interna, su resistencia al corte viene determinada por la cohesión, la que puede variar con el contenido de humedad. Los suelos cohesivos con drenaje pueden tener tanto cohesión como fricción interna.

La resistencia al corte de los suelos granulares puede medirse en laboratorio mediante el ensayo de corte directo. La cohesión y el ángulo de fricción interna de los suelos cohesivos pueden medirse en laboratorio, en condiciones con y sin drenaje, por los ensayos de compresión triaxial. En el campo la resistencia al corte puede medirse mediante el ensayo de veleta. Para mayor información sobre la resistencia al acorte de los suelos y sobre los métodos de ensayo, refiérase a la literatura de mecánica de suelos o de ingeniería geotécnica.

i) ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA – MATERIAL DE RELLENO DEL GEOWEB

El ángulo de fricción interna de un suelo granular sin cohesión se puede determinar midiendo el esfuerzo cortante máximo de falla para un rango de esfuerzos normales (o presiones de confinamiento) y ploteando los resultados en un gráfico. El ángulo formado por la línea recta que, pasando por el origen, más se aproxima a los resultados, con el eje horizontal, es una buena aproximación del ángulo de fricción interna. Véase la Figura 5. Para material granular compactado, el ángulo de fricción interna está típicamente en el rango de 30° a 40° . A mejor calidad del material granular (en función de su angulosidad, graduación, dureza, etc), mayor ángulo de fricción interna.



Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

FIGURA 2.5 ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA

***j) RELACIÓN ENTRE PARED DE LA CELDA DE GEOWEB/
ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA DEL RELLENO.***

La relación pared de la celda de Geoweb/ángulo de fricción interna del material de relleno, es la relación del ángulo de resistencia al corte entre el material de relleno y la pared de la celda Geoweb sobre el ángulo máximo de fricción del material de relleno aislado. Varía en función de la graduación y de la angulosidad de las partículas del material de relleno y de la rugosidad de la pared de la celda o del tamaño y espaciamiento de las perforaciones en dichas paredes.

Se han realizado ensayos de corte directos a fin de determinar los ángulos de resistencia al corte entre las paredes de celdas de Geoweb con tratamiento estándar y varios materiales granulares de relleno comunes. Los resultados fueron expresados en términos de relación máxima de los ángulos de fricción (o Relación Pared de la Celda Geoweb/Angulo de Fricción del Relleno), donde la Relación Máxima del Angulo de Fricción se define como el ángulo de resistencia al corte entre el relleno granular y la pared de la celda

Geoweb dividido por el ángulo máximo de fricción del material de relleno en aislamiento. Los valores de la Relación Pared de la Celda Geoweb/Fricción del Relleno para las paredes de Geoweb con tratamiento estándar y materiales granulares compactados están dados en la Tabla 3. Estos valores son los que se utilizaron en el cálculo de las relaciones de la Tabla 1 y del espesor de la base en la Tabla 5.

Tabla 3 Relación Máxima de Angulo de Fricción Recomendada.

Material de Relleno Granular	Tipo de Pared de Celda	$r = \delta / \phi$
Arena Gruesa / Grava	Lisa	0.71
	Texturizada	0.88
	Perforada	0.90
Arena Silícica #40	Lisa	0.78
	Texturizada	0.90
	Perforada	0.89
Piedra Chancada	Lisa	0.72
	Texturizada	0.72
	Perforada	0.83

Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

2.8 CÁLCULOS PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS GRANULARES

Se presentan a continuación los procedimientos y cálculos de diseño para determinar el espesor necesario de la capa de agregados para los pavimentos con superficie de rodadura granular (por ejemplo, para el caso de caminos de acceso o de acarreo), con y sin el sistema Geoweb de confinamiento celular. Se utilizan primero los coeficientes de capacidad portante deducidos en forma empírica para determinar el esfuerzo máximo permisible sobre una subrasante con resistencia al corte conocida o estimada.

El esfuerzo máximo permisible es el esfuerzo que provocaría una falla localizada de la subrasante por corte o penetración bajo condiciones de carga continua. Como las cargas sobre los pavimentos granulares son transitorias, el esfuerzo efectivo sobre el suelo es generalmente mayor de los que sería bajo una carga estática. Por lo tanto, para efectos de diseño, se toma este esfuerzo máximo permisible como esfuerzo límite. Se aplica luego la teoría de Boussinesq para determinar el espesor de la capa granular debajo de la carga de rueda necesario para no sobrepasar el esfuerzo máximo permisible. Los cálculos que se presentan a continuación son para caminos de bajo volumen de tránsito donde se permiten deformaciones pequeñas o para el diseño de capas de pavimento de subbase sobre suelos blandos. No son para el diseño de estructuras de pavimento flexible con capa de rodadura pavimentada. Estos cálculos sólo son validos para el diseño de pavimentos granulares sobre subrasantes de suelo cohesivo con valores del CBR menores a 5.

Nombre de las Variables.

C_u	Resistencia al corte de la subrasante
N_c	Coeficiente de capacidad de carga – basado en el volumen de tránsito de diseño.
P	Carga de rueda de diseño
p	Presión de contacto
r	Relación máxima del ángulo de fricción Pared de Celda Geoweb/Relleno
δ	Angulo de resistencia al corte entre el relleno granular y la pared de celda Geoweb
ϕ	Angulo de fricción interna del material de relleno del Geoweb.
Z_t	Espesor desde la superficie hasta la parte superior de las paredes de celdas Geoweb.
Z_b	Espesor desde la superficie hasta la parte inferior de las paredes de celdas Geoweb.-

Cálculos

Determinar la resistencia al corte de la subrasante. Verificar en la Tabla 4 si la resistencia de la subrasante está registrada en términos de la Resistencia Normal a la Penetración, CBR, o identificación en el Campo.

Determinar q_a , el máximo esfuerzo permisible sobre la subrasante.

$$q_a = N_c C_U$$

Donde :

$N_c = 2.8$ (alto volumen de tránsito, pocos baches – según las normas del U.S. Forest Service)

$N_c = 3.3$ (bajo volumen de tránsito, muchos baches – según las normas del U.S. Forest Service)

Determinar el espesor, Z_u , requerido para el pavimento granular sin el sistema Geoweb de confinamiento celular mediante la siguiente ecuación (ecuación de Boussinesq para la estimación del esfuerzo vertical a una profundidad dada debajo de un peso circular, transformada para calcular el espesor del revestimiento encima de un esfuerzo vertical dado, q_a).

$$Z_u = \frac{R}{\sqrt{\left| 1 - \frac{q_a}{p} \right|^{2/3} - 1}}$$

Donde:

R= Radio del área cargada (o radio efectivo de llantas simples o dobles)

$$R = \sqrt{\frac{P}{p\pi}}$$

Determinar el espesor requerido para el pavimento granular, Z_G , con el sistema Geoweb de confinamiento celular.

Tabla 4 Correlación de los Parámetros de Resistencia del Suelo de Subrasante para Suelos Cohesivos (de granos finos)

Relación de Soporte de California CBR (%)	Resistencia al Corte sin Drenaje Cu kPa(psi)	Resistencia Normal a la Penetración SPT(golpes/pie)	Identificación de Campo
<0.4	<11.7 (1.7)	<2	Muy blando (se estira entre los dedos al presionarlo)
0.4 – 0.8	11.7 – 24.1 (1.7) – (3.5)	2 – 4	Blando (moldeable con una ligera presión de los dedos)
0.8 – 1.6	24.1 – 47.6 (3.5) – (6.9)	4 -8	Mediano (moldeable con una fuerte presión de los dedos)
1.6 – 3.2	47.6 – 95.8 (6.9) – (13.9)	8 -15	Rígido (fácilmente marcado por el pulgar pero difícil de penetrar)
3.2 – 6.4	95.8 – 191 (13.9) – (27.7)	15 – 30	Muy rígido (fácilmente marcado por la uña del pulgar)
>6.4	>191 (27.7)	>30	Duro (difícil de marcar con la uña del pulgar)

Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

El espesor total de pavimento granular requerido con el sistema Geoweb de confinamiento celular es función de la profundidad de las celdas de Geoweb, de la distancia a la que están colocadas debajo de la carga aplicada, de la carga de rueda y la presión de las llantas, y de las propiedades del material de relleno. El esfuerzo superficial (eso es, la presión de contacto de las ruedas) se distribuye tanto vertical como horizontalmente a través de la estructura celular del Geoweb. Los esfuerzos horizontales a su vez, son convertidos a esfuerzos de resistencia verticales a lo largo de las paredes de las celdas, reduciendo el esfuerzo vertical total directamente debajo del centro del área cargada. Se calcula el esfuerzo de resistencia total proporcionado por la estructura celular del Geoweb y se le agrega al esfuerzo máximo permisible de la subrasante para determinar el espesor total del pavimento granular requerido con el sistema Geoweb de confinamiento celular.

El primer paso consiste en seleccionar la profundidad de colocación, Z_t de la sección de Geoweb dentro de la estructura del pavimento granular. Ya que los esfuerzos verticales son mayores cerca de la superficie, se obtiene un comportamiento óptimo y una máxima reducción del espesor colocando el Geoweb tan cerca de la superficie como sea posible. Sin embargo, para proteger la parte superior de las paredes de las celdas de Geoweb, se recomienda generalmente una superficie de rodadura de agregados de 25 mm a 50 mm (1 pulg. a 2 pulg.)

Después de seleccionar una profundidad de colocación de prueba, calcular el esfuerzo vertical, σ_{vt} en la parte superior de la sección de Geoweb mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma_{vt} = p \left[1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{R}{z_t} \right)^2} \right)^{3/2} \right]$$

Luego, calcular el esfuerzo vertical, σ_{vb} , en la parte inferior de la sección de Geoweb. La profundidad, Z_b del fondo de la sección es igual a la profundidad Z_t de la parte superior más el espesor (o profundidad) de la sección de Geoweb.

$$\sigma_{vb} = p \left[1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{R}{z_b} \right)^2} \right)^{3/2} \right]$$

Calcular el esfuerzo horizontal arriba, σ_{ht} y al fondo σ_{hb} de la sección de Geoweb utilizando las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_h = K_a \sigma_v$$

Donde K_a es el coeficiente de presión activa del suelo.

$$K_a = \tan^2 \left| 45 - \frac{\phi}{2} \right|$$

Esfuerzo horizontal en la parte superior de la sección de Geoweb, σ_{ht}

$$\sigma_{ht} = K_a \sigma_{vt}$$

Esfuerzo horizontal en la parte inferior de la sección de Geoweb, σ_{hb}

$$\sigma_{hb} = K_a \sigma_{vb}$$

Determinar luego el esfuerzo horizontal promedio sobre las paredes de las celdas de Geoweb, de la siguiente manera:

$$\sigma_{avge} = \frac{(\sigma_{ht} + \sigma_{hb})}{2}$$

Luego, calcular la reducción del esfuerzo, σ_r directamente debajo del centro del área cargada producida por la transferencia de esfuerzo a las paredes de las celdas de Geoweb, utilizando la siguiente ecuación:

$$\sigma_r = 2 \left(\frac{H}{D} \right) \sigma_{avge} \tan \delta$$

Donde:

H = Profundidad de celda de Geoweb en mm (pulg.)

D = Diámetro efectivo de las celdas Geoweb = 178 mm (7.0 pulg.)

δ = ángulo de resistencia al corte entre el material granular de relleno y las paredes de las celdas de Geoweb.

$\delta = r\phi$ (obtener los datos de ensayo o estimar r con la tabla 3)

Determinar el esfuerzo permisible de diseño, q_G sobre la subrasante con el sistema Geoweb de confinamiento celular, utilizando la siguiente ecuación:

$$q_G = q_a + \sigma_r$$

Determinar el espesor total requerido para el pavimento granular, Z_G con el sistema Geoweb de confinamiento celular.

$$Z_G = \frac{R}{\sqrt{\left| 1 - \frac{q_G}{p} \right|^{2/3} - 1}}$$

Si el espesor total requerido es mayor que el espesor de la capa superficial (eso es, espesor hasta la parte superior de la sección de Geoweb, más el espesor de la sección de Geoweb), entonces se requiere de una capa de súbbase. El espesor de esta capa de súbbase debe ser igual al espesor total requerido menos el espesor de la capa superficial y el de la sección de Geoweb.

Calculada por medio de las ecuaciones presentadas previamente, la Tabla 5 indica los espesores de base/subbase requeridos para varios tipos de paredes de celdas del sistema Geoweb de soporte de carga, bajo las siguientes condiciones de carga:

- Espesor de la sección de Geoweb (profundidad de las celdas): 203 mm (8 pulg)
- Material de relleno: piedra chancada
- Angulo de fricción: 38 grados
- Presión de llantas: 690 kpa (100 psi)
- Espesor del revestimiento sobre la sección de Geoweb: 25 mm (1 pulg)
- Coeficiente de capacidad de carga: 2.8

Tabla 5 Espesor Total de la Base de Arena o Grava, incluyendo la Seccion de Geoweb

CBR de Subrasante %	Carga de Rueda		Liso r=0.71		Texturizado r=0.88		Perforado r=0.90		Piedra No Confinada	
	kN	(lbf)	mm	(pulg)	mm	(pulg)	mm	(pulg)	mm	(pulg)
0.2	27	(6,000)	277	(10.9)	241	(9.5)	236	(9.3)	876	(34.5)
	53	(12,000)	366	(14.4)	315	(12.4)	310	(12.4)	1240	(48.8)
	111	(25,000)	490	(19.3)	419	(16.5)	411	(16.2)	1788	(70.4)
	222	(50,000)	655	(25.8)	556	(21.9)	546	(21.5)	2527	(99.5)
0.5	27	(6,000)	251	(9.9)	221	(8.7)	218	(8.6)	546	(21.5)
	53	(12,000)	335	(13.2)	292	(11.5)	287	(11.3)	772	(30.4)
	111	(25,000)	450	(17.7)	389	(15.3)	384	(15.1)	1113	(43.8)
	222	(50,000)	605	(23.8)	518	(20.4)	511	(20.1)	1575	(62.0)
1.0	27	(6,000)	218	(8.6)	203	(8.0)	203	(8.0)	376	(14.8)
	53	(12,000)	292	(11.5)	257	(10.1)	254	(10.0)	531	(20.9)
	111	(25,000)	396	(15.6)	345	(13.6)	340	(13.4)	767	(30.2)
	222	(50,000)	536	(21.1)	465	(18.3)	457	(18.0)	1085	(42.7)
2.0	27	(6,000)	203	(8.0)	203	(8.0)	203	(8.0)	251	(9.9)
	53	(12,000)	231	(9.1)	206	(8.1)	203	(8.0)	353	(13.9)
	111	(25,000)	315	(12.4)	279	(11.0)	274	(10.8)	536	(21.1)
	222	(50,000)	429	(16.9)	376	(14.8)	368	(14.5)	721	(28.4)

Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

CAPITULO 3

CONFINAMIENTO CELULAR EN CANALES

3.1 INTRODUCCION

Los Sistemas Geoweb de Confinamiento Celular proporcionan una gran diversidad y flexibilidad de tratamientos para el control de erosión en canales abiertos y en otras estructuras hidráulicas. El comportamiento estructural y la durabilidad de los materiales convencionales de protección tales como el concreto, la grava, el ripio y la vegetación pueden incrementarse de manera significativa al continuar dichos materiales dentro de las celdas de los sistemas Geoweb.

Para el diseño de revestimientos de protección, se requiere de una clara definición de los parámetros de flujo máximo previsto y de los esfuerzos hidráulicos resultantes que se ejercen sobre la protección. Se tiene que tomar en consideración los requerimientos de sub-drenaje y la posibilidad de deformaciones estacionales o a largo plazo de la estructura en su conjunto. Otros factores a tener en cuenta incluyen la rugosidad de la superficie, o sea la eficiencia hidráulica del sistema de revestimiento, y la facilidad con la que se podrán realizar las operaciones futuras de mantenimiento y limpieza de sedimentos. El sistema de protección debe además adecuarse a los requerimientos locales en materia de protección ambiental, ecología y estética. En esta presentación, se proporciona una reseña técnica para el diseño y la construcción de varios canales abiertos y estructuras de dispersión de energía en los que se utiliza los sistemas de protección de Geoweb.

3.2 PROTECCIÓN DE CANALES EN GENERAL.

Existen muchos sistemas de protección para las estructuras de canales tanto abiertos como cerrados, en los que se puede utilizar una variedad de materiales naturales o sintéticos. En forma general se puede mencionar los siguientes sistemas de protección:

Revestimientos con tierra vegetal o con vegetación (p, ej. Pasto o pasto reforzado con sintéticos)

Armadura dura y flexible (p, ej. Ripio, gaviones, bloques prefabricados, sistemas de protección Geoweb)

Armadura rígida (p,ej, concreto reforzado vaciado in-situ)

Dentro de un sistema de canalización se acostumbra utilizar una combinación de varios materiales de protección de acuerdo con las variaciones de los parámetros hidráulicos, los requerimientos estéticos, los factores ambientales y las limitaciones presupuestales.

La elección del revestimiento adecuado puede verse muy influenciada por el tipo de estructura de canalización y por su función; en efecto, algunos sistemas de protección tienen que ser descartados frente a la probabilidad de flujos extremos con sus resultantes esfuerzos hidráulicos. Las principales estructuras de canalización pueden agruparse según la siguiente clasificación:

a) *Canales Naturales de Drenaje.*

Los canales naturales de drenaje están formados por la acción erosiva del escurrimiento de las aguas de lluvia concentradas al bajar el flujo en forma gravitacional hacia elevaciones menores. Por lo general, el alineamiento horizontal y las pendientes longitudinales de los canales naturales son irregulares, debido a las variaciones topográficas y las diferentes resistencias a la erosión de los suelos superficiales. El escurrimiento de las aguas provenientes de lluvias inusualmente fuertes puede provocar esfuerzos hidráulico devastadores en todo el canal. Los desarrollos urbanos dentro del área de captación del canal pueden incrementar significativamente la severidad de las descargas de aguas de lluvia en comparación con los niveles históricos. Puede ser necesario imponer medidas especiales y restricciones a fin de proteger la vegetación y el hábitat de los animales acuáticos.

b) Canales Construidos por el Hombre

Los canales construidos por el hombre, sea para fines de drenaje, irrigación, generación de energía o navegación, son generalmente más consistentes en lo que a alineamiento y sección transversal se refiere. Las proyecciones de flujos máximos de diseños pueden usualmente hacerse con mas confianza reduciéndose así el riesgo de subdiseño de las obras de protección.

c) Estructura Hidráulica

La mayoría de sistemas de canales abiertos cuentan con estructuras hidráulicas tales como bocatomas, bocas de salida, constricciones y cambios bruscos de gradiente. En muchos casos, la función principal de estas estructuras radica en el control de dispersión de la energía hidráulica. Por lo general, esto se consigue con la transformación de la energía potencial (caída hidráulica) a energía cinética (carga de velocidad), y finalmente la dispersión de esta energía cinética por perdidas por fricción, turbulencia y generación de calor.

En consecuencia, las estructuras hidráulicas, tales como vertederos y saltos, son especialmente expuestas a erosión y esfuerzos hidrodinámicos severos por lo que requieren generalmente de protección superficial más sustancial que el simple revestimiento de canal.

3.3 CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO

Es importante definir claramente la función de la estructura del canal o canal abierto al inicio del proceso de diseño del sistema de protección. Se tiene también que analizar la topografía local, las condiciones de suelo y de agua subterránea, así como la geometría de las estructuras proyectadas,

definiendo las limitaciones que imponen sobre el diseño y la construcción de las obras de protección.

La determinación de la naturaleza y grado de gravedad de los parámetros hidráulicos que podrían presentarse en cada sector del sistema de protección es primordial. En muchos casos, no es económicamente factible proporcionar a un canal o una estructura un nivel de protección que le permita recibir la máxima descarga de aguas de lluvia probable. Por ello, es esencial definir el flujo de diseño para el que se requiere una protección total, así con las consecuencias probables en el caso de una avenida extraordinaria que exceda significativamente el estándar del diseño.

3.3.1 Sistemas de Revestimiento de Protección

Los parámetros principales para la aplicación de materiales de protección en canales y estructuras incluyen:

a) Rugosidad de la Superficie.

La rugosidad de la superficie, usualmente definida como el coeficiente de rugosidad de Manning, "n" es función del tipo de revestimiento y del acabado de la superficie del material. En caso de cursos de agua relativamente planos y cubiertos de pasto, se utiliza un coeficiente de retardo "n" para relacionar las características físicas de un tipo particular de pasto al parámetro de carga hidráulica VR (m^2/s o pie^2/s)

b) Resistente a la Erosión y Durabilidad.

La resistencia a la erosión y la durabilidad del revestimiento de protección, tanto para una carga hidráulica de larga como de corta duración, pueden ser cuantificadas, como una velocidad límite del caudal medio (V) o un esfuerzo cortante de lindero crítico. La duración máxima del caudal de diseño es importante cuando se trata de protección vegetal.

c) Estabilidad del Sistema de Protección.

La estabilidad del sistema es función de la resistencia del revestimiento, en cuanto a:

- ❖ Desplazamiento por traslación bajo un esfuerzo cortante de lindero considerable o una pendiente excesiva de los taludes laterales y la capacidad de resistencia a un empuje hidrostático (generalmente asociado a cambios importantes de la pendiente longitudinal)
- ❖ Choque hidrodinámico, y
- ❖ Saltos hidráulicos.

Donde sea necesario, se puede agregar una serie de anclajes adicionales para incrementar la resistencia del revestimiento al deslizamiento y al empuje.

d) Flexibilidad del Sistema de Protección.

La flexibilidad permite que el revestimiento se adapte a las deformaciones localizadas de la sùbase y de los materiales que conforman el lecho, estas deformaciones pueden presentarse después de las obras de construcción o deberse a factores estacionales. La falta de flexibilidad puede dar lugar a la formación de vacíos debajo del revestimiento, a un desplazamiento sin control de los materiales del lecho, y, finalmente, a una socavación severa del sistema de protección. Por otro lado, una flexibilidad excesiva puede reducir la resistencia del sistema a las fuerzas potenciales de empuje del sistema de protección debe tomar en cuenta los parámetros del subsuelo y condiciones hidráulicas específicas del proyecto.

e) Permeabilidad del Sistema de Protección.

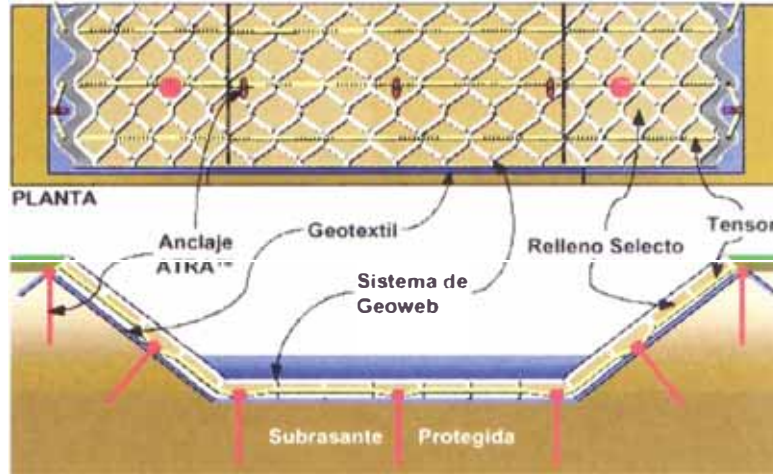
La protección debe ser lo suficientemente permeable como para permitir el drenaje libre de los materiales adyacentes del subsuelo y del lecho. La necesidad de drenaje puede ser consecuencia de la presencia de una napa freática elevada o de una reducción acelerada del nivel de agua en el canal. La dispersión de las posibles fuerzas hidrostáticas de empuje puede lograrse mediante (1) el drenaje a través de la superficie de revestimiento, (2) la construcción de un sistema de captación y de desfogue aparte, o (3) una combinación de estos dos métodos. Todos los sistemas de drenaje deberían contar con filtros de suelos adecuados, como por ejemplo una envoltura de geotextil, con el fin de evitar la pérdida de partículas del subsuelo y de material del lecho debido a las socavaciones.

f) Facilidad de Mantenimiento.

La efectividad del mantenimiento de un sistema de revestimiento depende generalmente de la facilidad de acceso a la solera del canal con equipo de ruedas y la posibilidad de remover mecánicamente los sedimentos o escombros acumulados sin dañar la protección.

3.3.2 Componentes del Sistema Geoweb.**a) Generalidades.**

La Figura 3.1 muestra los componentes principales de un sistema de protección Geoweb para canales. Las especificaciones para cada componente son función de las condiciones hidráulicas previstas, de la geometría del canal, de los materiales de relleno disponibles y del tipo de suelo de subbase. A continuación se presenta con mayor detalle cada componente de un sistema Geoweb estándar, así como los criterios para su selección.

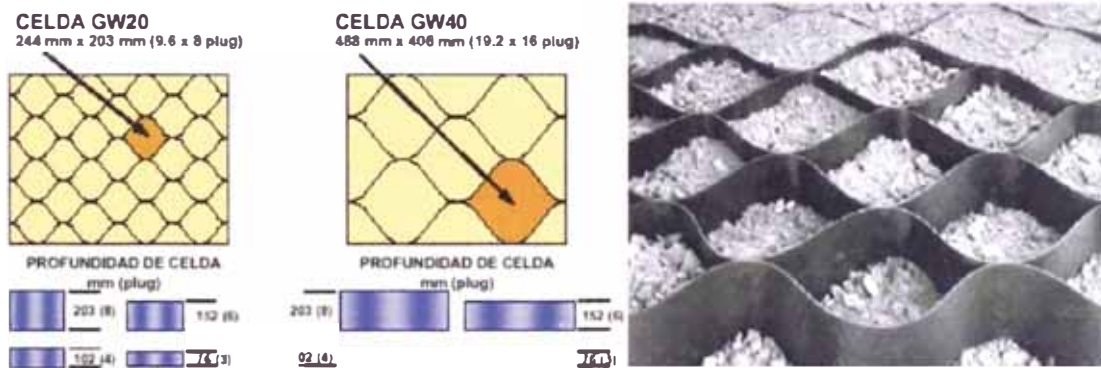


Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

FIGURA 3.1 PROTECCION DE CANALES CON GEOWEB – COMPONENTES DEL SISTEMA

b) Tamaño y Profundidad de Celdas Geoweb.

A continuación, en los acápite que tratan de la Selección del Material de Relleno, se analiza el tamaño y profundidad óptima de celdas.



Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

FIGURA 3.2 DIMENSIONES DE LAS CELDAS GEOWEB

c) Subcapa de Geotextil

En los canales con revestimiento, se recomienda una subcapa de geotextil no-tejido perforado por agujas y que actúe como filtro del suelo y sistema de drenaje. Los bordes del geotextil deberán ser introducidos en el subsuelo a lo largo del perímetro del área de

protección a fin de evitar la posibilidad de un flujo no controlado debajo del sistema de revestimiento. Para la selección del geotextil, se utilizaran los criterios convencionales que toman en cuenta los diferentes tipos de subsuelos y las condiciones de la napa freática. Para ejemplos de esta aplicación, se consultara el AASHTO-AGC-ARBTA Task Force 25 Specifications for Geotextiles.

d) Tensores Poliméricos Integrales

La Tabla 1 muestra los diversos tensores estándares que pueden utilizarse en los sistemas Geoweb de protección de canales.

Además de proporcionar un elemento de conexión para los anclajes al terreno y los anclajes de coronación de los taludes laterales de fuerte pendiente, los tensores integrales distribuyen el peso propio del material suelto de relleno cuya carga se ejerce directamente sobre los tensores.

Este método de anclaje resulta muy efectivo cuando la protección Geoweb es aplicada sobre geomembranas de revestimiento que no pueden ser penetradas por anclajes al terreno.

Tabla 1 Tipos de Tensores	
Denominación Referencial	Resistencia Mínima a la Rotura.
TPC-71	7.12 kN (1600 lbf).
TP -31	3.11 kN (700 lbf)
TP-67	6.70 kN (1500 lbf)
TP-93	9.30 kN (2090 lbf)
TK-89	8.90 kN (2000 lbf)
TK-133	13.34 kN (3000 lbf)

Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

e) Anclajes al Terreno.

En los sistemas Geoweb de revestimiento de canales se puede utilizar diferentes tipos de anclajes al terreno de acuerdo con la geometría del canal y los esfuerzos hidráulicos.

El sistema estándar o "nominal" de anclaje incluye una serie de Anclajes ATRA colocadas en cuadrícula a intervalos predefinidos a lo largo de los tensores integrales seleccionados. Esta disposición permite distribuir efectivamente la resistencia del anclaje a lo largo del revestimiento de protección. La densidad "nominal" típica de anclaje es de 1 anclaje /m² (1 anclaje / 10pie²)

Se puede también utilizar una cuadrícula de anclajes especiales de alta resistencia cuando existen fuerzas de empuje muy grandes o condiciones geométricas extremas. En estos casos se recomienda generalmente el uso de anclajes "pico de pato" o helicoidales.

f) Tratamiento Superficiales

Se puede someter los materiales de relleno seleccionados a una serie de tratamiento con el fin de aumentar su resistencia a la erosión o, en algunos casos, aumentar su rugosidad efectiva. A continuación se describen algunos ejemplos específicos.

3.3.3 Criterios para la Selección de Materiales de Relleno para Geoweb.

A. Relleno con Capa Vegetal

a) Generalidades.

Los revestimientos convencionales con pasto pueden aplicarse efectivamente en los canales y zonas pantanosas donde el flujo de agua es intermitente y moderado. Sin embargo, un flujo que se mantiene por un largo periodo puede comprometer el revestimiento con vegetación. En efecto, las partículas de tierra son

progresivamente removidas de la zona de raíces, creándose surcos de agua que terminan por destruir la protección.

b) *Ventajas del Confinamiento Celular*

- ❖ Las paredes de las celdas Geoweb, que contiene relleno de tierra vegetal, forman una serie de pequeñas presas de retención a lo largo del revestimiento. De esta manera el flujo es continuamente desviado hacia la superficie, evitándose los surcos que se forman siempre que una corriente fuerte se filtra a través del suelo.
- ❖ Cada celda de Geoweb contiene y protege un espesor predefinido de tierra vegetal y su conjunto de raíces. Las raíces penetran fácilmente al subsuelo a través de la subcapa de geotextil no-tejido, reforzando y anclando todo el sistema de revestimiento.
- ❖ Cuando se utiliza el Geoweb perforado, las raíces crecen por las perforaciones y se entrelazan con la pared de la celda, creándose de esa forma un refuerzo adicional en la zona de raíces.
- ❖ El confinamiento y anclaje del conjunto de raíces aumenta la resistencia límite al corte de la protección y permite resistir a flujos de mayor duración.

c) *Criterios de Diseño.*

- ❖ Se recomienda el uso de relleno con tierra vegetal en los casos en que el flujo de agua es intermitente, de intensidad moderada, y de relativamente corta duración (< 24 horas). Puede soportar velocidades máximas de 6 m/s (20 pie/s) por periodos cortos cuando la cubierta vegetal está bien establecida.
- ❖ Debe colocarse una cubierta degradable contra la erosión a fin de proteger la tierra vegetal expuesta así como las semillas, y

permitir el crecimiento rápido de la vegetación. Esta cubierta contra la erosión será seleccionada y colocada de acuerdo con las instrucciones del fabricante.

- ❖ En caso de utilizar pasto, se tiene que rodillar o apisonar dentro de las celdas Geoweb rellenas con tierra vegetal y ancladas.
- ❖ Para mejores resultados, se recomienda la utilización del Geoweb perforado con una subcapa de geotextil no-tejido liviano ($150 - 200 \text{ g/m}^2$ ($4 - 6 \text{ oz/yd}^2$), perforado por agujas.

d) Selección del Tamaño de Celda.

- ❖ La profundidad normal de las celdas para los revestimientos Geoweb con vegetación es de 76 mm (3pulg) cuando el subsuelo permita el desarrollo de raíces y los taludes tenga ángulos menores de 26° . Para taludes mayores de 26° , se requiere celdas con un mínimo de 102 mm (4pulg) de profundidad. En regiones áridas, puede ser necesario el uso de celdas de mayor profundidad.
- ❖ Para el revestimiento de canales con vegetación, se recomienda generalmente el uso de la celda GW20 de 244 mmx 203 mm (9.6 pulg. x 8.0 pulg.)

e) Instalación del Geoweb.

- ❖ Debe evitarse un relleno excesivo de las celdas así como la colocación de grandes trozos de tierra. Se tiene que verificar que las celdas estén completamente llenas de tierra después de haberlas apisonado ligeramente. La compactación excesiva del relleno podría retrasar el crecimiento de la vegetación.

- ❖ Debe procederse al sembrío y a la instalación de una cubierta contra la erosión inmediatamente después de la colocación del relleno de tierra vegetal.

B. Relleno con Agregados.

a) Generalidades.

La estabilidad de los agregados naturales o triturados está en relación directa con la granulometría, forma y densidad de las partículas. El desplazamiento, provocado por fuerzas de arrastre moderadas, de las partículas más pequeñas no confinadas en la capa de protección con agregados de un canal puede causar concentraciones de flujo de agua dentro del sistema de protección y la remoción gradual de partículas más grandes. Este proceso puede dar lugar a mayores turbulencias locales y eventualmente a la destrucción del sistema protector.

b) Ventajas del Confinamiento Celular.

- ❖ El confinamiento de los agregados sueltos dentro de las celdas de Geoweb para proporcionar una protección dura al canal significa además una resistencia adicional a las fuerzas de arrastre. Los esfuerzos hidráulicos límite dependen del tamaño de las partículas expuestas en la superficie de cada celda rellena más que del agregado más fino confinado al fondo de la celda. Las paredes de la celda limitan el flujo a través de la capa de agregados, evitando así la formación de algunos surcos de escorrentía en la capa protectora.
- ❖ En el caso de que las condiciones de flujo produzcan fuerzas de arrastre iguales o ligeramente mayores a los valores límite para las partículas de agregado expuestas, puede vaciarse parcialmente la celda. Esto tiene por efecto un aumento de la

estabilidad del sistema global, al formar las paredes de la celda un resalto en el flujo de la corriente.

- ❖ La resistencia a la erosión de un revestimiento Geoweb relleno con agregados puede incrementarse sin pérdida de la flexibilidad inherente al sistema mediante la aplicación de concreto en la superficie.

c) Criterios de Diseño.

- ❖ Las condiciones hidráulicas límite recomendadas para los diferentes tipos de agregados se muestran en la Figura 3.23
- ❖ Cuando se aplica una lechada de concreto en la superficie del relleno con agregados a fin de aumentar la resistencia a la erosión, se recomienda una profundidad mínima de penetración de la lechada de 25 mm (1 pulg).
- ❖ Se recomienda la colocación de una subcapa de geotextil no-tejido de 200-300 g/m² (6-10oz/yd²), a fin de evitar la pérdida de partículas finas del subsuelo. El tamaño de los poros del geotextil de la subcapa no debe ser mayor del d₈₅ del subsuelo protegido.

d) Selección del Tamaño de Celdas

La selección del tamaño de celda Geoweb esta en relación directa con el tamaño máximo del agregado de relleno.

Tabla 2 Tamaño Máximo de Agregado Recomendado.

Profundidad de Celda Geoweb	76mm (3pulg)	102mm (4pulg)	152mm (6pulg)	203mm (8pulg)
Celda GW20	38mm (1,5pulg)	50mm (2pulg)	75mm (3pulg)	75mm (3.5pulg)
Celda GW40	75mm (3pulg)	100mm (4 pulg.)	150mm (6 pulg.)	150mm (7 pulg.)

Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

e) Sistema de Anclaje

El sistema de anclaje de la superficie de un revestimiento Geoweb relleno con agregados está constituido por tensores continuos a lo largo del canal con espaciamentos de 800 mm (32 pulg.) de centro a centro, y Anclaje ATRA de 500 mm (20 pulg.) a intervalos de 1000 mm (3 pies) a lo largo de cada tensor.

De no poder utilizarse lo Anclajes ATRA, se tiene que reducir el espaciamiento entre tensores a 400 mm (16 pulg.) a fin de aumentar el peso sobrepuesto del relleno de agregados que se aplica directamente sobre el sistema de tensores.

f) Instalación de Geoweb.

- Durante las operaciones de relleno, debe evitarse la descarga del volquete por el extremo, así como dejar caer los agregados pequeños {< 75 mm (3 pulg.) desde mas de 500 mm (20 pulg.). Debe también asegurarse de que las celdas no estén demasiado llenas.

- Puede compactarse los agregados dentro de las celdas de Geoweb mediante una apisonadora de plancha o con la parte exterior del cucharón del equipo que se uso para la colocación.

C. Protección Geoweb con Relleno de Concreto.

a) Generalidades.

El concreto vaciado puede proporcionar una protección dura y duradera para los canales y estructuras hidráulicas expuestos a fuerzas hidrodinámicas importantes. Los revestimientos protectores convencionales de concreto reforzado son mayormente rígidos y para funcionar de manera efectiva deben contar con diversas juntas de construcción y expansión. Se requiera a menudo de una base granular estable selecta a fin de minimizar la posibilidad de formación de vacíos debajo del refuerzo. Un desplazamiento no controlado de los materiales de base puede provocar rajaduras en la estructura y, en casos extremos, un levantamiento y desplazamiento del revestimiento. Aumenta la probabilidad de daños si ocurren deformaciones estacionales o de larga duración de la subrasante. Estos factores pueden incrementar de manera significativa el costo total de los revestimientos convencionales.

b) Ventajas del Confinamiento Celular.

- El relleno de las celdas de Geoweb con concreto pre-mezclado proporciona un sistema de revestimiento duradero, resistente a la erosión, con un espesor uniforme, y que mantiene la flexibilidad y la posibilidad de adaptarse a movimientos potenciales de la subrasante. Pueden omitirse las capas de base especiales y compactadas, necesarias con las losas de concreto vaciado convencionales. El sistema Geoweb actúa

esencialmente como un encofrado liviano y flexible que puede adaptarse fácilmente a canales de diversas formas geométricas.

- La contracción normal del relleno de concreto al secarse permite que toda la superficie del revestimiento pueda drenar el agua de la subrasante. La distribución uniforme de la contracción aumenta también la capacidad de adaptación del sistema en caso de deformación de la subrasante.
- La calidad, el acabado y el espesor del concreto pueden seleccionarse de acuerdo con los requerimientos específicos del diseño, Una subcapa de geotextil no tejido, combinada en caso de ser necesario con puntos de salida, asegura el drenaje efectivo de la subrasante y funciona además como filtro protector del subsuelo.
- Se mantiene una adhesión mecánica entre el relleno de concreto y el interior de cada celda, gracias a la superficie especial de las celdas del sistema Geoweb. En efecto, la pared puede ser texturizada, perforada o no-perforada. La magnitud de la textura es mayor que el potencial de contracción del concreto, quedando así atrapado el relleno de concreto en cada celda. Las perforaciones de 10 mm (3/8 pulg.) de diámetro permiten el flujo de concreto entre celdas, lo que proporciona un mayor entrelazamiento del relleno de concreto dentro de las celdas del sistema.
- La instalación es rápida. El concreto puede vaciarse mediante bomba, elevadores de balde, o descargarse directamente de los camiones concretos.

c) Criterios de Diseño.

- Se recomienda el relleno con concreto para los canales susceptibles de quedar expuestos a flujos de gran velocidad turbulencia o choque hidrodinámico. La calidad del concreto, en cuanto a resistencia a la compresión, relación agregado/cemento, relación agua/cemento, y retención de aire, se definirá de acuerdo con los criterios técnicos normales aplicables para las condiciones de la obra.
- Pueden utilizarse concretos de mezcal pobre como relleno de bajo costo en los casos de esfuerzos hidráulicos moderados y condiciones climáticas suaves.
- El acabado de la superficie puede efectuarse con badilejo, escoba o rastrillo, cumpliendo con los requerimientos estéticos y de fricción superficial. Se puede también colocar agregados o grava en la capa superior del concreto húmedo a fin de conseguir una serie de texturas, colores y acabados superficiales.
- Para definir que tipo de geotextil o geocomponente utilizar de subcapa, es muy importante evaluar la permeabilidad del subsuelo y el potencial para rápidos descensos del nivel.

d) Selección del Tamaño de celdas.

- Se recomienda generalmente el uso de celdas GW20 [244 mm x 203 mm (9.6 pulg x 8.0 pulg.)] para pendientes mayores de 20° (2.75H.1V), salvo cuando el concreto tenga un asentamiento (slump) muy bajo.

- La selección de la profundidad de celdas depende normalmente de las fuerzas potenciales de tracción y de empuje que podrían ejercerse sobre el revestimiento de protección. Además de aumentar el peso unitario del sistema, una mayor profundidad de las celdas aumenta significativamente la rigidez a la flexión y la resistencia del sistema de empuje.

e) Sistema de Anclaje

- Los requerimientos de anclajes especiales por pendiente se definen sobre la base de análisis hidráulicos detallados, tal como se muestra en los Procedimientos de Diseño presentados a continuación.

f) Instalación del Sistema.

- El vaciado del concreto se efectuara generalmente desde la parte superior de los taludes laterales hacia la base. Se recomienda no sobrellenar las celdas.

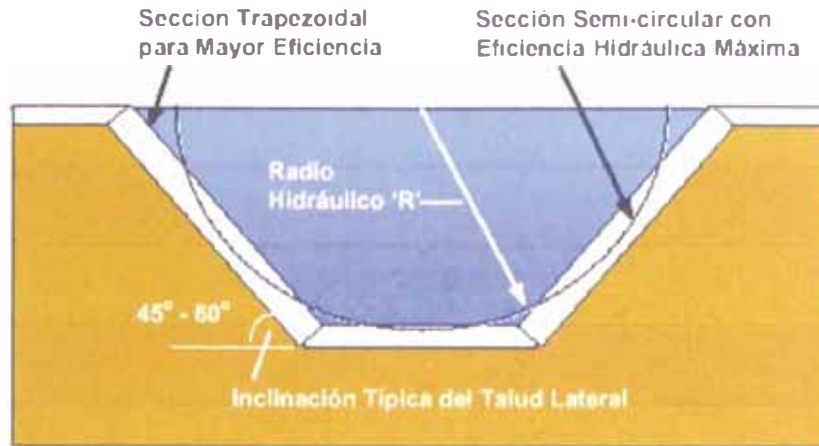
3.3.4 Función y Geometría.

A continuación se presentan criterios específicos de funcionamiento y dimensionamiento, que intervienen en la selección y diseño de los sistemas de revestimiento de protección.

A. Diseño para una Eficiencia Hidráulica Máxima.

La eficiencia hidráulica de un tramo de canal puede expresarse como un flujo "q" por área unitaria de sección transversal para una pendiente longitudinal dada. Aumenta la eficiencia al reducirse la rugosidad "n" del revestimiento, y al aumentar el radio hidráulico "R" (Área/Perímetro Mojado). Por lo tanto, los canales abiertos más eficientes tendrían un revestimiento relativamente liso y una sección semicircular. En la

práctica, las secciones más eficientes son las que se aproximan a un semicírculo (ver Figura 3.3). La eficiencia hidráulica se relaciona con flujos de alta velocidad, por lo que el revestimiento debe poder resistir a las fuerzas resultantes relativamente elevadas.

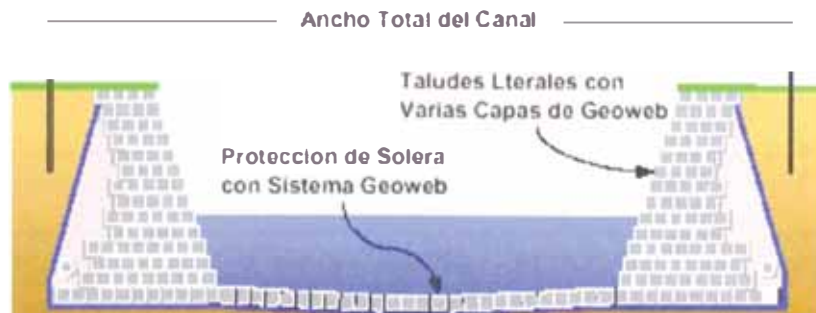


Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

FIGURA 3.3 DISEÑO DE SECCION TRANSVERSAL PARA UNA MÁXIMA EFICIENCIA HIDRAULICA

B. Diseño para un Ancho Mínimo de Canal.

Las limitaciones del ancho total del canal son muy comunes, sobre todo en áreas urbanas, A este problema se agrega la mayor escorrentía de lluvias que se presenta generalmente en zonas urbanas. La sección transversal de estos canales presenta normalmente paredes casi verticales y una solera protegida, tal como se muestra en la Figura 3.4. La solera puede tener una sección ligeramente en V o un canal de flujo bajo para evacuar el agua en estaciones secas y minimizar la sedimentación.



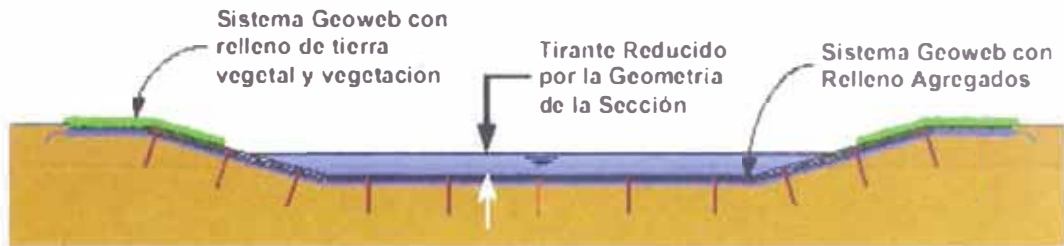
Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

FIGURA 3.4 SECCION COMPUESTA EN CASO DE ESPACIO RESTRINGIDO

C. Diseño para Limitar la Velocidad de Flujo

Algunos materiales para el revestimiento de canales, tales como ripio pequeño, grava y vegetación, tienen una resistencia relativamente limitada a los flujos severos. Estas limitaciones se contraponen al bajo costo de los materiales y, en algunos casos, a su atractivo estético. Existen dos métodos estándares para limitar la velocidad del flujo.

1. Proporcionar un canal de sección ancha y baja, como el de la Figura 3.5, reduciendo así la eficiencia hidráulica, la velocidad del flujo y los esfuerzos linderos.
2. Reducir la pendiente longitudinal del canal con una serie de saltos reforzados, tal como se muestra en la Figura 3.6. Los esfuerzos cortantes en los tramos del canal entre saltos son mínimos gracias a la suavidad de la pendiente.



Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

FIGURA 3.5 REDUCCION DE VELOCIDAD DE FLUJO MEDIANTE SECCION ANCHA

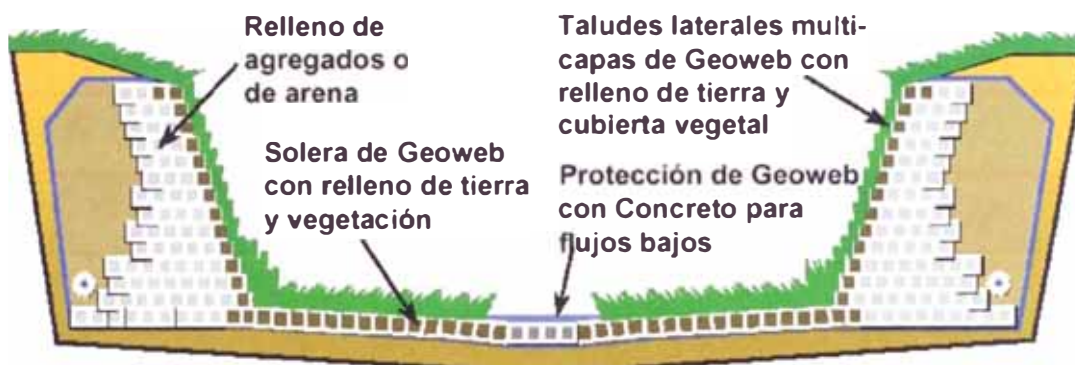


Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

FIGURA 3.6 REDUCCION DE PENDIENTE LONGITUDINAL CON SALTOS MULTI - CAPAS

D. Máxima Cubierta Vegetal.

Una vegetación bien arraigada puede proporcionar una protección efectiva y ecológica de los canales abiertos. Bajo condiciones extremas de flujo, sin embargo, la pérdida de partículas de suelo alrededor de las raíces puede comprometer la protección. Puede eliminarse este problema dejando que la vegetación se desarrolle dentro de las celdas del sistema Geoweb tanto en la solera como en los taludes laterales del canal, tal como se puede apreciar en la Figura 3.7. Además, la instalación de paredes laterales multi-capas de Geoweb proporcionan una masa de suelo estable de mayor pendiente, que permite mantener una cubierta vegetal completa en casos en que se tiene que maximizar la capacidad del canal.



Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

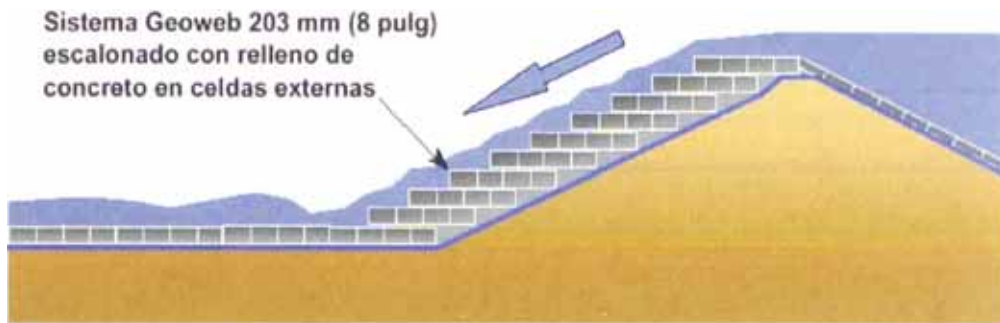
FIGURA 3.7 PROTECCION DE CANAL CON GEOWEB COMPUESTO Y CUBIERTA VEGETAL

E. Diseño para Dispersión de Energía

El sistema de revestimiento Geoweb tiene aplicación en una serie de configuraciones que permiten dispensar eficientemente la energía. Incluyen saltos, vertederos y embalses de amortiguación, caídas escalonadas, y la aplicación de rellenos de alta resistencia a las fuerzas hidráulicas. Ver Figura 3.8 y Figura 3.9

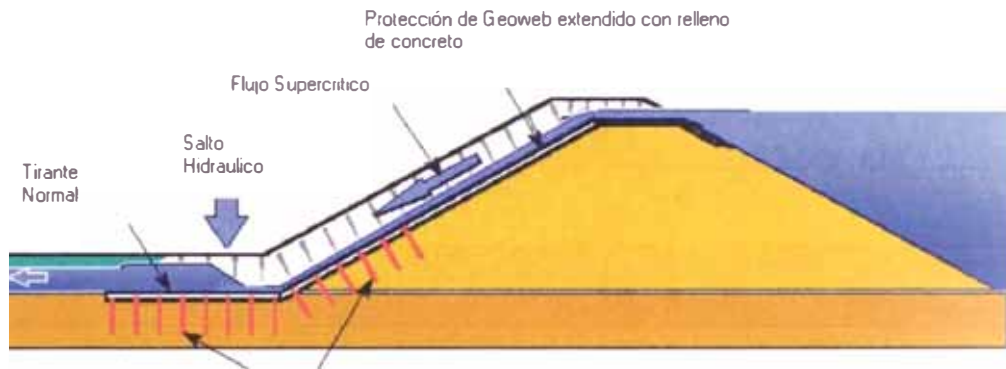
Hay varias formas de adaptar los revestimientos de Geoweb rellenos con concreto para que puedan cumplir con las necesidades de protección de los vertederos y embalses amortiguadores. Las condiciones de flujo en los canales de vertedores pueden calcularse mediante la ecuación de Bernoulli aplicando las tolerancias adecuadas por pérdidas por fricción que varían según se trate de un revestimiento Geoweb trapezoidal liso o de un sistema escalonado multi-capas. Se verifica luego la resistencia del revestimiento a los esfuerzos cortantes impuestos a fin de determinar si se requiere de un sistema adicional de anclaje.

Aplicando el número de Froude y la ecuación de Momentos, se define la ubicación y tamaño de los saltos hidráulicos que podrían presentarse en el embalse amortiguador y el canal vertedero inferior. Se puede resistir a las fuerzas de empuje resultantes de los resaltos previstos por medio de un conjunto de anclajes a tierra amarrados a tensores integrales que recorren el revestimiento Geoweb. El espaciamiento entre anclaje, típicamente de 600 a 900 mm (24-36 pulg.), es función del espesor y rigidez a la flexión del revestimiento. Por último se define la capacidad mínima de los anclajes, tomando en cuenta un factor de seguridad razonable.



Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

FIGURA 3.8 DISPERSION DE ENERGIA CON APLICACIÓN DE GEOWEB EN VERTEDERO ESCALONADO



Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

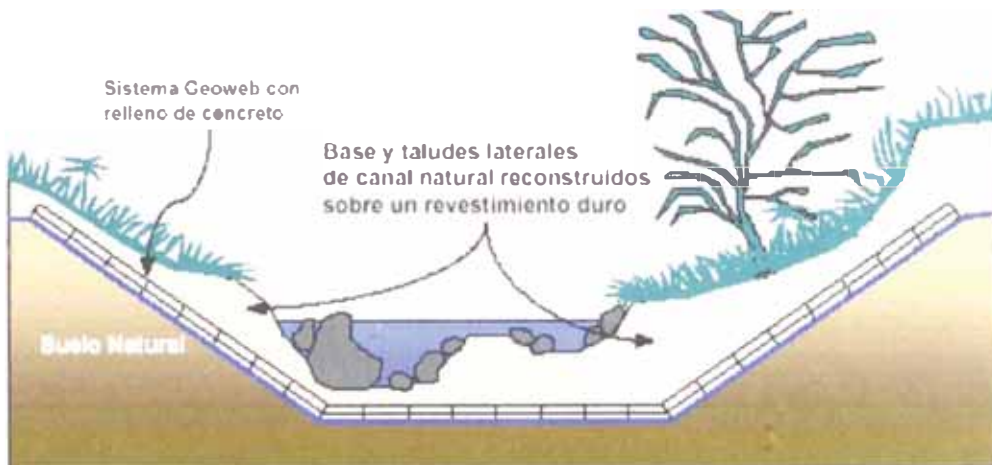
FIGURA 3.9 DISPERSION DE ENERGIA CON APLICACIÓN DE GEOWEB EN VERTEDERO ESCALONADO

F. Protección Oculta del Hábitat de los Peces.

En algunas jurisdicciones, la administración de aguas de escorrentía exige la eliminación de las protecciones duras convencionales en los riachuelos que contienen peces. Se prefiere un canal con erosión natural, corriente sinuosa de poca profundidad y pequeños embalses.

Desafortunadamente, en los casos de flujos extraordinarios, esta configuración puede exponer el canal y las estructuras contiguas a una severa erosión y daños.

En estas situaciones, una solución novedosa consiste en la colocación de un revestimiento Geoweb con relleno de concreto enterrado a una profundidad definida debajo de la solera y de los taludes laterales del canal, tal como se muestra en la Figura 3.10.



Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

FIGURA 3.10 PROTECCION OCULTA DEL CANAL NATURAL

3.4 PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO

1) Capacidad del Canal y Velocidad del Flujo.

La formula de Manning es el método mas utilizado para cuantificar los parámetros de flujos de los canales abiertos. Esta formula describe la relación entre la geometría de una sección de canal, la rugosidad del revestimiento, la pendiente longitudinal y la velocidad de flujo para varios tirantes del flujo. Ver. Figura 3.11. La ecuación es la siguiente:

$$v = \frac{R^{2/3} s^{1/2}}{n} \text{ (Sistema Métrico) o,}$$

$$v = \frac{1.486 R^{2/3} s^{1/2}}{n} \text{ (Sistema Inglés)}$$

Donde:

v = velocidad promedio [m/s^2 (pie/s^2)]

n = coeficiente de rugosidad

R = radio hidráulico = A/P [m (pie)]

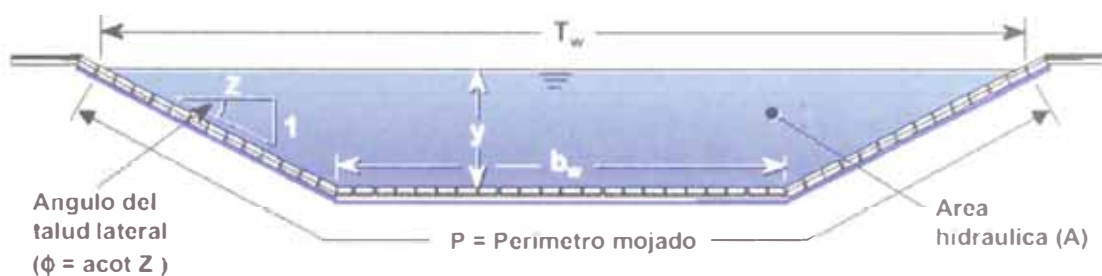
A = área hidráulica [m^2 (pie^2)]

P = perímetro mojado [m (pie)]

s = pendiente longitudinal [m/m (pie/pie)]

El caudal, Q , [m^3/s (pie^3/s)] se define como:

$$Q = A v$$



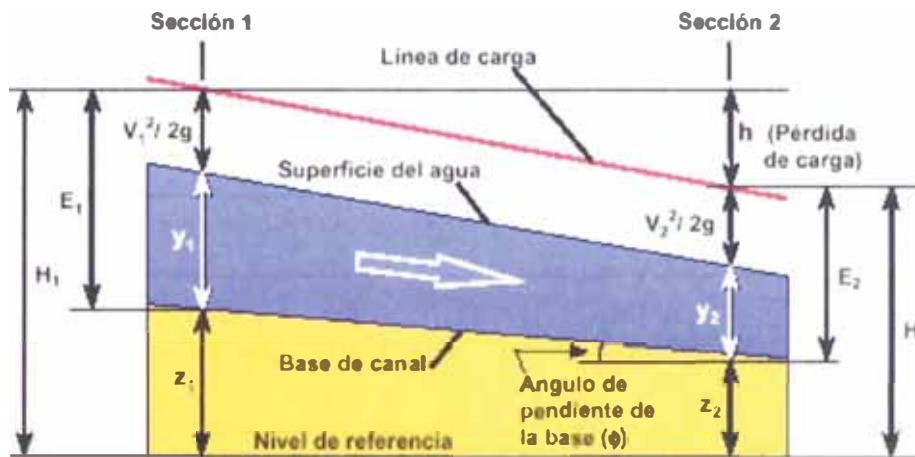
Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

FIGURA 3.11 GEOMETRIA DE CANAL TRAPEZOIDAL TIPICO

Es posible determinar, por prueba y error, las combinaciones de las variables que satisfagan las condiciones de flujo para una descarga dada. Para condiciones estables del flujo, eso es para una descarga constante, el principio de continuidad puede expresarse como sigue:

$$Q_1 = A_1v_1 = A_2v_2 = Q_2$$

Los índices 1 y 2 se refieren a las secciones 1 y 2 de la figura 3.12.



Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

FIGURA 3.12 FLUJO EN CANAL ABIERTO - DEFINICIONES

2) **Coficiente de Rugosidad.**

A) **Revestimiento con Vegetación.**

Los coeficientes de rugosidad de Manning "n" para los revestimientos con vegetación varían con el tipo, densidad y longitud de los componentes vegetales por encima de la superficie. A diferencia de los materiales de revestimiento "duros", los valores de "n" para el pasto varían en forma significativa con la intensidad del flujo de descarga dentro del canal. Al aumentar el tirante y velocidad del flujo, el pasto se inclina en la dirección de este hasta quedar, para flujos hidráulicos extremadamente altos, casi completamente aplastados contra el fondo del canal. Por ello, el valor de "n", o grado de retraso disminuye a medida que aumenta el flujo. Se ha determinado experimentalmente los parámetros de retraso de varios tipos de pasto para flujos de

descarga de diversas intensidades que pueden cuantificarse como el producto de la velocidad V por el radio hidráulico R , lo que se muestra en la Figura 3.13. La determinación de los parámetros de flujo en canales revestidos con pasto debe hacerse por un proceso iterativo ya que los valores de V , R y "n" son interdependiente.

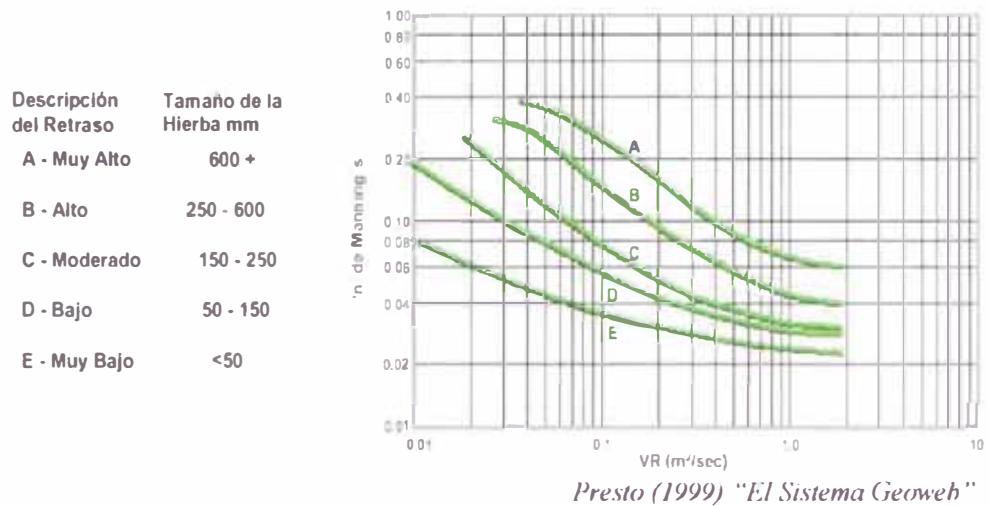


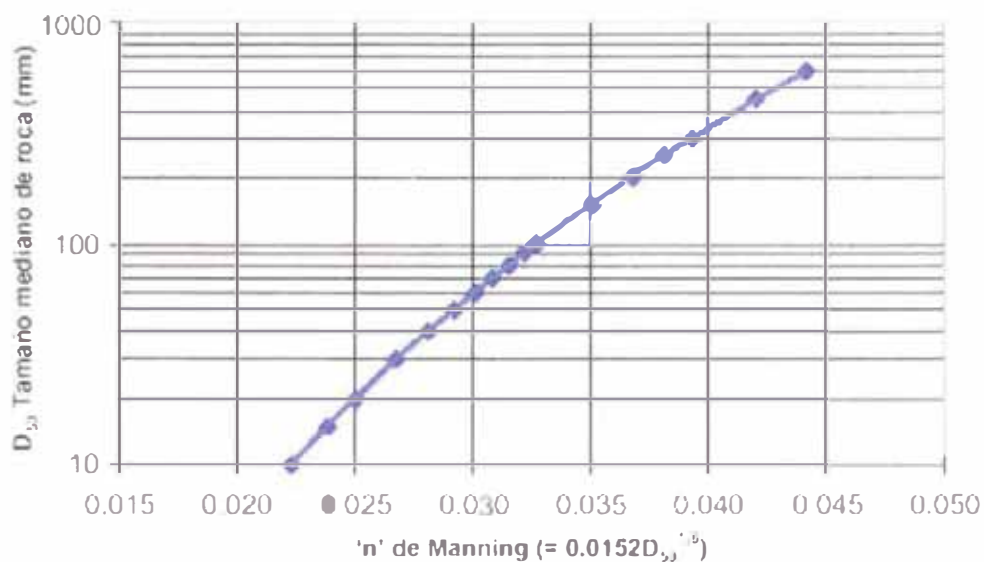
FIGURA 3.13 RETRASOS PARA CANALES CON REVESTIMIENTO DE PASTO

B) *Revestimiento con Agregados.*

El coeficiente de rugosidad de Manning para los revestimientos con agregados depende principalmente del tamaño, forma y granulometría de las partículas. La Figura 3.14 muestra los rangos más usuales. El valor "n" de los revestimientos con agregados puede estimarse por medio de la ecuación siguiente.

$$n = 0.0152D_{50}^{1/6}$$

Donde D_{50} = tamaño de roca (mm)



Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

FIGURA 3.14 RELACION ENTRE EL TAMAÑO PROMEDIO DEL AGREGADO y "n"

C) Revestimientos de concretos.

Los coeficientes de rugosidad de los revestimientos de canales con concreto uniformemente vaciado, caen generalmente dentro de un estrecho rango de valores dependiendo del acabado de la superficie. Para los acabados comunes, los valores de "n" varían entre 0.012 – 0.022, (ver tabla 3). De requerirse valores de "n" mas elevados, se puede incrustar agregados gruesos en la superficie del concreto o darle una geometría irregular.

Tabla 3 Coeficientes de Rugosidad Tipo para Revestimiento de Geoweb rellenos con Concretos	
Acabado de Superficie del Revestimiento de Geoweb relleno de concreto.	Rango Tipo de los Valores "n" de Manning.
Badilejo metálico liso	0.012 - 0.014
Espátula de madera	0.013 – 0.015
Cepillado	0.016 – 0.018
Rastrillado	0.020 – 0.022
Grava o roca parcialmente incrustada	0.022 – 0.030
Multi-capas escalonado	0.030 – 0.040

Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

D) Revestimiento Compuesto

En sectores de algunos canales se utiliza varios tipos de revestimiento o acabado. A estos extremos se les denomina tramos compuestos. El valor compuesto o efectivo del coeficiente "n" de Manning para estos tramos puede calcularse de la siguiente manera:

$$n_c = \left[\frac{\sum P_i n_i^{3/2}}{P} \right]^{3/2}$$

Donde:

n_c = Coeficiente de rugosidad de Manning compuesta.

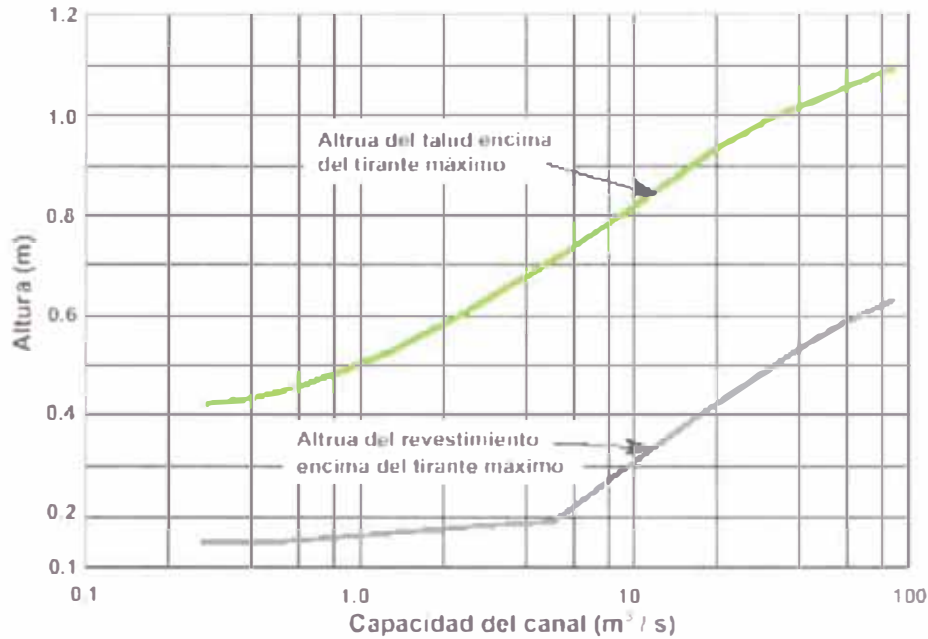
n_i = Coeficiente de rugosidad de Manning para el material de revestimiento en cada tramo

P = Perímetro mojado (m)

3) Margen Libre y Altura de la Protección.

El margen libre y altura del revestimiento de protección sobre el nivel de aguas máximo de diseño dentro del canal varia con el tamaño y

capacidad de la estructura. Los valores mínimos recomendados están dados por la Figura 3.15.



Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

FIGURA 3.15 MARGEN LIBRE Y ALTURA DEL REVESTIMIENTO SOBRE EL NIVEL DE AGUA RECOMENDADOS

4) Flujo Subcrítico y Supercrítico.

Las condiciones de flujo subcrítico se presentan en canales de pendiente longitudinal. Al revés, los flujos supercríticos ocurren en canales con pendientes longitudinales fuertes. El número de Froude, F_r indica la naturaleza del flujo y se determina por medio de la siguiente fórmula.

$$F_r = \frac{Q}{A\sqrt{g y}}$$

Donde:

F_r = número de Froude

y = tirante del flujo.

El flujo es subcrítico para $F_r < 1$

El flujo es supercrítico para $F_r > 1$

Los flujos en régimen supercríticos asociados con las estructuras de dispersión de energía tales como vertederos y saltos ocurren en la

salida aguas debajo al bajar el flujo de una elevación mayor a una elevación menor. En este proceso, la energía potencia (altura de caída hidráulica) se transforma en energía cinética (velocidad de caída), generándose altas velocidades de flujo en las estructuras. El número de Froude cuantifica este proceso para efectos de diseño.

Los saltos hidráulicos ocurren en la transición de un flujo supercrítico a un flujo subcrítico, por ejemplo en el extremo aguas debajo de la caída de un verdadero. La forma de un salto, y por ende la cantidad de energía que se disipa en dicho salto, están en relación con el número de Froude del flujo en régimen supercrítico aguas arriba.

5) *Ecuación de la Energía de Bernoulli.*

La energía en todo sector de un canal puede expresarse como:

$$H = \frac{\alpha V^2}{2g} + y \cos \phi + z$$

Donde:

H = Carga total de energía sobre el nivel de referencia (m).

ϕ = Pendiente longitudinal del canal (grados).

V = Velocidad de flujo (m/s)

z = Altura de la solera sobre el nivel de referencia (m)

g = Aceleración gravitacional (m/s²)

α = Coeficiente de energía (grado de turbulencia – rango 1.0 – 1.36)

y = Tirante del flujo (m)

La ecuación de Bernoulli permite determinar los cambios en el tirante del flujo y su velocidad entre tramos específicos de un canal, una vez tomadas en cuenta las pérdidas de carga o de energía. Las pérdidas de carga “h” pueden ser ocasionadas por fricciones en los bordes, transiciones, saltos hidráulicos y curvas. La fórmula resultante es la siguiente:

$$h = \left| y_1 + \frac{V_1^2}{2g} \right| - \left(\left| y_2 + \frac{V_2^2}{2g} \right| + (z_1 - z_2) \right)$$

Las pérdidas por fricción h dentro de un tramo específico del canal pueden ser estimadas aplicando una derivación de la ecuación de Manning con relación al parámetro de velocidad de carga, esto es:

$$h_f = \frac{19.6 n^2 L}{R^{4/3}} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

Donde:

h_f = Pérdida de carga por fricción (m)

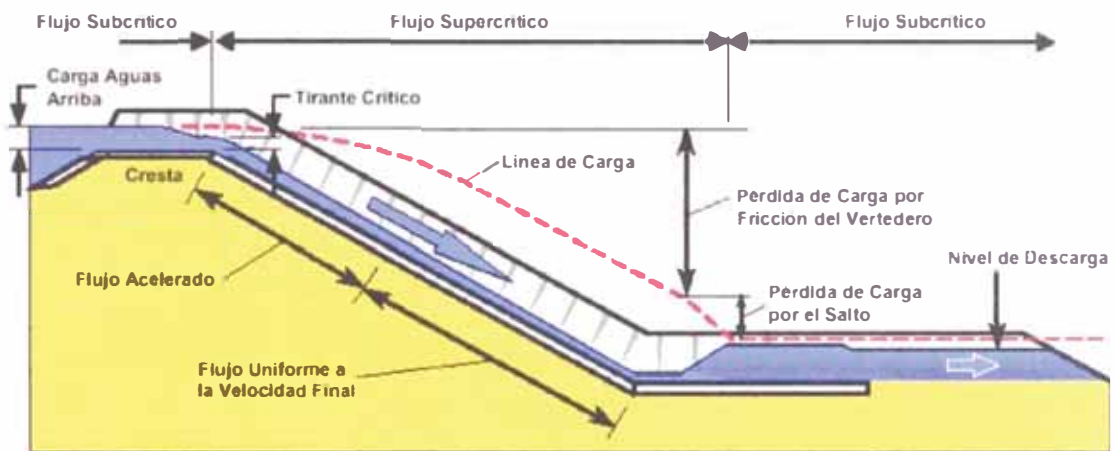
V = Velocidad de flujo (m/s)

n = Coeficiente de rugosidad de Manning

g = Aceleración gravitacional (m/se)

L = Longitud del tramo de canal (m)

La Figura 3.16 muestra la aplicación de esta ecuación a un vertedero típico.



Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

FIGURA 3.16 CARACTERÍSTICAS DEL FLUJO EN VERTEDEROS

6) Ecuación de Momentum

La ecuación de momentum o fuerza específica es derivada de la Segunda Ley de Newton, según la que $F = Ma$ (fuerza = masa x aceleración). Las fuerzas que actúan sobre una masa de agua incluyen la presión, gravedad y fricción. La fuerza específica, F_s en una sección determinada del canal se define de la siguiente manera:

$$F_s = \frac{Q^2 \beta}{g A} + \beta' \bar{y} \cos \phi A$$

Donde:

F_s = Fuerza específica (N).

A = Area hidráulica (m²)

β = Factor de corrección de la cantidad de movimiento

Q = Caudal (m³/s)

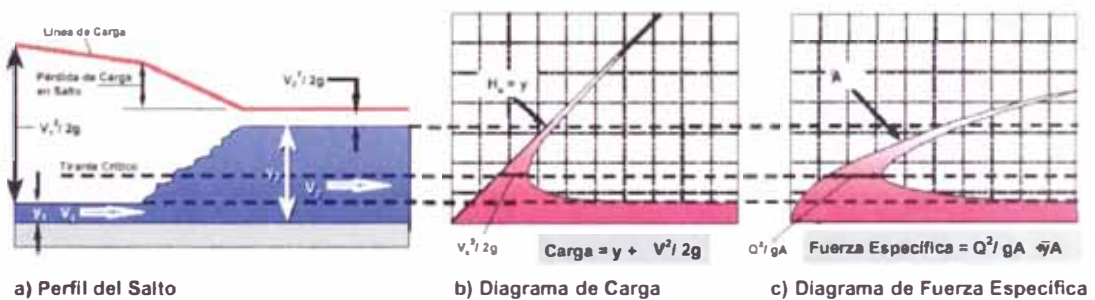
β' = Factor de corrección de presión.

ϕ = Pendiente longitudinal del canal (grado)

y = Distancia de la superficie del agua al centroide del área hidráulica (m).

El primer termino representa la fuerza específica (momentum) por unidad de peso agua; el segundo termino es la fuerza de presión por peso unitario de agua. Esta ecuación permite determinar el tirante de agua antes y después de un salto hidráulico. Una forma simplificada de esta ecuación, donde $\beta = \beta' = 1$ y el fondo del canal es horizontal, $\cos \phi = 1$, es la siguiente:

$$F_{s1} = \frac{Q^2}{g A_1} + \bar{y}_1 A_1 = F_{s2} = \frac{Q^2}{g A_2} + \bar{y}_2 A_2$$

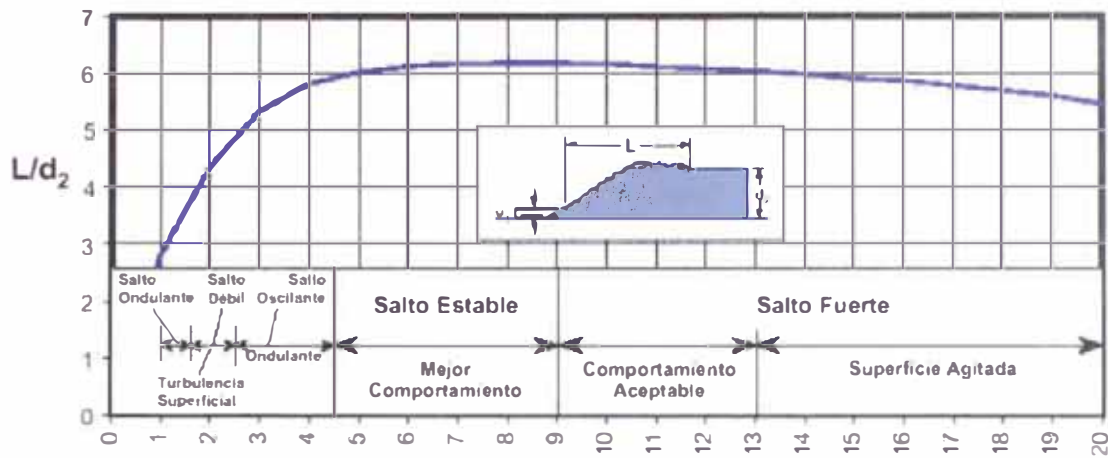


Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

FIGURA 17 PERFILES DE ENERGIA Y FUERZA EN UN SALTO HIDRAULICO

Los índices 1 y 2 se refieren a las secciones 1 y 2 respectivamente. Por lo tanto, si Q e y_1 (tirante de flujo supercrítico) son conocidos, puede hallarse y_2 (tirantes de flujo subcritico). La ecuación se aplica generalmente a situaciones donde las condiciones del flujo varían

rápidamente. La ecuación de energía dará resultados similares si las fuerzas de aceleración no son excesivas.



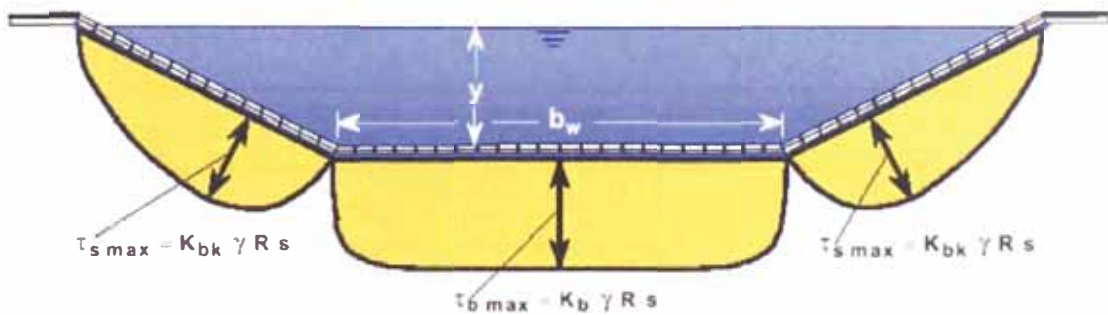
$$F_1 = V_1 / \sqrt{gd_1}$$

Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

FIGURA 3.18 RELACION ENTRE LONGITUD DEL SALTO Y NUMERO DE FROUDE

7) **Fuerza Tractivas.**

Las fuerzas hidrodinámicas, frecuentemente denominadas fuerzas tractivas, de arrastre o cortantes, se ejercen, por efecto del flujo, sobre el revestimiento de protección en el fondo y en los taludes laterales de los canales abiertos. Cuando la protección es relativamente lisa y uniforme, la fuerza tractiva varia con la rugosidad hidráulica o con la fricción de la superficie del revestimiento. La magnitud de la fuerza tractiva depende también de la forma geométrica y del alineamiento del canal. La distribución de las fuerzas dentro de un canal trapezoidal tipo es la que se muestra en la Figura 3.19



Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

FIGURA 3.19 DISTRIBUCION DE LA FUERZA TRACTIVA – CANAL TRAPEZOIDAL

Las fuerzas tractivas máximas se calculan de la siguiente manera:

$$\tau_{bmax} = K_b \gamma R s$$

Donde:

τ_{bmax} = fuerza tractiva máxima de la solera (kg/m²)

s = Pendiente longitudinal de la solera (m/m)

$\gamma R s$ = Fuerza tractiva promedio de solera (kg/m²)

K_b = Coeficiente de fuerza tractiva de solera

γ = Fuerza especifica / peso unitario de agua (kg/m³)

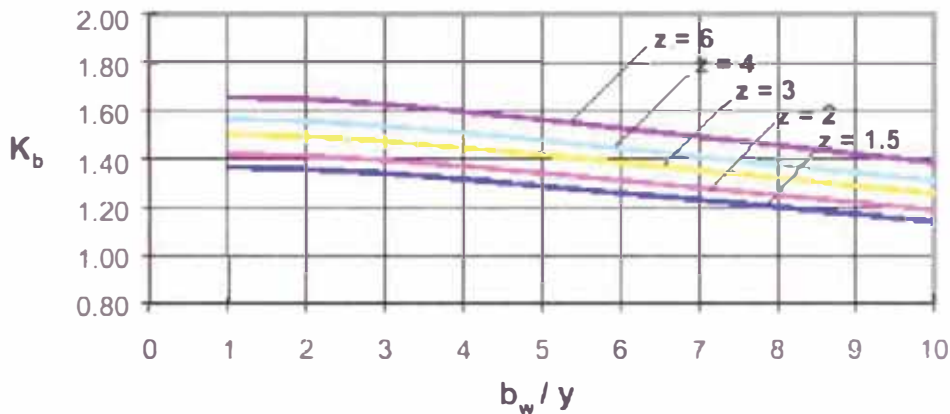
R = Radio hidráulico (m)

$$\tau_{smax} = K_{bk} \gamma R s$$

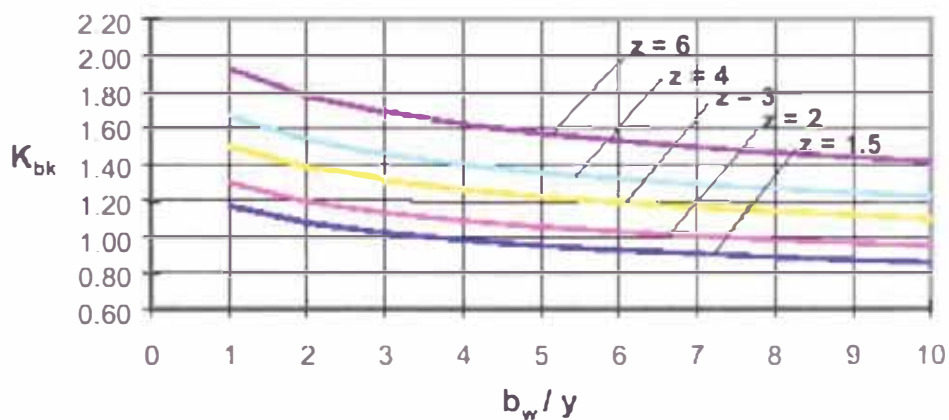
Donde:

τ_{smax} = Fuerza tractiva máxima del talud (kg/m²)

K_{bk} = Coeficiente de fuerza tractiva del talud.



a) Fuerza Tractiva Máxima de la Solera $K_b = \frac{\tau_b}{\gamma R s}$



b) Fuerza Tractiva Máxima del Talud $K_{bk} = \frac{\tau_s}{\gamma R s}$

FIGURA 3.20 COEFICIENTES DE FUERZA TRACTIVA DE SOLERA Y TALUDES LATERALES PARA CANALES TRAPEZOIDALES

Por otra parte, las fuerzas tractivas aumentan en la parte externa de las curvas por efecto de las fuerzas centrífugas. Se puede relacionar estas fuerzas adicionales con las fuerzas tractivas que se ejercen sobre el fondo del canal mediante la aplicación del coeficiente de curvatura K_{bd} adecuado.

$$\tau_{bcnd\ max} = K_{bd} \tau_{b\ max}$$

Donde:

- $\tau_{curv.\ max}$ = Fuerza tractiva máxima de curvatura (kg/m²)
- K_{bd} = Coeficiente de fuerza de curvatura
- $\tau_{b\ max}$ = Fuerza máxima tractiva de solera (kg/m²)

El coeficiente de curvatura depende de la clasificación de la curva como "larga o "corta". La relación entre la geometría de la curva y los coeficientes de fuerza (K_{lb} o K_{sb}), esta dada por la Figura 3.21.

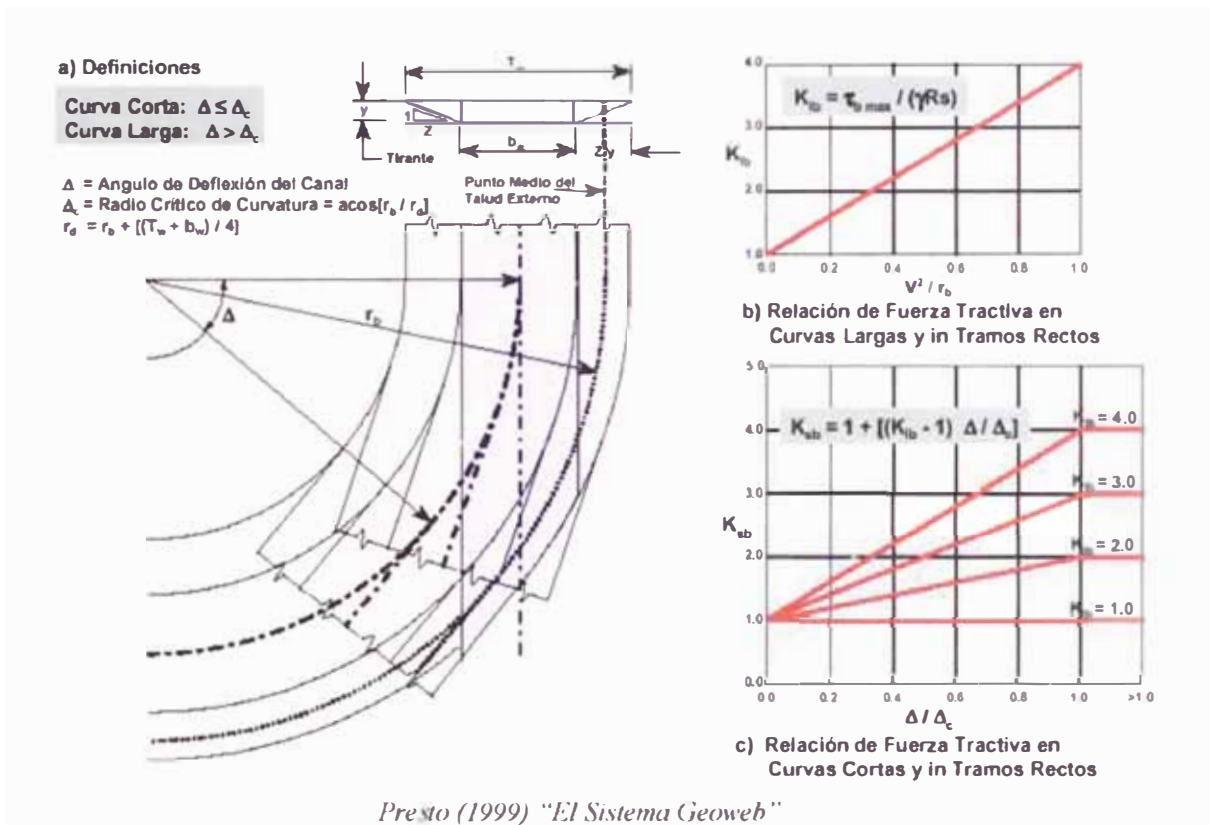


FIGURA 3.21 DETERMINACION DE LA LONGITUD DE CURVA Y RELACION DE FUERZAS POR CURVATURA

Irregularidades en el revestimiento pueden ocasionar turbulencia puntuales importantes y significantes fuerzas tractivas o de empuje adicionales. En estas circunstancias, puede ser necesario recurrir a anclajes especiales a tierra. En este contexto debe tomarse en cuenta también la probabilidad de acumulación de grandes escombros en el canal.

Las fuerzas tractivas admisibles para diversos materiales de revestimiento y tipos de suelo han sido determinadas después de numerosos estudios e investigaciones. La resistencia crítica al arrastre de los materiales sin cohesión en el fondo del canal puede relacionarse empíricamente al tamaño y densidad de las partículas. La estabilidad de los materiales en los taludes laterales del canal es función además del ángulo de reposo del material de revestimiento y de la inclinación del talud.

Esfuerzos tractivos crítico, para el que ocurre y un movimiento incipiente de las partículas de suelo del fondo del canal, puede aproximarse por medio de la siguiente fórmula:

$$\tau_{cd} = 0.0642D_{50}$$

Donde:

τ_{cd} = Fuerza tractiva crítica para partículas sobre el fondo del canal (kg/m²)

D_{50} = Mediana del tamaño de partículas.

La fuerza crítica de arrastre para las partículas de los taludes laterales del canal puede determinarse como sigue:

$$\tau_{cs} = K_{sb}\tau_{cb}$$

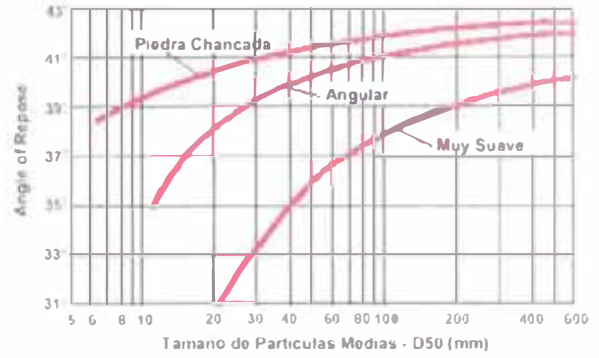
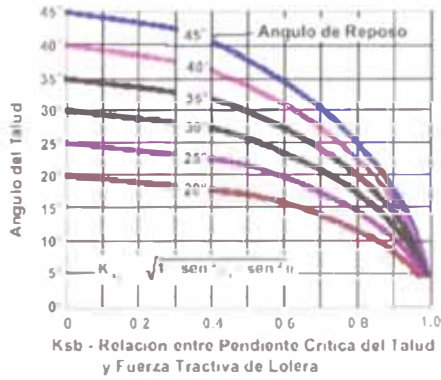
Donde:

τ_{cs} = Fuerza tractiva crítica del talud lateral (kg/m²)

$$K_{sb} = \sqrt{1 - \sin^2 \phi_s / \sin^2 \theta}$$

ϕ_s = Ángulo del talud (grados)

θ = Ángulo de reposo del material (grados)



Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

FIGURA 3.22 PARAMETROS DE DISEÑO PARA LA PROTECCIÓN DE AGREGADOS NO CONFINADOS

8) Estabilidad de los Sistemas de Revestimiento con Geoweb.

A) Relleno Vegetal.

La estabilidad general de los sistemas de revestimiento Geoweb con Vegetación depende en gran parte, como para todas las protecciones con vegetación, de la calidad, densidad y madurez de la vegetación y de su sistema de raíces. Según se analizó previamente en el ítem 3.3.3 Criterios para la selección de materiales de Relleno para Geoweb, la función principal del sistema Geoweb en estas aplicaciones consiste en contener y proteger la zona de las raíces a fin de evitar la pérdida de partículas del suelo y el desarrollo progresivo de grietas y surcos. Esta función es de particular importancia del suelo y el desarrollo progresivo de grietas y surcos. Esta función es de particular importancia cuando se presentan caudales concentrados y persistentes.

Numerosos investigadores han estudiado los esfuerzos hidráulicos límite que puede soportar un revestimiento vegetal, observando que son función de la resistencia a la tracción y al arrastre de los sistemas de raíces. Los valores tipo de los anclajes

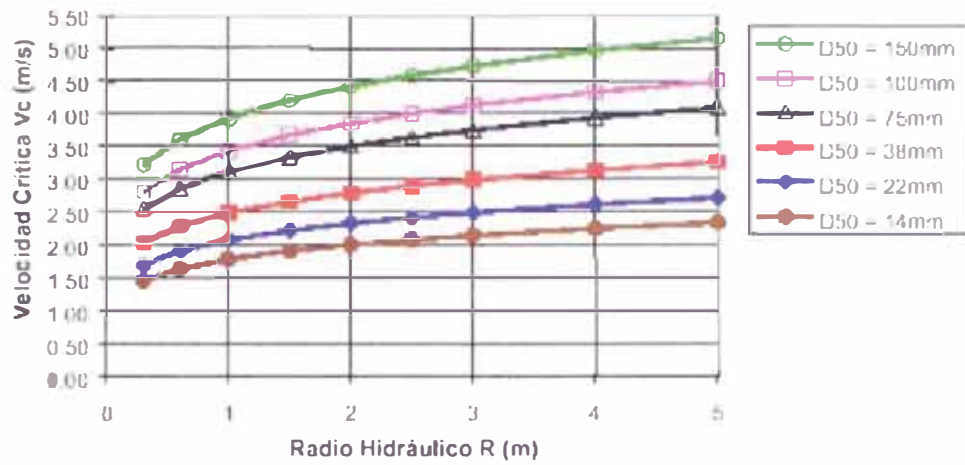
a la tensión medidos en el campo y mencionados anteriormente, están comprendidos entre 2 y 3 kN/m² (40 - 60 lb/pie²). La resistencia al arrastre desarrollada por un sistema de raíces establecidas es generalmente de 3 a 5 kN/m² (60 – 100 lb/pie²). Estos valores pueden agregarse a la resistencia normal que resulta del peso propio del revestimiento confinado y a los anclajes adicionales tales como tensores. En la practica actual, sin embargo, para los revestimientos de canales con Geoweb y vegetación, se recomienda una velocidad de diseño máximo de 6m/s (20 pie/s) siempre que los caudales máximos tengan una duración menor de 24 horas.

B) *Relleno de Agregados.*

Los sistemas de revestimiento de Geoweb rellenos con agregados fueron sometidos a prueba en canalones de tamaño real en el Canada Centre for inland Waters (CCIW), Burlington, Ontario en 1987. La investigación incluía la determinación de la velocidad critica de arrastre (U_c) y del coeficiente de fricción “n” para partículas de relleno de varios tamaños y granulometría. Los resultados de estas pruebas constituyen una base racional para el diseño de los revestimientos de Geoweb rellenos con agregados, relacionando la velocidad de flujo permisible (V_c) con el radio hidráulico (R) y la mediana del diámetro (D_{50}) del material de relleno de las celdas. Se analizaron dos situaciones:

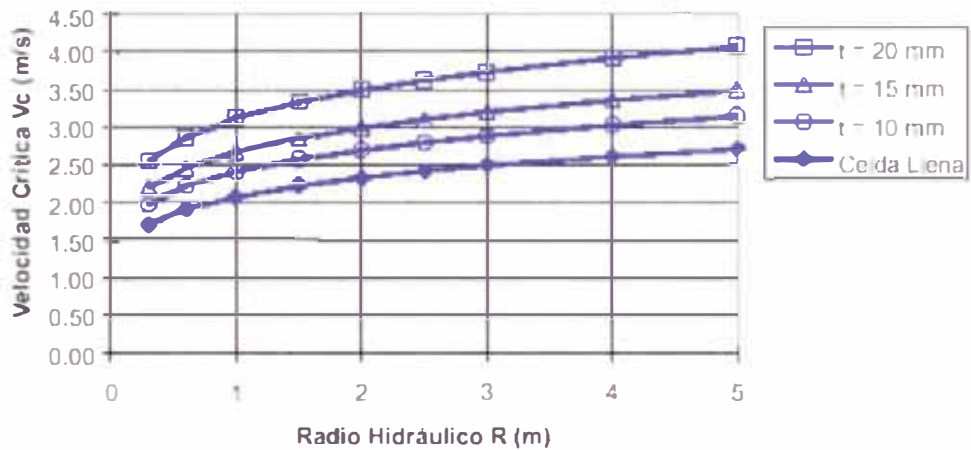
- 1) Comportamiento con agregados al ras del borde superior de las paredes de la celda, o sea con las celdas completamente llenas.
- 2) Comportamiento después de vaciar parcialmente las celdas.

La relación entre V_c , D_{50} y R con las celdas completamente llenas se muestran en la Figura 3.23



Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

FIGURA 3.23 RELACION ENTRE VELOCIDAD CRITICA, R Y D₅₀ CON LAS CELDAS LLENAS (BASADO EN SECCIONES DE CELDAS GW20)



Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

FIGURA 3.24 EFECTO DEL VACIADO DE CELDAS SOBRE LA VELOCIDAD CRITICA (D₅₀=22 mm) (BASADO EN SECCIONES DE CELDAS GW20)

Las fuerzas de arrastre mayores a las que aparecen en la Figura 3.23 provocan el vaciado progresivo de las celdas. Al desarrollarse este proceso, las resistencias a la fricción y al arrastre aumentan. De allí que un revestimiento Geoweb parcialmente vacío presenta una estabilidad significativamente mayor que otro lleno de agregados. Este fenómeno se puede cuantificar por la relación t/λ , donde t = la profundidad de socavación y λ = la longitud de cada celda en la dirección del flujo [200 mm (8pulg) para celdas GW20]. La Figura 3.24 muestra las curvas de comportamiento tipo para celdas Geoweb parcialmente vacías.

Una ventaja práctica de este incremento progresivo de la estabilidad debido al vaciado de las celdas es que los revestimientos Geoweb rellenos con agregados que han sido diseñados para un caudal determinado sin vaciado de las celdas pueden en realidad soportar caudales mayores sin fallas catastróficas.

El programa de pruebas del CCIW analizó rellenos tanto de agregado sin finos como de agregados de granulometría definida. Dada que el inicio de la socavación está directamente relacionado al tamaño medio de las partículas, las resistencias de los agregados graduados que contienen mayor proporción de partículas finas es menor que la de un relleno más uniforme. Sin embargo, en algunos casos, los agregados graduados constituyen el único material de relleno disponible para la protección. El confinamiento de los agregados graduados dentro de un revestimiento Geoweb puede proporcionar una protección muy estable ya que la socavación inicial y la remoción de los finos cercanos a la superficie hace bajar el relleno debajo del nivel superior de las paredes de las celdas, dejando dentro de las celdas una capa superficial estable de refuerzo formado por la fracción más gruesa del agregado original.

C) Relleno de Concreto.

Los revestimientos de canales con concreto, sea en la forma de losas rígidas vaciadas in-situ o como unidades prefabricadas ensambladas en las obras, pueden generalmente resistir a esfuerzos hidráulicos elevados producidos por flujos uniformes o de variación gradual.

Por lo general, los revestimientos de concreto constituyen el método de protección preferido cuando pendientes longitudinales fuertes originan situaciones de flujo supercrítico. Se ha efectuado numerosas pruebas con diversos sistemas de bloque de concreto a fin de establecer las velocidades límite de flujo con relación al peso del bloque y a la flexibilidad del sistema. Los resultados de varias de estas pruebas han sido publicados en el informe 116 de la CIRIA, junto con las velocidades máximas de flujo recomendadas. Se obtuvo lo siguiente:

- 1) Bloques en contacto cara a cara en menos de 75% de su longitud.

Velocidad máxima de diseño – 6 m/s (20 pie/s)

- 2) Bloque en contacto cara a cara en mas de 75 % de su longitud.

Velocidad máxima de diseño – 8 m/s (26 pie/s)

Se requiere además una masa superficial mínima de 135 kg/m² (28 lb/pie²)

Un revestimiento Geoweb relleno de concreto de 75 mm (3pulg) de espesor cumple con los requisitos recomendados para la mayor velocidad límite [8 m/s (26 pie/s)] , gracias a un contacto cara a cara al 100% y una masa superficial de 177 kg/m² >(36lb/pie²). Para velocidades de diseño mayores de 8m/s (26 pie/s). Se puede utilizar sistemas Geoweb de mayor peso y espesor, con anclajes adicionales. Para aplicaciones en el caso

de flujos con velocidades muy altas, es aconsejable consultar con un especialista en hidráulica que analice la situación.

CAPITULO 4

**CONFINAMIENTO CELULAR EN PROTECCION DE
TALUDES**

4.1 INTRODUCCION

El Sistema Geoweb de Confinamiento Celular ofrece una amplia gama de tratamientos para la protección de la superficie de taludes sometidos a fuerzas erosivas. La flexibilidad característica del sistema, combinada con una serie de técnicas sencillas pero eficientes de anclaje, permite el revestimiento de los taludes empinados con materiales tanto duros como vegetales.

Al asegurar la estabilidad y eficiencia a largo plazo de los materiales de revestimiento del talud, se puede garantizar la estructura de los suelos subyacentes, cumpliendo a la vez con las normas adecuadas de estética. Por otra parte, el sistema Geoweb proporciona un método para recubrir completamente con vegetación taludes que en otra forma no permitirían el crecimiento de plantas.

Se presenta a continuación las causas más comunes de inestabilidad de taludes, así como los métodos de diseño recomendados y los detalles de construcción para estructuras y condiciones específicas.

4.2 EJEMPLOS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES DE GEOWEB

- ❖ Taludes de terraplenes
- ❖ Taludes de corte
- ❖ Revestimiento de riberas
- ❖ Diques de contención y ataguías
- ❖ Presas y vertederos
- ❖ Zona superior de terraplenes
- ❖ Protección de estribos
- ❖ Estructuras recubiertas con tierra.

4.3 INESTABILIDAD SUPERFICIAL – IDENTIFICACIÓN DE PROBLEMAS Y DETERMINACIÓN DE SUS CAUSAS

a) *Problemas Generales de Erosión*

1. *Impacto de las Lluvias y escorrentías*

Separación de partículas del suelo y su traslado en suspensión al aumentar el flujo de escorrentía hacia abajo. Se forman grietas y surcos que se ensanchan a medida que aumenta la pérdida de suelo. La rapidez y extensión de dicha erosión depende de la intensidad de lluvia, la erosionabilidad del suelo, el grado de pendiente y el estado de la cubierta vegetal.

b) *Problemas de Inestabilidad Superficial Localizados*

1. *Filtración de agua superficial*

El drenaje del agua superficial del talud puede dar lugar a presiones de filtración elevadas que crean una especie de conductos circulares dentro del suelo al desaparecer las partículas de la capa que recubre el talud. Esta acción socava el material adyacente, lo que lleva a una degradación progresiva de la superficie del talud.

2. *Condiciones de hielo-deshielo*

La formación cíclica de hielo y el deshielo de los suelos del talud puede atrapar lentes de agua o de lodo entre materiales superficiales congelados y los suelos subyacentes, produciendo zonas de baja resistencia al corte.

Esto puede provocar un deslizamiento de sectores del material de revestimiento que en condiciones normales hubiera permanecido estable.

3. *Impacto y aceleración del oleaje*

El impacto hidrodinámico, combinado con el flujo de alta velocidad hacia arriba y hacia atrás, someten los materiales de revestimiento del talud a esfuerzos elevados. Las fuerzas hidráulicas cíclicas hacia arriba terminan de desestabilizar el revestimiento y provocan

el desplazamiento y la pérdida tanto de los suelos de refuerzo como de los suelos subyacentes.

4. Acción del Hielo

Los revestimientos de las riberas y de la parte frontal de las presas, pueden estar sometidos a severas fuerzas de abrasión y de levantamiento debido al movimiento de los campos de hielo adyacentes. El impacto provocado por el viento y la flotación de las formaciones de hielo adherido durante las fluctuaciones de nivel del agua pueden ser particularmente dañinos.

c) Problemas Generales de Inestabilidad del Revestimiento de Taludes.

1. Revestimiento de Taludes con pendiente fuerte

La colocación de tierra vegetal con vegetación o de un revestimiento duro sobre taludes naturales o reforzados de fuerte pendiente requiere de métodos especiales de anclaje. Ejemplos de estas situaciones incluyen (1) pendientes mayores que el ángulo de reposo natural del material de revestimiento y (2) pendientes cuya inclinación excede el ángulo de fricción de la superficie de contacto entre el material de revestimiento y el subsuelo.

2. Protección de Geomembrana

Los revestimientos de talud con geomembranas y geotextiles pueden desestabilizar un revestimiento protector de tierra debido al coeficiente de fricción relativamente bajo de muchos geosintéticos. La estabilidad puede encontrarse aún más comprometida si el revestimiento está saturado, sujeto al impacto del oleaje y a fuerzas de levantamiento, o sobrecargado con el peso de un relleno adicional o de nieve.

3. Ausencia o pérdida de soporte en la base del talud

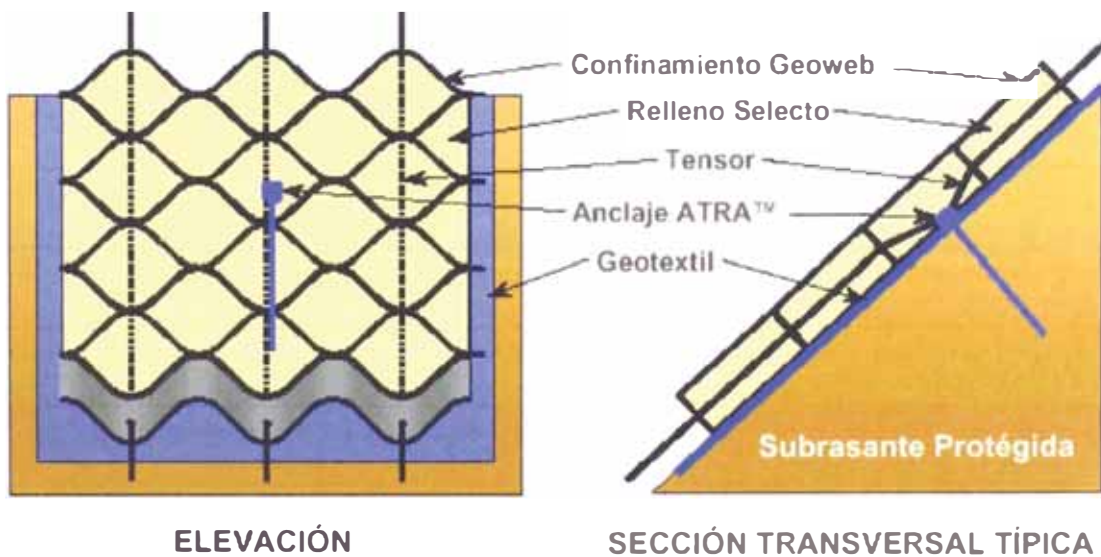
La estabilidad de una capa de revestimiento del talud puede depender del soporte proporcionado al pie del talud. Socavaciones en las partes inferiores del talud pueden desestabilizar toda la capa protectora. De manera similar, un anclaje de coronación en lugar de apoyo, en la base del talud puede servir de protección de la parte superior de un extenso talud sumergido.

4. Anclaje inadecuado en la parte superior del talud

Puede asegurarse una protección integrada y flexible del talud con anclajes de coronación en lugar de un apoyo convencional al pie del talud. Esto resulta ventajoso cuando se desea proteger la parte superior de un extenso talud sumergido. Un anclaje de coronación inadecuado puede generar una inestabilidad general del revestimiento del talud.

4.4 SISTEMAS GEOWEB DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES – PRINCIPALES COMPONENTES

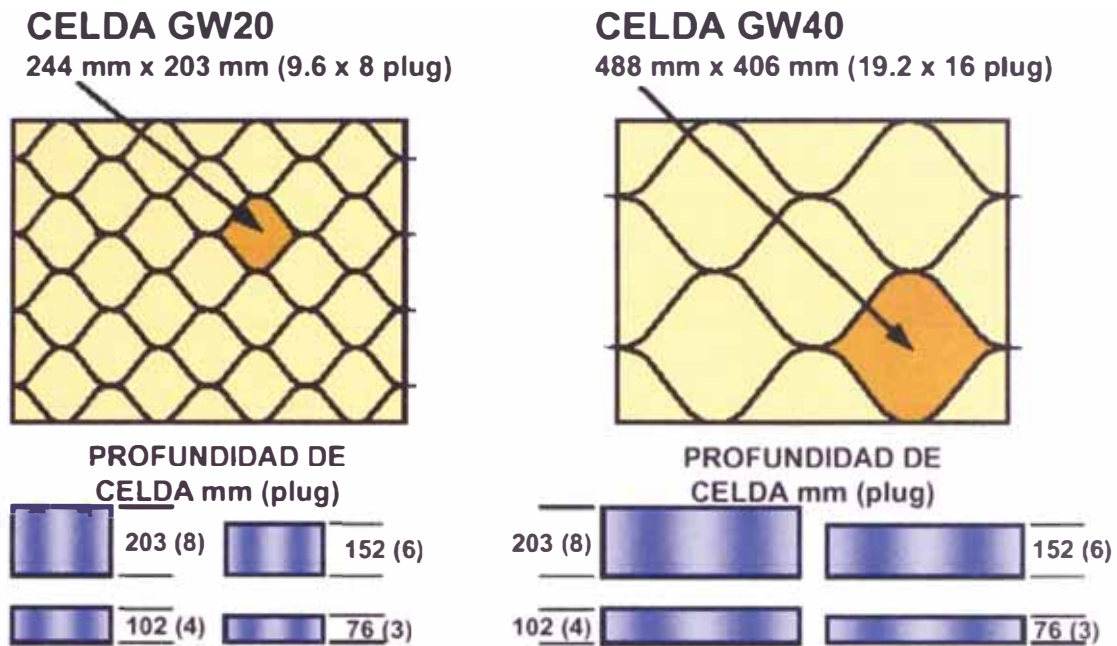
La Figura 4.1 muestra los principales componentes del Sistema Geoweb. A continuación se presenta un análisis de la interdependencia de estos componentes y sub - componentes:



Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

FIGURA 4.1 PRINCIPALES COMPONENTES DEL SISTEMA GEOWEB

a) *Secciones Geoweb de confinamiento celular – Tamaño y Profundidad de las Celdas*



Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

FIGURA 4.2 TAMAÑO Y PROFUNDIDAD DE LAS CELDAS DE GEOWEB

b) *Materiales de relleno selecto*

Se requiere de una serie de materiales de relleno para dar soluciones específicas a los problemas que se presentan. Estos materiales incluyen:

- Tierra vegetal con varios tipos de vegetación.
- Agregados, incluyen arena, grava y piedra.
- Concreto de diversas resistencias y acabados.
- Combinaciones de los anteriores aplicables a condiciones especiales.

c) *Tensores poliméricos integrales*

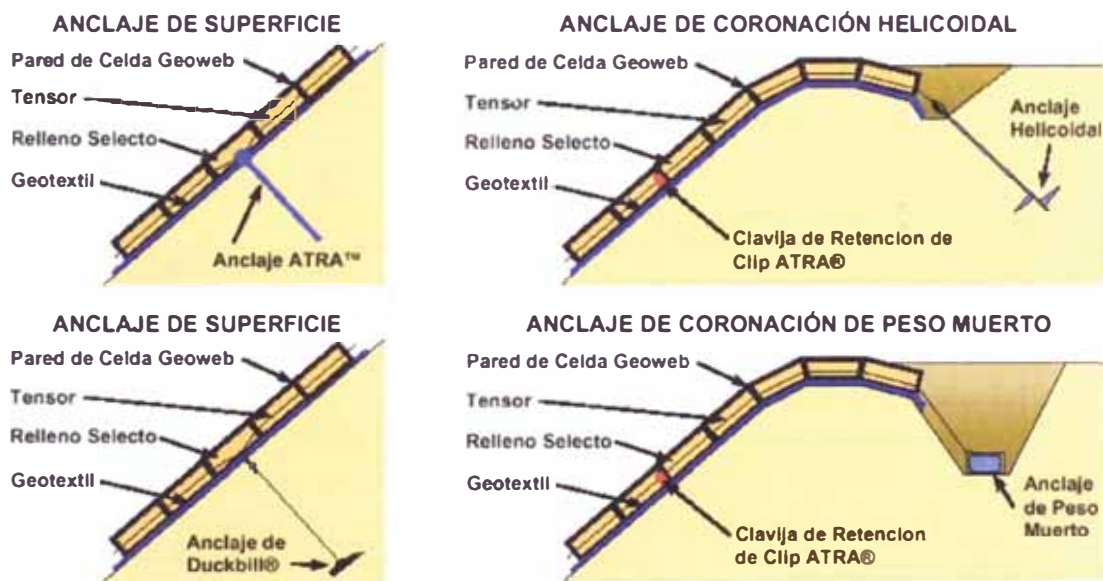
Se dispone de una variedad de tensores estándar (ver tabla 1), con una diversidad de resistencias a la tensión, para satisfacer necesidades específicas de anclaje. El número de tensores y el espaciamiento entre

ellos dentro de cada sección de Geoweb se determina mediante métodos de análisis estático.

Tabla 1 Tipos de Tensores	
Denominación Referencial	Resistencia Mínima a la Rotura
TPC-71	7.12 kN (1600 lbf)
TP-31	3.11 kN (700 lbf)
TP-67	6.70 kN (1500 lbf)
TP-93	9.30 kN (2090 lbf)
TK-89	8.90 kN (2000 lbf)
TK-133	13.34 kN (3000 lbf)

d) Anclajes a tierra

Los sistemas Geoweb de protección de taludes pueden fijarse con una serie de anclajes de superficie o con un sistema de anclaje de coronación, que se adapten a los requerimientos del diseño y a las condiciones de subrasante. La figura 4.3 muestra los tipos de anclajes más utilizados. Los detalles del anclaje se determinan mediante métodos de análisis estático.



Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

FIGURA 4.3 SISTEMAS TÍPICOS DE ANCLAJES DE GEOWEB

e) Subcapa de geotextil no tejido

La colocación del geotextil apropiado debajo del sistema de confinamiento de Geoweb es típica de los trabajos de protección de taludes. La subcapa de geotextil puede desempeñar una serie de funciones importantes, incluyendo:

- Drenaje, laminar de las filtraciones de agua subterránea en la subrasante del talud.
- Confinamiento y filtración de las partículas de suelo de la subrasante.
- Refuerzo del conjunto de raíces en los rellenos con vegetación.
- Protección mecánica de las geomembranas subyacentes.
- Refuerzo tensor del sistema de protección del talud.

f) Tratamientos superficiales

Para soluciones puntuales de problemas específicos puede también requerirse de una serie de materiales para el tratamiento de la superficie, tales como:

- Ligantes naturales o poliméricos en aerosol.
- Todo tipo de revestimientos contra la erosión
- Lechadas de concreto.

**4.5 SISTEMAS GEOWEB DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES-
CRITERIOS DE DISEÑO**

a) Análisis de Estabilidad del Revestimiento de Talud

La resistencia de fricción en la superficie de contacto del sistema con el suelo de subrasante se opone a la tendencia natural de la capa protectora de revestimiento a deslizarse hacia abajo. La resistencia al deslizamiento

de los sistemas compuestos, que incorporan una geomembrana y/o un geotextil de subcapa, puede verse limitada por los coeficientes de fricción relativamente bajos de estos materiales geosintéticos.

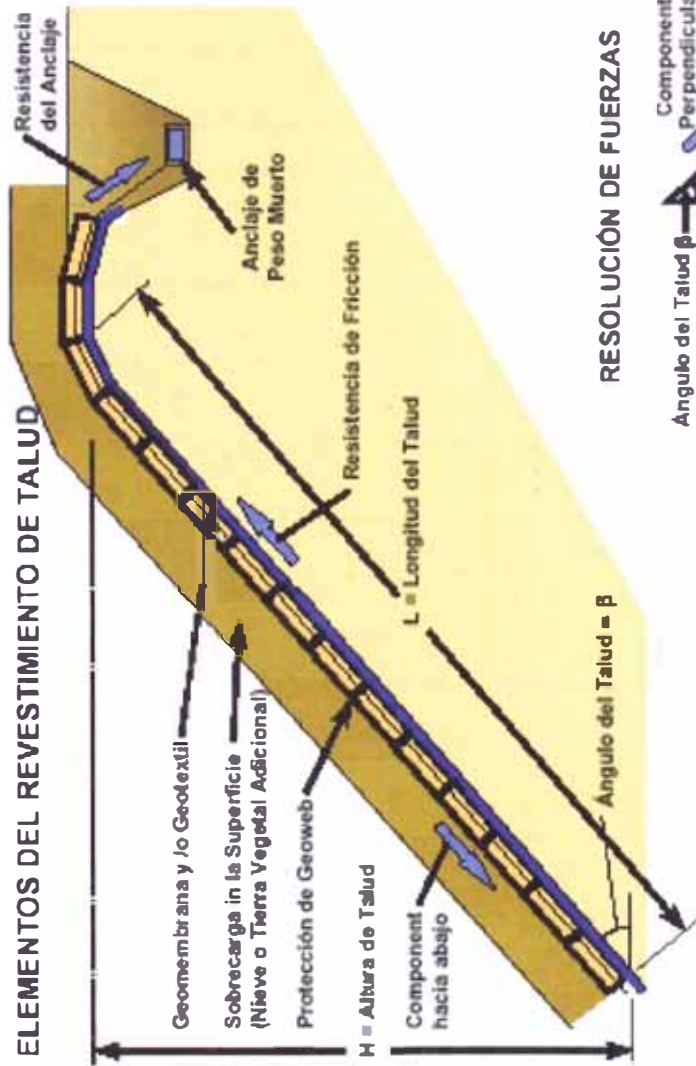
Al aumentar la inclinación del talud, la componente hacia abajo y paralela al talud del peso propio del revestimiento llega a ser mayor que la resistencia de fricción disponible, por lo que se requiere de anclajes adicionales. Los tensores poliméricos integrales del sistema Geoweb constituyen un medio efectivo para suministrar la retención necesaria.

Las clavijas de anclaje de superficie dentro de la celda del Geoweb (ver figura 4.3) y distribuidas a lo largo de cada tensor, constituyen la forma más común de anclaje del revestimiento del talud. Mediante el análisis de estabilidad, se determina el área máxima de revestimiento del talud que puede soportar una sola clavija de anclaje.

Cuando la colocación de anclajes de superficie resulta poco práctica o cuando no se puede perforar las capas inferiores de geosintéticos, se puede recurrir al anclaje de coronación para el revestimiento de todo un talud. Se puede utilizar diversos sistemas de anclajes de coronación, incluyendo anclaje de peso muerto y material de sobrecarga sobre el sistema de Geoweb con sus tensores en la parte superior del talud. Ver Figura 4.3 y la Figura 4.4.

b) Flujos Superficiales Concentrados

Los taludes con una protección de Geoweb que están sujetos a flujos superficiales concentrados requieren de una evaluación de las velocidades, tirante y esfuerzos hidráulicos de cortes máximos previstos. Debe también determinarse la resistencia límite al esfuerzo de corte hidráulico de los materiales especificados para el relleno del Geoweb y la fuerza de tracción total aplicable al revestimiento. En algunos casos, podrá requerirse de un sistema adicional de anclaje.

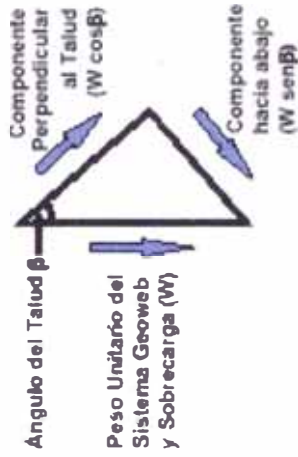


RESISTENCIA DE FRICCIÓN SOBRE EL TALUD

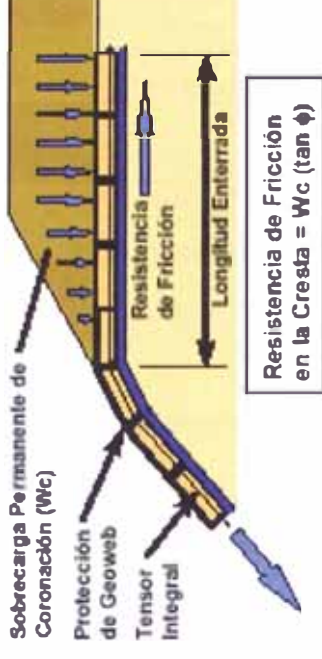
$$\text{Resistencia} = W (\cos \beta) \tan \phi$$

Donde ϕ = mejor ángulo de fricción entre las siguientes superficies de contacto, revestimiento de Geoweb, geomembrana (si hay), y subsasante

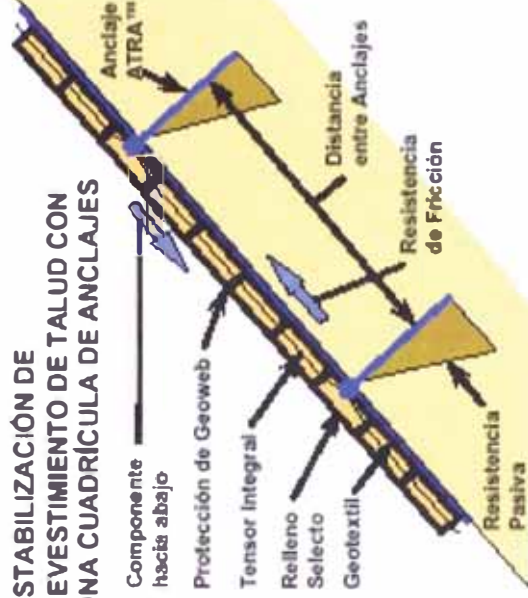
RESOLUCIÓN DE FUERZAS



ANCLAJE CON RELLENO DE CORONACIÓN



ESTABILIZACIÓN DE REVESTIMIENTO DE TALUD CON UNA CUADRICULA DE ANCLAJES



Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

FIGURA 4.4 ANALISIS DE ESTABILIDAD DEL SISTEMA GEOWEB DE PROTECCIÓN DE TALUDES

4.6 SISTEMA GEOWEB CON RELLENO DE TIERRA Y VEGETACIÓN

a) *Generalidades*

Una vegetación bien establecida constituye un método efectivo y atractivo de protección de los taludes que están sujetos a erosión suave a moderada. Sin embargo, la efectividad de la cubierta vegetal puede verse comprometida por escorrentías persistentes o fuertes en la superficie. Estas escorrentías pueden ir removiendo progresivamente las partículas de suelo de la zona de raíces, creando grietas y surcos que eventualmente destruirán la protección.

b) *Ventajas del Confinamiento Celular*

- Las paredes de las celdas de Geoweb que contienen el relleno de tierra vegetal, forman una serie de pequeñas presas de detención a lo largo del talud protegido. Se impide así la formación de grietas que suele ocurrir cuando un flujo concentrado penetra en el suelo, ya que el flujo es continuamente redireccionado hacia la superficie. Este mecanismo retarda también la velocidad del flujo, y por ende la fuerza erosiva de la escorrentía.
- Cada celda contiene y protege un espesor determinado de tierra vegetal así como el conjunto de raíces que se están desarrollando. Las raíces penetran fácilmente dentro de las capas de geotextil no tejido del subsuelo, formando de esa forma una cubierta de refuerzo en toda el área del talud.
- En regiones áridas, se ha observado que las celdas de Geoweb pueden mejorar el desarrollo de la vegetación nativa al retener cerca de la superficie del suelo una proporción mayor de la humedad disponible.

c) Criterios de Diseño – Generalidades

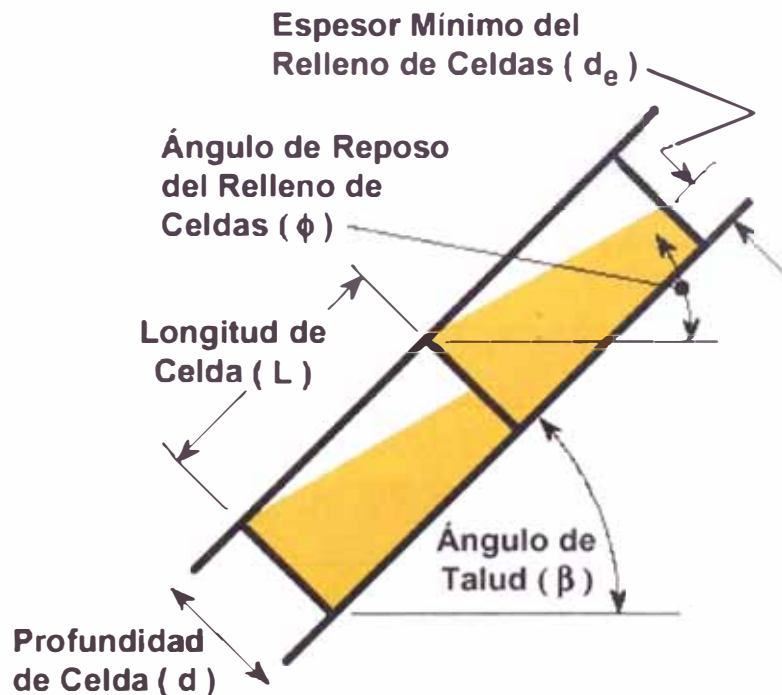
- Se puede esperar que las celdas se vacíen parcialmente cuando el material de relleno se consolida en forma natural o si se satura antes del desarrollo de la vegetación.
- Los rellenos con tierra y vegetación se recomiendan en los casos en que las escorrentías superficiales son intermitentes, de intensidad moderada, y de duración relativamente corta (<24 horas). Pueden soportar velocidades máximas de 6 m/s (20 pie/s) por periodos cortos cuando la cubierta vegetal está bien establecida.
- Se recomienda colocar cubiertas degradables contra la erosión para proteger la tierra vegetal y las semillas, permitiendo un rápido desarrollo de la vegetación.
- Para un mejor resultado, se recomienda utilizar como componente del sistema con vegetación, una subcapa de geotextil liviano de 150 – 200 g/m² (4 – 6 oz/yd²), no tejido y punzonado con agujas.

d) Selección del tamaño de Celda

- Los factores más importantes en la selección del tamaño de celda son la pendiente del talud, la intensidad de la escorrentía superficial, y el ángulo de reposo mínimo previsto para el material de relleno. Las recomendaciones para el tamaño de las celdas que se presentan a continuación asumen que se habrá desarrollado una cubierta vegetal completa antes de que el sistema se encuentre sometido a las condiciones de escorrentía de diseño. Normalmente conviene utilizar el Geoweb de celdas GW40 para los rellenos de tierra con vegetación cuando la pendiente del talud es menor 30° y se espera escorrentías de intensidad moderada. Para pendientes mayores de 30° (1.75H:1V) o para áreas expuestas a flujos fuertes o

concentrados, se recomienda el Geoweb de celdas GW20. La Figura 4.2 muestra detalles del Geoweb de celdas GW20 y celdas GW40.

- La profundidad normal de celda para la protección de la vegetación es de 75 mm (3 pulgadas), siempre que el subsuelo permita el desarrollo de raíces y que la pendiente del talud sea menor de 30° . Para pendientes mayores de 30° se requiere de una profundidad de celda de por lo menos 100 mm (4 pulg.). Entre las situaciones que podrían requerir mayor profundidad de celdas, se puede mencionar, la colocación de vegetación sobre taludes en roca, aplicaciones en suelos muy erosionables, soporte de taludes cubiertos de vegetación en regiones áridas.
- La acción hidráulica que se produzca antes de que la vegetación esté completamente desarrollada dentro de las celdas puede ocasionar pérdida, asentamiento o cambio de forma de los suelos de relleno tal como se muestra en la Figura 4.5. La relación entre las variables geométricas puede expresarse como:



Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

FIGURA 4.5 DETERMINACION DE LA PROFUNDIDAD MINIMA DE LA CELDA

$$\phi = \beta - \arctan\left(\frac{d - d_e}{L}\right)$$

$$d = L * \tan(\beta - \phi) + d_e$$

donde:

ϕ = ángulo mínimo de reposo del material de relleno

β = ángulo de la pendiente

d = profundidad de la celda (mm)

L = longitud de la celda (mm)

d_e = espesor mínimo aceptable (mm) del material de relleno

El espesor mínimo d_e recomendado es de $\frac{1}{2} d$. El tamaño apropiado de las celdas de Geoweb y su profundidad basada en un d_e de $\frac{1}{2} d$ pueden determinarse por medio de la figura 4.6.

e) Anclaje de Superficie

- Los anclajes típicos de superficie para el sembrado de vegetación en taludes de tierra incluyen 3 ó 5 tensores por cada sección de Geoweb de 2.44 m (8 pies) de ancho, a lo largo de la pendiente del talud, con Anclajes ATRA de 460 mm (18 pulgadas) colocados a intervalos de 1000 mm (3 pies) a lo largo de cada tensor. Los detalles completos para el anclaje se determinan mediante métodos de análisis estático.
- Los requerimientos de anclajes especiales del talud se determinarán de acuerdo con los criterios presentados en la sección sobre Métodos Especiales de Anclaje.

f) *Instalación del Sistema*

- En taludes empinados, el relleno con tierra vegetal debe generalmente proceder de arriba hacia abajo. Se debe evitar tanto un relleno excesivo como la colocación de grandes trozos de tierra dentro de las celdas. Se recomienda compactar el relleno a fin de remover el exceso de vacíos de aire de la tierra vegetal. Una compactación excesiva del relleno puede retrasar el desarrollo de la vegetación.
- Debe procederse al sembrado y a la colocación de un revestimiento contra la erosión inmediatamente después de colocar el relleno.

4.7 SISTEMA GEOWEB CON RELLENO DE AGREGADOS

a) *Generalidades*

La grava y piedra chancada pueden proporcionar una protección efectiva del talud siempre que el ángulo de la pendiente sea menor que el ángulo de reposo del material de revestimiento. Es importante que exista un buen soporte al pie del talud a fin de evitar la socavación del agregado suelto en la parte superior del talud. Aguas de escorrentía concentradas pueden formar canales de erosión dentro del material de revestimiento si las fuerzas hidrodinámicas son excesivas.

b) *Ventajas del Confinamiento Celular*

- El confinamiento de agregado suelto dentro de las celdas de Geoweb permite su uso en taludes de pendientes mayores a las normalmente aceptables. El ángulo de la pendiente puede ser mayor que el ángulo de reposo del material de relleno cuando no es imprescindible llenar completamente las celdas. Seleccionando el tamaño y profundidad adecuados de celda para el agregado utilizado, se puede acomodar

una amplia variedad de combinaciones de agregados/geometría del talud. Véase la figura 4.6 a continuación.

- Los taludes protegidos con Geoweb relleno con agregados toleran flujos laminares más intensos que los taludes revestidos de agregados no confinados. Al limitar las concentraciones localizadas de flujo de agua y aumentar los esfuerzos de corte hidráulicos, las paredes celulares impiden la formación de canales que de otra forma podrían desarrollarse dentro de la capa de revestimiento.
- La resistencia a la erosión del Geoweb relleno con agregados puede incrementarse, sin restarle a la flexibilidad propia del sistema, con la aplicación de una lechada superficial de concreto.

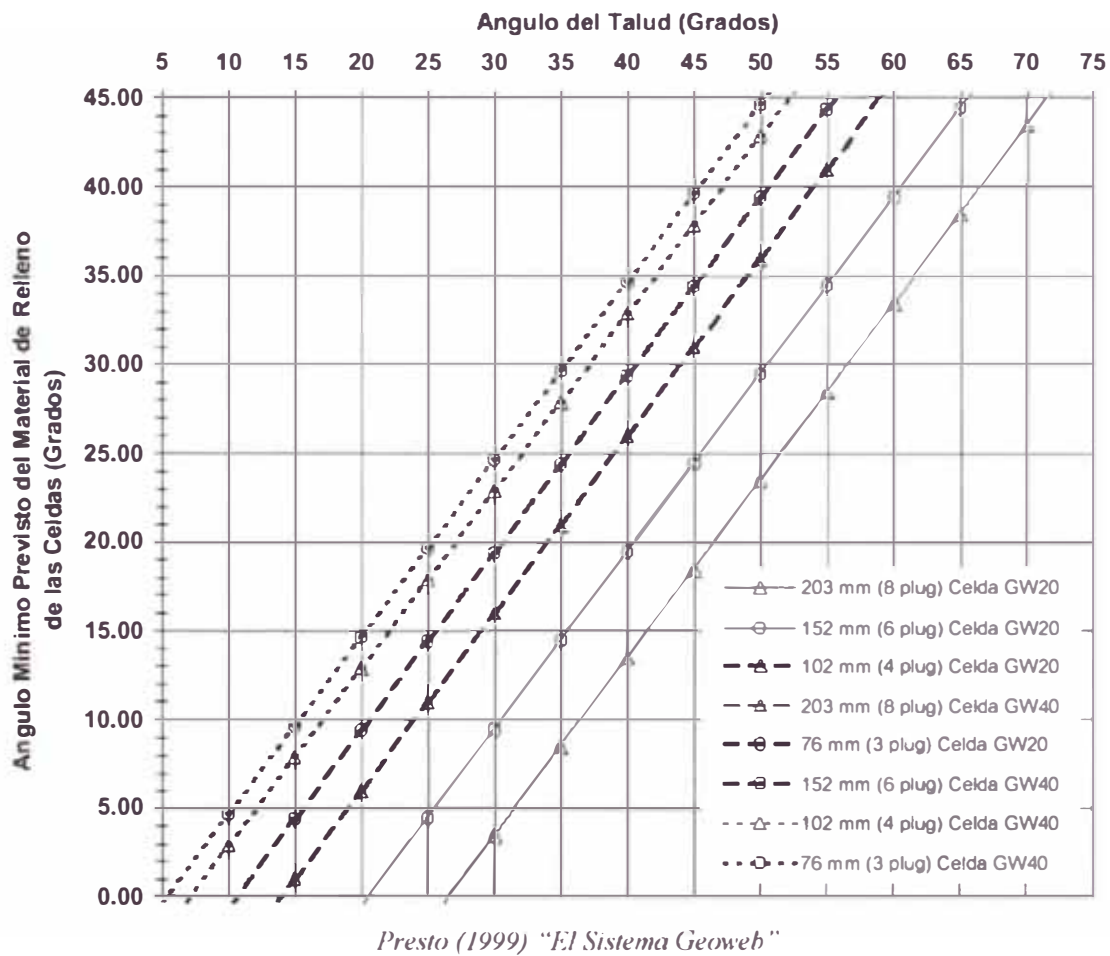


FIGURA 4.6 SELECCIÓN DEL TIPO DE GEOWEB PARA VARIAS PENDIENTES Y RELLENOS

c) Criterios de Diseño

- Los materiales de relleno compuestos por agregados sueltos son efectivos como revestimientos de taludes, sin embargo no pueden estar expuestos a flujos superficiales severos ni a la acción del oleaje. La tabla 2 muestra el tamaño máximo del agregado recomendado para cada tamaño y profundidad de celda Geoweb.
- Cuando se aplica lechada de concreto sobre la superficie de los rellenos de agregados para aumentar su resistencia a la erosión, se recomienda un espesor mínimo de penetración de la lechada de 25 mm (1 pulg.).
- Se recomienda el uso de una subcapa de geotextil no tejido de 200 – 300 g/m² (6 - 8 Oz/yd²) para evitar la pérdida de partículas de finos del subsuelo. La apertura de poros del geotextil no debería exceder el d₈₅ del subsuelo protegido.

d) Selección del Tamaño de Celda

- La selección del tamaño de celda del Geoweb está directamente relacionada con el tamaño máximo de las partículas de los agregados del relleno:

Tabla 2 tamaño Máximo de Agregado Recomendado.

Profundidad de la celda Geoweb	76 mm (3 pulg)	102 mm (4 pulg)	152 mm (6 pulg)	203 mm (8 pulg)
Celda GW20	50 mm (2 pulg)	75 mm (3 pulg)	75 mm (3 pulg)	75 mm (3 pulg)
Celda GW40	50 mm (2 pulg)	75 mm (3 pulg)	150 mm (6 pulg)	150 mm (6 pulg)

- La profundidad de celda requerida para un relleno de agregados en taludes empinados está en relación con el ángulo natural de reposo del agregado y con el ángulo de pendiente del talud. La Figura 4.6 muestra el tamaño y la profundidad mínima de celda recomendados para una variedad de agregados en relación al ángulo de reposo y al ángulo de la pendiente del talud.

e) Anclaje de la Superficie

- El anclaje típico de la superficie del Geoweb relleno con agregados se compone de 3 ó 5 tensores por sección de Geoweb de 2.44 m (8 pies) de ancho, a lo largo de la pendiente del talud, con Anclajes ATRA de 460 mm (18 pulg.) colocados a intervalos de 1000 mm (3 pies) a lo largo de cada tensor. Los detalles completos para el anclaje se determinan mediante métodos de análisis estático.
- En caso de no poderse utilizar los Anclajes ATRA, debe colocarse tensores a través de cada celda a fin de aumentar el peso del relleno de agregado que se ejerce directamente sobre el sistema de tensores.
- Los requerimientos de anclajes especiales del talud se determinarán de acuerdo con los criterios presentados en la sección sobre Métodos Especiales de Anclaje.

f) Instalación del Sistema

- En operaciones de relleno sobre taludes, debe evitarse la descarga o caída de agregados pequeños desde alturas mayores de 1000 mm (3 pies) y de agregados grandes desde más de 500 mm (1.5 pies). Se debe cuidar de que todas las celdas estén llenas pero sin exceso.

- Se puede compactar el agregado dentro de las celdas de Geoweb con una apisonadora de plancha o mediante la parte posterior lisa del cucharón del equipo de colocación.

4.8 SISTEMA GEOWEB CON RELLENO DE CONCRETO

a) Generalidades

El concreto vaciado puede proporcionar una protección dura y duradera para los taludes expuestos a fuerzas hidrodinámicas y mecánicas importantes. Debido a las características del concreto, las losas grandes requieren normalmente de un refuerzo de fiero y deben vaciarse en secciones aisladas a fin de evitar las rajaduras en la estructura. La probabilidad de daños aumenta si ocurren deformaciones estacionales o permanentes de la subrasante. Debe preverse juntas especiales de construcción a fin de acomodar la contracción al secar y la expansión o contracción por cambios de temperatura. Estos factores pueden incrementar el costo total de manera significativa.

b) Ventajas del Confinamiento Celular.

- El relleno de las celdas de Geoweb con concreto premezclado produce un revestimiento de taludes de espesor uniforme, duradero y resistente a la erosión, que mantiene la flexibilidad y la capacidad de amoldamiento a cualquier movimiento de la subrasante. De esa manera, las capas especiales de material granular compactado, necesarias con las losas de concreto vaciado convencionales, pueden omitirse.
- La calidad, acabado de superficie y espesor del concreto pueden seleccionarse para los requerimientos específicos del diseño. Una subcapa de geotextil no tejido, conjuntamente, si fuera necesario,

con sistemas de salida, asegura un drenaje efectivo de la subrasante y sirve de filtro de protección del subsuelo.

- La contracción normal del relleno de concreto al secar proporciona a toda la superficie del talud la posibilidad de drenar el agua subterránea de la subrasante. La distribución uniforme de la contracción proporciona también cierto grado de flexibilidad al sistema.
- La superficie característica de las paredes del sistema Geoweb asegura una unión mecánica entre el relleno de concreto y el interior de cada celda. Las paredes celulares pueden tener una superficie texturizada perforada o no-perforada. La magnitud de la textura es mayor que la contracción potencial del concreto, encerrando así el relleno de concreto dentro de cada celda del sistema. Las secciones de Geoweb perforado proporcionan un anclaje aún mayor debido a que el concreto fluye entre las celdas a través de las perforaciones de 10mm (3/8 pulg.) de diámetro.
- Puede alcanzarse altos rendimientos en la colocación. El concreto puede descargarse por medio de bombas, elevadores de baldes, o directamente del camión concretero. Esta técnica de encofrado flexible se adapta particularmente bien a taludes de geometría compleja.

c) Criterios de Diseño.

- Se recomienda el relleno con concreto para taludes que puedan estar expuestos a fuertes escorrentías de aguas superficiales, impacto de oleaje o acción del hielo. La calidad del concreto en términos de resistencia a la compresión, relación agregado/cemento y retención de aire deberá seleccionarse de acuerdo con las prácticas usuales de ingeniería tomando en cuenta las condiciones de la obra.

- Puede utilizarse concreto de mezcla pobre y de graduación irregular como relleno económico en los casos de esfuerzos superficiales moderados.
- Pueden darse diferentes acabados a la superficie (con badilejo, escoba o rastrillo), para cumplir con los requerimientos específicos de estética o de fricción. Se puede también empotrar agregados o grava en la superficie del concreto fresco para obtener diferentes acabados, texturas o colores.
- La utilización de una subcapa de geotextil o de un geocompuesto depende de las condiciones de agua subterránea y de las condiciones hidráulicas externas a las que pueda estar expuesto el talud. La evaluación de la permeabilidad del subsuelo y de la probabilidad de una súbita bajada del nivel de las aguas en taludes sumergidos es particularmente importante en lo que a la estabilidad general del talud se refiere.

d) Selección del Tamaño de Celda.

- El Geoweb de celda GW 20 se recomienda generalmente para taludes con pendiente mayor de 20° (2.75H:1V), salvo que el relleno de concreto tenga un asentamiento (slump) muy bajo.
- La selección de la profundidad de celda depende normalmente de las fuerzas potenciales de tracción y de levantamiento que puedan ejercerse sobre la protección del talud. Además de tener un peso unitario mayor, una mayor profundidad de celda incrementa significativamente la rigidez a la flexión y la resistencia al levantamiento del conjunto.

e) Anclaje de Superficie

- Los requerimientos de anclajes especiales se determinarán de acuerdo con las indicaciones proporcionadas en Métodos Especiales de Anclaje.

f) Instalación del Sistema

- El relleno con concreto debe efectuarse de arriba hacia abajo. Generalmente no es recomendable sobrellenar las celdas.

4.9 MÉTODOS ESPECIALES DE ANCLAJE

a) Determinación de los Requerimientos para la Resistencia al deslizamiento

- En análisis de la estabilidad del revestimiento del talud implica una comparación de los componentes de las fuerzas hacia abajo, tanto estáticas como dinámicas, y el total de las fuerzas resistentes derivadas de la fricción entre las superficies de contacto, del anclaje de los tensores paralelos al talud, y de la resistencia paralela al talud de los componentes de anclaje (p.ej. Anclajes ATRA¹ estacas, clavijas en forma de J, anclajes a tierra, etc.)

b) Anclaje de Coronación.

- Los anclajes de coronación pueden utilizarse en los casos en que no se puede utilizar anclajes que sobresalgan del talud. Sería por ejemplo el caso de la construcción de estructuras para la contención de fluidos y coronación de terraplenes donde el revestimiento de protección se coloca sobre membranas impermeables. El uso de los

sistemas de Geoweb con tensores permite amarrar todo el revestimiento protector a los anclajes de coronación.

- Los anclajes de coronación se utilizan también cuando la instalación de un sistema de anclajes en la superficie resulta poco práctica. Este sería el caso de aplicaciones en que la protección debe colocarse sobre taludes sumergidos o cuando la superficie subyacente del talud está constituida por un relleno de cascotes irregulares en los que resulta difícil fijar los anclajes.

c) *Sistemas de Anclaje en la Superficie del Talud.*

- Un método común para amarrar la protección de Geoweb en taludes empinados consiste en la colocación de anclajes estructurales en una cuadrícula uniforme sobre toda la capa de revestimiento. El tamaño, tipo de material y distribución de los anclajes varía de acuerdo con la geometría del talud, el subsuelo, el tipo de protección y las sobrecargas que puedan presentarse. Se recomienda generalmente el uso de los Anclajes ATRA.
- Por lo general, es recomendable que los Anclajes ATRA (u otros sistemas de anclaje) estén amarradas a los tensores integrales por medio de un nudo adecuado en el tensor en el lugar donde se ubica cada anclaje. Luego, el anclaje se introduce en el suelo de manera que su parte superior quede a nivel con la cara inferior de la sección de Geoweb. De ese modo, se asegura que los anclajes no sobresalgan sobre la superficie del revestimiento después de llenar las celdas.
- El espaciamiento máximo permisible entre cada anclaje de superficie de arriba hacia abajo del talud depende de la resistencia a la tensión del sistema Geoweb con tensores. El tamaño y resistencia al corte de cada anclaje determinan la densidad de la cuadrícula de anclajes.

d) Anclajes en Roca.

- Se pueden utilizar sistemas de anclajes en roca para amarrar el sistema de Geoweb con tensores y relleno con tierra vegetal, a taludes en roca empinados como medio eficiente para recubrirlos con vegetación. Unos clips de fricción amarrados en serie a los tensores integrales transfieren las cargas de las paredes de las celdas al tensor y luego al sistema de anclaje.

e) Revestimiento de Superficie Tensionado.

- Los taludes sujetos a inestabilidad durante la época de deshielo de la primavera pueden repararse con una cuadrícula de anclajes a tierra de alta capacidad que se extienda en el talud más allá del plano crítico de falla. El deslizamiento inesperado de una masa del subsuelo cercano a la superficie constituye un índice de este problema. La combinación de los anclajes y secciones de Geoweb con tensores crea un sistema de membrana superficial a tensión que confina y retiene el subsuelo inestable. El diseño se basa en una estimación del espesor máximo de la zona de suelo inestable. Esto se puede evaluar analizando cuidadosamente los taludes que presentan fallas anteriores.

f) Anclajes de Resistencia al Levantamiento.

- La resistencia a las fuerzas de levantamiento de los revestimientos de taludes de riberas con Geoweb con tensores y relleno de concreto, al verse sometidos al impacto de un fuerte oleaje, puede incrementarse de manera significativa mediante la colocación de anclajes a tierra en una cuadrícula densa. Para la determinación del tipo de anclajes, su distribución y capacidad, se requiere de información específica a la obra sobre la geometría del revestimiento y las condiciones de oleaje prevalecientes. Siempre que los suelos de subrasante sean consistentes y apropiados para la colocación del

anclaje, el sistema Geoweb constituye generalmente una solución más económica que la alternativa que consiste en aumentar significativamente el espesor y peso unitario del revestimiento.

CAPITULO 5

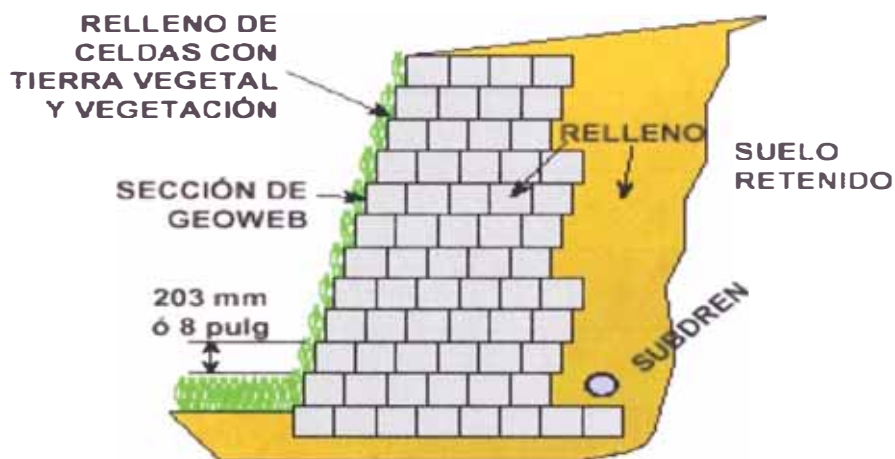
**CONFINAMIENTO CELULAR EN CONTENCION DE
TIERRA**

5.1 INTRODUCCION

El uso de estructuras para contención de tierras se ha generalizado en los últimos años a medida que:

- a) Se mejora con mayor frecuencia los sistemas de transportes construidos dentro del derecho de vía existente.
- b) Se extiende el desarrollo de importantes áreas industriales, residenciales y comerciales a lugares que requieren mejoras adicionales.

El sistema de confinamiento celular ha sido específicamente desarrollado en casos cuando el suelo de fundación esta compuesto predominantemente por suelos compresibles.



Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

FIGURA 5.1 MURO DE CONTENCIÓN

Las estructuras de contención de tierra se utilizan generalmente en construcción civil para adaptar la obra a una topografía irregular y facilitar la separación de niveles. Su utilización, en lugar de simples taludes de tierra, se adopta generalmente por cambios fuertes de gradiente y la disponibilidad o costo del terreno en el área del proyecto.

La función principal de una estructura de tierra consiste en proporcionar una superficie muy empinada, inclusive a veces vertical, que sea resistente a

la erosión y estructuralmente estable bajo su propio peso y las cargas externas. Para este cambio de nivel casi vertical, los materiales de tierra deben colocarse hasta una altura y una pendiente mayores de las permitidas por su propia resistencia interna al corte. En consecuencia, la magnitud de la presión lateral de tierra a la que deben resistir estas estructuras tiene relación directa con:

- La altura del cambio de nivel.
- La resistencia interna al corte del material de tierra.
- La geometría del talud encima de la estructura, y
- La magnitud de las sobrecargas impuestas.

Tabla 1 Criterios para la Selección de la Estructura Geoweb de Contención de Tierra

	SISTEMAS POR GRAVEDAD		SISTEMAS GEOCOMPUESTOS	
	Todo con Geoweb	Geoweb por zonas	Geosintético/geoweb	Talud
Limitaciones	Todo con Geoweb	Geoweb por zonas	Geosintético/geoweb	Talud
Altura de Muros	<6.1 m	>3.5 m	>3 m	>2 m
Área de Corte Limitada	Aceptable	Aceptable	Factible	No Factible
Estado de Suelo de Fundación	Bueno a variable	Bueno a variable	Bueno a Pobre	Bueno a Pobre
Requerimientos de relleno en las celdas y de terraplén	Solo Granular	Solo Granular	Granular / Suelos in-situ	Granular / Suelos in-situ
Disponibilidad de Relleno granular	Suficiente	Suficiente	Poco a Suficiente	Poco a Suficiente

Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

La selección de la estructura Geoweb de contención más apropiada es función de las condiciones in-situ del proyecto en cuanto a características del suelo, disponibilidad de material adecuado para terraplén, costos y aspectos estéticos. La tabla 1 proporciona una breve reseña de los criterios clave a favor de algunas estructuras Geoweb de contención de tierra.

El sistema básico de confinamiento celular puede adaptarse a toda una serie de condiciones específicas del terreno y de requerimientos de diseño. El sistema de confinamiento celular es extremadamente versátil gracias a su inherente flexibilidad, a su comportamiento único de deformación bajo condiciones de carga y su adaptabilidad a una variedad de materiales de relleno y suelos de fundación. Esto permite a las estructuras con el sistema de confinamiento celular reemplazar en forma económica las estructuras convencionales de contención de tierra.

5.2 VENTAJAS DEL SISTEMA DE CONFINAMIENTO CELULAR

a) Durabilidad

Las estructuras que utilizan este sistema proporcionan una mayor resistencia a la agresión de los químicos, agua, hielos y deshielos que afectan a muchos sistemas de contención de tierra. El plástico de polietileno es resistente a la penetración del agua, excluyendo toda posibilidad de agrietamiento, descascaramiento, astillamiento, o corrosión que inician el proceso de deterioración de los sistemas de contención de tierra construidos con concreto, acero o madera. Por ello, el sistema es muy recomendable para estructuras que están expuestas al agua de mar, suelos de PH extremo, o la sal y químicos utilizados para deshelar las carreteras.

b) Comportamiento

Los sistemas de confinamiento permiten construir las estructuras de contención más flexibles que existan hoy en día. Gracias a su flexibilidad, los muros pueden elevarse sobre suelos de fundación más diversos y compresibles que las estructuras de contención de tierra tradicionales con sistemas estructurales frontales rígidos. La flexibilidad brinda al consultor y al dueño de las estructuras de

contención una masa confinada que tolera fuertes deformaciones sin perder nada de su integridad estructural ni afectar negativamente su apariencia estética, especialmente tratándose de un sistema con revestimiento vegetal. Al estar construido el frente y el sistema de refuerzo con tierra de Geoweb con suelos similares, el movimiento diferencial es mínimo, lo que permite su construcción sobre suelos de fundación que requerirían de una cimentación profunda en el caso de muros de contención más convencionales.

c) *Facilidad de construcción*

Cada sección del sistema es compacta y liviana. En un solo contenedor de cuarenta pies caben las secciones necesarias para construir 1200 m² (12800 pie²) de muro, por lo que el costo de transporte, aun a lugares remotos, resulta muy razonable. Los encargados de la instalación pueden manipular las secciones del sistema con mucha facilidad bajo cualquier temperatura, por lo que viene a ser uno de los sistemas manuales más rápidos de construcción de muros cara vista. Las secciones pueden ser rápidamente extendidas, colocadas, rellenadas y compactadas por cuadrillas normales de construcción.

d) *Materiales de relleno*

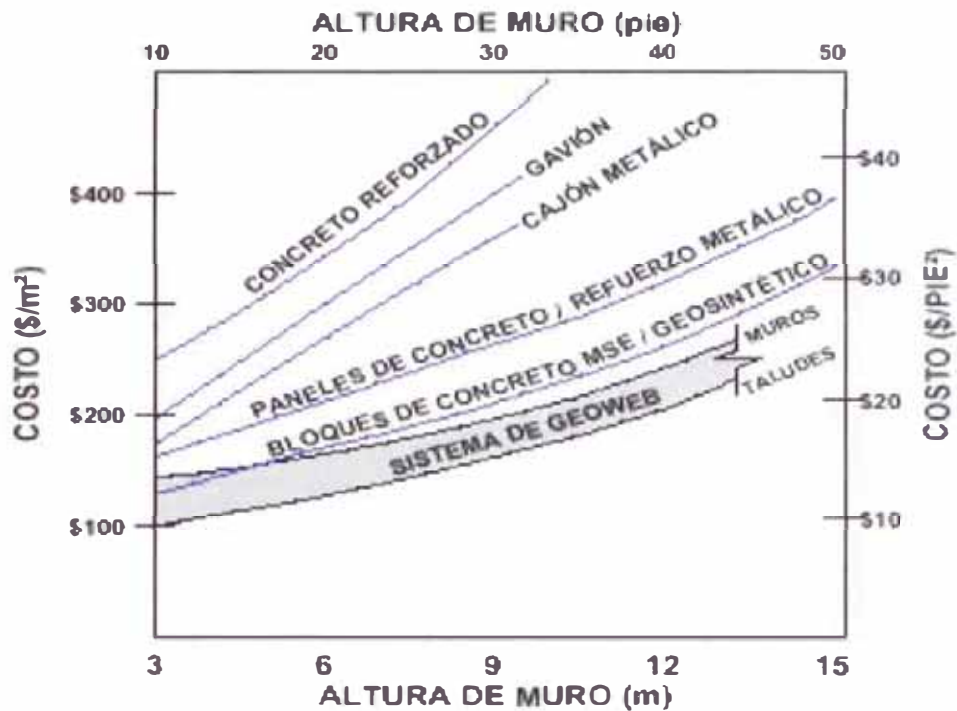
En las estructuras de contención de tierra, se rellenan generalmente las secciones del sistema multicapas con materiales granulares selectos que permiten un drenaje libre, tales como arena, grava o piedra graduada. Para aumentar la resistencia a la erosión, las celdas exteriores del sistema pueden rellenarse con concreto. A fin de mejorar la apariencia de la estructura, las celdas exteriores pueden ser rellenadas con tierra vegetal y vegetación (ver figura 5.1).

La utilización de los suelos disponibles en obra se traduce generalmente en ahorros significativos en comparación con otros tipos de estructuras de contención. Sin embargo se tiene que verificar la calidad de los suelos de la obra mediante técnicas específicas para cada proyecto.

e) Aspectos económicos

Las estructuras del sistema de contención celular son más económicos que los sistemas convencionales de contención de tierra. El gráfico de FIGURA 2 muestra que dependiendo de la altura del muro, las estructuras de contención del sistema permiten ahorrar de un 25 a 50% sobre los muros de contención tradicionales de concreto vaciado en obra. Evidentemente el costo de todos estos sistemas de contención varia de acuerdo con las condiciones específicas de la obra, tales como: facilidad de acceso, condiciones del suelo, costo del relleno y de su compactación, salarios de mano de obra, sobrecargas, longitud del muro, etc.

Este gráfico de costos de los sistemas instalados (figura 2), indica la competitividad en costos relativos comparando las estructuras del sistema de confinamiento celular construidas en 1998 con el costo de los métodos de construcción más tradicionales, de acuerdo con los datos recopilados por el DOT(Departamento de Transportes) de California en 1986.



Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

FIGURA 5.2 COMPARACION DE COSTOS DE SISTEMAS INSTALADOS

f) Medio ambiente

Los muros del sistema de confinamiento representan un sistema de avanzada en la protección del medio ambiente. Los productos en base a polímeros utilizados con suelos y agregados naturales conforman un sistema extremadamente resistente al deterioro. Por otra parte, si empezara a deteriorarse, el proceso es lento, y no genera toxinas ni subproductos contaminantes. El recubrimiento de la cara exterior del muro con vegetación proporciona también una superficie que tiende a absorber los ruidos.

5.3 CONCEPTOS DE INGENIERIA

El sistema Geoweb es un sistema de confinamiento celular tridimensional flexible, formado por fajas de polietileno de superficie texturizada. Las fajas están interconectadas en todo su espesor por una serie de juntas soldadas ultrasonicamente. Una vez extendidas, estas fajas constituyen las paredes de una estructura celular aplanada en la que se colocan y compactan materiales de relleno selectos. Las propiedades mecánicas de la masa confinada reflejan la resistencia inherente del material de relleno compactado y la fuerte sujeción lateral que proporcionan las celdas. El comportamiento de deformación bajo las cargas de las celdas rellenas es muy diferente del comportamiento de una masa equivalente de material de relleno sin confinar. La estructura celular de confinamiento imparte una cohesión efectiva al material de relleno, aumentando en esa forma su resistencia al corte así como su rigidez. Esta mayor resistencia se debe a la resistencia tangencial de las paredes de las celdas, a la resistencia pasiva de las celdas adyacentes y a la fuerte interacción de fricción entre el relleno y las paredes de las celdas. Como resultado, al utilizar el sistema de confinamiento celular junto con rellenos de suelo granular, se crea una matriz de suelo muy eficiente.

La gran resistencia de fricción entre las capas rellenas permite amontonar las capas de confinamiento celular siguientes a fin de crear una estructura compuesta que se comporta como una masa de gravedad monolítica con la flexibilidad suficiente para adaptarse a diversos materiales de fundación. Esta resistencia de fricción permite utilizar las secciones de confinamiento celular propiamente como muro de contención de gravedad o como una fachada angosta y uniforme para muros de contención reforzados con suelo.

5.4 SELECCIÓN DEL MURO DE CONFINAMIENTO CELULAR

La selección del sistema de confinamiento celular de contención de tierra adecuado se guiará por las limitaciones del proyecto como lo muestra la tabla 1. El primer paso para la evaluación sistemática de estos criterios consiste en definir la geometría del muro, la sobrecarga, los límites de excavación, y las condiciones de agua superficial y subterránea en el lugar en que se desea construir el muro. Para facilitar este proceso, conviene hacer un plano de planta y perfil del muro a fin de analizar la relación entre la gradiente existente y el perfil propuesto. En el plano se tiene que indicar la ubicación de todas las estructuras existentes y proyectadas, incluyendo las líneas subterráneas de servicios y los límites de propiedad que puedan afectar la obra. Tomando en cuenta la ubicación del muro (corte o relleno), las condiciones de fundación, y la disponibilidad y costo de suelos granulares de relleno adecuados, se decidirá que tipo de estructura de confinamiento celular de contención diseñar, sea de gravedad o reforzados con suelo. Puede resultar muchas combinaciones de estas dos configuraciones básicas, siendo los factores determinantes el costo y las limitaciones propias de la obra.

a) Estabilidad general

La decisión final deberá tomarse sobre la base del diseño de ingeniería de la estructura de confinamiento celular de contención, el que se efectuara tomando en cuenta las principales fallas que puedan presentarse: externa, interna, local, y estabilidad integral. La estabilidad integral (Figura 5.3) de las estructuras de contención de tierra debe ser analizada por un ingeniero civil especializado en geotecnia, generalmente es independiente del tipo de muro seleccionado.

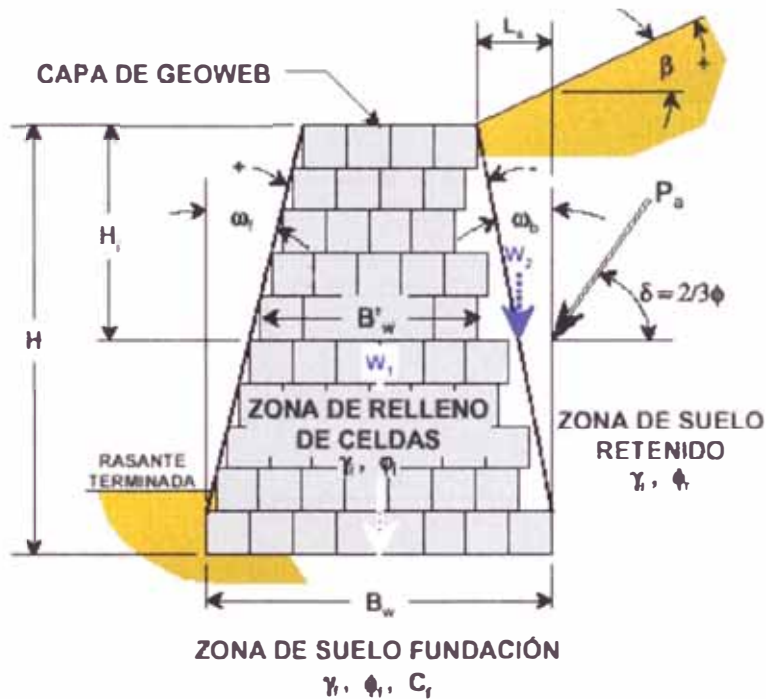


Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

FIGURA 5.3 ESTABILIDAD INTEGRAL DEL TALUD

5.5 CRITERIOS DE DISEÑO

A continuación se presenta un resumen de los cálculos de ingeniería utilizados en el análisis de los muros de confinamiento celular por gravedad. La Figura 5.4 muestra la geometría general y las características del suelo para este tipo de estructuras de contención de tierra de confinamiento celular. Los cálculos complejos para el diseño de taludes muy empinados reforzados con suelo se realizan generalmente con la ayuda de programas de computadora y no se incluyen en este informe de ingeniería.



Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

FIGURA 5.4 MODELO DE DISEÑO, MURO DE GRAVEDAD

Paso 1: Determinación del coeficiente de presión del suelo

Determinar el coeficiente K_a de presión del suelo:

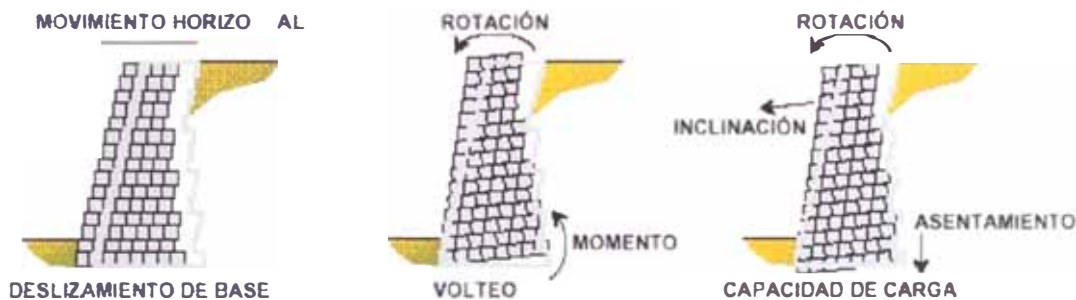
Para muros de gravedad se aplica la teoría de presión del suelo de Coulomb,

K_a según Jumikis:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi + \omega_b)}{\cos^2 \omega_b \cos(\omega_b - \delta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\omega_b - \delta) \cos(\omega_b + \beta)} \right]}$$

5.6 ESTABILIDAD EXTERNA

Los modos generales de falla en lo que se refiere a estabilidad externa se muestra en la Figura 5.5.



Presto (1999) "El Si tema Geoweb"

FIGURA 5.5 MODOS DE FALLA DE LA ESTABILIDAD EXTERNA

Paso 2: Determinar las fuerzas del suelo

Determinar las fuerzas del suelo que actúan sobre la estabilidad externa, para muros de gravedad, utilizar la altura total, H, de las secciones de confinamiento celular apiladas.

$$P_{sh} = 0.5K_a \gamma_r H^2 \cos \delta$$

$$P_{sv} = 0.5K_a \gamma_r H^2 \sin \delta$$

Paso 3: Determinar el peso del muro

Determinar el peso del muro para la resistencia al deslizamiento, para muros de gravedad, utilizar el peso total de las secciones de confinamiento celular apiladas, mas el peso del suelo retenido frente a la parte posterior de la capa de base, mas la sobrecarga del peso muerto frente la parte posterior de la capa de base. Según *Presto (1999) "El Sistema Geoweb"*:

$$W' = \left[(HB_w) - (0.5H^2 \tan \omega_f) \right] \gamma_i$$

$$W' = W_1 + W_2 + L_s \gamma_r$$

$$\text{para...} \omega_b \leq 0, W = W'$$

$$\text{para...} \omega_b > 0, W = W' + (0.5H^2 \tan \omega_b) \gamma_i$$

Paso 4: Determinar el factor de seguridad contra el deslizamiento

Determinar el factor de seguridad contra el deslizamiento, **FS_{sl}**. Conceptualmente, consiste en la resistencia al deslizamiento generada en la base de la estructura debido a su peso propio, dividida por las fuerzas laterales que tratan de empujar la estructura hacia fuera, según lo muestra la Figura 5.5. Por lo general, un **FS_{sl}** mayor de 1.5 es aceptable para el diseño.

Para muros de gravedad, se debe de determinar la resistencia al deslizamiento a lo largo del ancho de la base, **B_w** utilizando los valores menores de ϕ_i o ϕ_f (ϕ_f se utiliza para fines ilustrativos).

$$FS_{sl} = \frac{(W' + P_{sv} + P_{qv}) \tan \phi_f + c_f B_w}{(P_{sh} + P_{qh})} \dots \text{ó}$$

$$FS_{sl} = \frac{(W' + P_{sv} + P_{qv}) \tan \phi_i}{(P_{sh} + P_{qh})}$$

Paso 5: Determinar el factor de seguridad contra el volteo

Determinar el Factor de Seguridad contra el volteo, **FS_{ot}**. Se evalúa la tendencia de la estructura al volteo comparando los momentos resistentes a la rotación, generados por el peso propio de la estructura, con los momentos propulsores generados por las cargas laterales impuestas. Se analiza el volteo alrededor del pie de la estructura a fin de evitar una inclinación excesiva hacia fuera y todo tipo de distorsión. Un **FS_{ot}** mayor de 2.0 indica un comportamiento adecuado.

Para muros de gravedad, se debe de determinar los momentos resistentes al volteo alrededor de la parte frontal de la base B_w , como lo muestra la Figura 5.4.

$$FS_{ot} = \frac{\text{Momentos resistente}}{\text{Momentos propulsores}}$$

Paso 6: Determinar el factor de seguridad contra la falla de capacidad de carga

Determinar el Factor de Seguridad contra la falla de capacidad de carga, FS_{bc} . Se realiza un estudio convencional de capacidad de carga comparando la presión de carga máxima y permisible calculada a partir de pruebas de suelos y de un análisis realizado por un ingeniero civil con especialidad en geotecnia, con la presión de carga aplicado calculado mediante una distribución de esfuerzos conservadora de Meyerhof. Por lo general, un FS_{bc} mayor de 2.0 para muros de gravedad es aceptable.

Para muros de gravedad, se debe de determinar la presión de carga aplicada para un ancho efectivo de la base, B_w , después de tomar en cuenta la excentricidad.

$$FS_{bc} = \frac{\text{Presion de Carga}_{\text{maxima}}}{\text{Esfuerzo de Carga}_{\text{aplicada}}}$$

5.7 ESTABILIDAD INTERNA

La figura 5.6 muestra los modos más comunes de falla de la estabilidad interna.



Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

FIGURA 5.6 MODOS DE FALLA DE LA ESTABILIDAD INTERNA

Paso 7: Determinar el factor de seguridad contra una falla por deslizamiento interno

Determinar el factor de Seguridad contra una falla de deslizamiento interno, FS_{sl} . Este análisis es muy similar al análisis anterior del deslizamiento externo, excepto que el plano de deslizamiento atraviesa la parte frontal de las geoceldas que en algún punto menor que la altura total H del muro. Ello garantiza que la reducción del ancho de la base de la geocelda con un incremento de la altura del muro en el caso de muros de gravedad, no crea un plano de deslizamiento mas critico que la altura total de la estructura. Como regla general, se acepta para el diseño un FS_{sl} mayor que 1.5.

Para muros de gravedad, determinar las fuerzas laterales externas que se aplican para cada incremento H_i de la altura del muro, medido de la parte superior del muro hasta el fondo de cada capa de geocelda. Compararlas con la resistencia al deslizamiento del ancho $B'w$ de la base de la geocelda para esa capa, tal como se muestra en la Figura 5.4.

$$FS_{sl} = \frac{\text{Resistencia al Deslizamiento}}{\text{Fuerzas Laterales aplicadas}}$$

Paso 8: Determinar el factor de seguridad contra el volteo interno

Determinar el Factor de Seguridad contra el volteo interno, FS_{ot} , para cada incremento H_i de altura, utilizando el ancho $B'w$ de la base para las capas de cada nivel (ver Figura 5.4). Un FS_{ot} mayor de 2.0 es un indicador de un comportamiento adecuado.

Para muros de gravedad se debe de determinar los momentos que resisten al volteo alrededor de la parte frontal de cada base de ancho $B'w$ para cada incremento de H_i de altura (ver Figura 5.6).

$$FS_{ot} = \frac{\text{Momentos}_{\text{resistentes}}}{\text{Momentos}_{\text{propulsores}}}$$

Paso 9: Diseño adecuado del sistema de drenaje

Un sistema de drenaje bien diseñado es esencial para el buen funcionamiento de los muros de contención de geoceldas. Por lo general, el relleno granular que se utiliza en los muros de geoceldas constituye un buen medio de drenaje para aliviar la presión hidrostática. Este relleno debería extenderse de 300 a 600 mm (12 a 24 pulg.) detrás de las secciones de las geoceldas, como se puede apreciar en la Figura 5.1. Si el suelo retenido es de graduación más fina que el suelo de relleno, debe ser protegido por un filtro de geotextil. En los casos de muros sumergidos, estructuras en la costa, o sitios con un flujo significativamente de agua subterránea, será necesario efectuar un diseño de drenaje mas detallado.

5.8 INSTALACION DEL SISTEMA DE CONFINAMIENTO CELULAR

A) OBSERVACIONES AL EMPEZAR

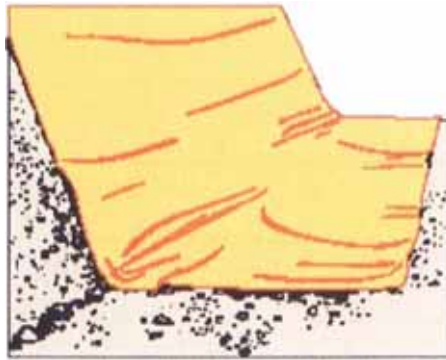
- a) Verificar que las condiciones de campo y el diseño del sistema celular de contención de tierra correspondan a lo indicado en los planos de construcción.
- b) Asegurarse de que los materiales específicos y todos los componentes del sistema hayan sido entregados en el campo.

B) PREPARACION DEL TERRENO Y LA SUBRASANTE

- a) Empezar la preparación del terreno para el sistema celular de contención de tierra removiendo los desechos y la capa vegetal en la zona de instalación del sistema.
- b) Completar el movimiento de tierra inicial, cortes y/o rellenos, de acuerdo a los planos.
- c) Remover los suelos inaceptables como fundación del sistema celular, reemplazándolos por material adecuado.
- d) Antes de la colocación del material de base, preparar los suelos de fundación de acuerdo a las especificaciones.

C) PREPARACION DE LA BASE

- a) Donde se especifica, colocar una capa separadora del geotextil adecuado antes de la colocación del material de base.
- b) Colocar y perfilar el material granular de base siguiendo el alineamiento y pendiente indicados en los planos de construcción. Compactar el material de base a 95% de la Densidad Proctor Estandar Seca (SPD) utilizando equipo y métodos convencionales.
- c) En caso de requerirse drenaje, separar el material de base del suelo in-situ envolviéndolo en un geotextil no tejido. Ver Figura 5.7

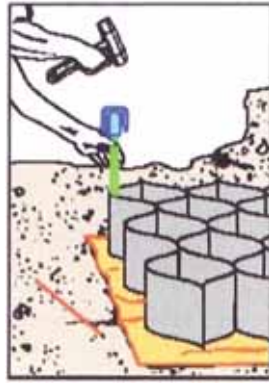


Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

FIGURA 5.7

D) INSTALACION DE LA CAPA DE BASE DEL CIMIENTO

- a) Extender la sección del sistema celular especificada para la base en la posición indicada.
- b) Mantener abierta la sección celular de base utilizando uno de los sistemas siguientes:
 - Anclajes como lo muestra la Figura 5.8, estacas rectas o clavijas en J (permanentes o temporales).
 - Rellenar varias celdas perimetrales.
 - Un marco tensor hecho de materiales corrientes de construcción, según se muestra en la Figura 5.9.
- c) Llenar en exceso la sección del sistema celular de base con el material de relleno especificado, nivelándolo aproximadamente 50 mm (2 pulg) encima de las paredes de la celda. Ver Figura 5.9.



Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

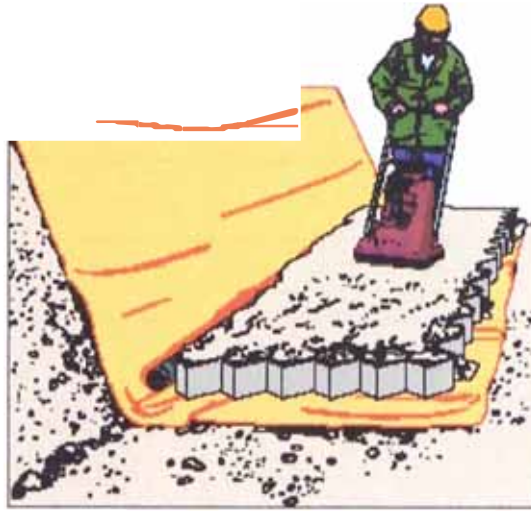
FIGURA 5.8



FIGURA 5.9

E) INSTALACION DEL SISTEMA DE DRENAJE

- a) Instalar la tubería de subdrenaje especificada en la ubicación y elevación indicadas en los planos de construcción, asegurándose de mantener una pendiente mínima de 1% hacia todas las salidas. Ver Figura 5.10.
- b) Verificar que todas las tuberías estén correctamente conectadas y que la tubería de subdrenaje este conectada con los tubos de salida o en su defecto con un sistema de drenaje subterráneo existente y funcional.
- c) Donde se especifique, envolver la tubería de drenaje con material de base (por ejemplo arena, gravilla, piedra sin finos, etc.) envuelto a su vez en geotextil.
- d) Envolver con geotextil todos los tubos de salida que atraviesan la cara del muro a fin de evitar perdidas de material de relleno de las celdas.
- e) Asegurarse de que las descargas en las salidas no vaya a provocar problemas puntuales de erosión que podrían perjudicar la estabilidad del muro celular.



Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

FIGURA 5.10

F) PROYECCION Y DRENAJE DE LA EXCAVACION

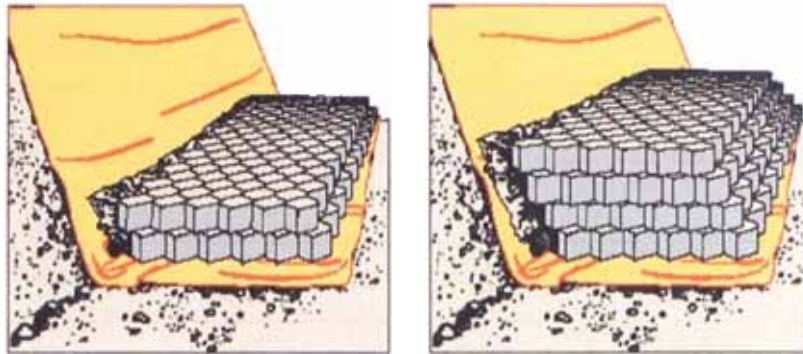
- a) Cuando así se especifique, colocar un geotextil no tejido sobre la base y sobre el talud de corte detrás del muro celular.
- b) Donde se especifique, instalar los materiales de drenaje geocompuestos apropiados. Verificar el buen funcionamiento del sistema y asegurarse de que este conectado a un sistema adecuado de descarga de subdrenajes.

G) INSTALACION DE LAS SECCIONES DEL SISTEMA CELLULAR

- a) Extender el muro de confinamiento celular especificado en su posición de diseño.
- b) Mantener la sección del sistema celular abierta utilizando un marco tensor hecho de materiales corrientes de construcción.
- c) Verificar que cada sección del sistema celular este totalmente estirada. La extensión total de las secciones del muro permitirá un mejor ajuste y una pared más atractiva.

- d) Alinear e intercalar correctamente los bordes de las secciones adyacentes del muro, asegurándose de que los bordes superiores de las secciones estén a nivel.
- e) Amarrar las secciones del muro con grapas o como lo especifiquen los documentos contractuales. Pueden utilizar engrapadoras neumáticas.
- f) Rellenar en exceso las secciones del sistema con el material de relleno especificado, nivelándolo aproximadamente 50 mm (2 pulg.) encima de las paredes de las celdas.
- g) Compactar el material de relleno a 95% de Proctor Estándar (SPD) utilizando equipo y métodos convencionales de compactación.
- h) Colocar el material de relleno a 95% de Proctor Estándar (SPD) utilizando equipo y métodos convencionales de compactación.
- i) Colocar el material de relleno especificado detrás de las secciones del muro y compactarlo a 95% de Proctor Estándar (SPD).
- j) Puede utilizarse equipo de compactación pesado para compactar el material de relleno detrás del muro hasta una distancia de 1 m (3 pies) de las secciones del sistema celular. Utilizar equipos de compactación más livianos empujados a mano para la compactación del material de relleno directamente detrás de las secciones del muro. Un desplazamiento lateral de las secciones del sistema hacia fuera indica que se está compactando demasiado.
- k) Después de haber compactado cada capa, remover los materiales en exceso de la parte superior de la sección de manera que la parte superior de la estructura celular quede visible, tal como se muestra en la Figura 5.11.
- l) Al colocar la capa siguiente, verificar que:
 - *Se este respetando el retiro correcto.
 - *Se este manteniendo el alineamiento correcto entre los lados de las celdas a fin de evitar pérdidas del material de relleno. Ver Figura 5.12

Llenar y compactar las capas siguientes de acuerdo con las indicaciones. Así se ira formando un sistema de contención por capas como el de la Figura 5.13.

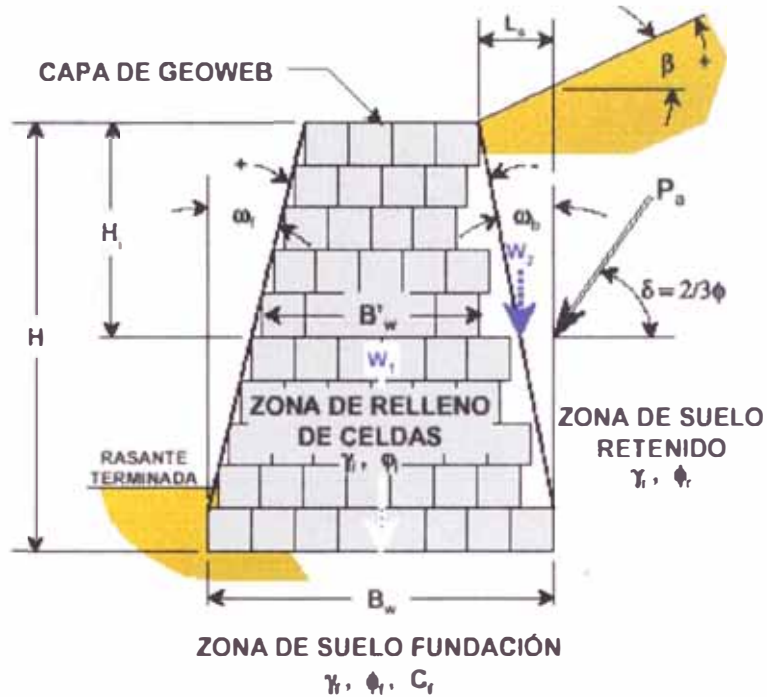


Presto (1999) "El Sistema Geoweb"

FIGURA 5.12

FIGURA 5.13

5.9 DISEÑO DEL MURO DE CONFINAMIENTO CELULAR POR GRAVEDAD, H=2 M, PROGRESIVA 731+020



Paso 1: Determinación del Ka

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi + \omega_b)}{\cos^2 \omega_b \cos(\omega_b - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\omega_b - \delta) \cos(\omega_b + \beta)}} \right]}$$

Reemplazar:

$$\begin{aligned} \phi &= 33^\circ \\ \omega_b &= 4^\circ \\ \delta &= 22^\circ \\ \beta &= 31.2^\circ \\ \longrightarrow & \quad K_a = 0.57 \end{aligned}$$

Paso 2: Determinar las fuerzas del suelo

$$P_{sh} = 0.5 k_a \gamma_r H^2 \cos \delta = 0.5 * 0.57 * 1.6 * 4 * \cos 22^\circ = 1.69 \text{ tn/m}$$

$$P_{sv} = 0.5 k_a \gamma_r H^2 \sin \delta = 0.5 * 0.57 * 1.6 * 4 * \sin 22^\circ = 0.68 \text{ tn/m}$$

Paso 3: Determinar el peso del muro

$$W' = \left[(HB_w) - (0.5H^2 \tan \omega_f) \right] \gamma_i = ((2 * 1.4) - (0.5 * 4 * \tan 4^\circ)) * 1.8 = 4.79 \text{ ton/m}$$

Paso 4: Determinar el factor de seguridad contra el deslizamiento

$$FS_{sl} = \frac{(W' + P_{sv} + P_{qv}) \tan \phi_i}{(P_{sh} + P_{qh})} = \frac{(4.79 + 0.68 + 0) \tan 34}{(1.69 + 0)} = 2.18$$

Paso 5: Determinar el factor de seguridad contra el volteo

$$FS_{ot} = \frac{\text{Momentos}_{\text{resistente}}}{\text{Momentos}_{\text{propulsores}}} = \frac{3.52}{0.56} = 6.29$$

Paso 6: Determinar el factor de seguridad contra la falla de capacidad de carga

$$FS_{bc} = \frac{\text{Presion de Carga}_{\text{maxima}}}{\text{Esfuerzo de Carga}_{\text{aplicada}}}$$

De las tablas: $\sigma_t = 30 \text{ tn/m}^2$

$$x_o = \frac{Mr - Ma}{P} = \frac{3.52 - 0.56}{4.35} = 0.68 \text{ m}$$

$$e = \frac{B_w}{2} - x_o = \frac{1.42}{2} - 0.68 = 0.03$$

$$\frac{B_w}{6} = 0.24 > e \quad \text{CAE DENTRO DEL TERCIO CENTRAL (CONFORME)}$$

Luego:

$$q_1 = \frac{P}{B_w} \left(1 + \frac{6e}{B_w} \right) = \frac{4.35}{1.42} \left(1 + \frac{6 * 0.03}{1.42} \right) = 3.45 \text{ ton / m}^2$$

$$q_1 = \frac{P}{B_w} \left(1 - \frac{6e}{B_w} \right) = 2.68 \text{ ton / m}^2$$

$$q_1 < \sigma_t \quad \text{Conforme}$$

Diseño de Muro de Confinamiento Celular por Gravedad Progresiva 731+020

Paso 7 y 8: Estabilidad Interna

Suelo Retenido:

$\beta = 31.2^\circ$
 $\phi = 33^\circ$
 $\gamma = 1.6$

Suelo de Relleno:

$\phi = 34^\circ$
 $\gamma = 1.8$
 $\tan 34^\circ = 0.6745$

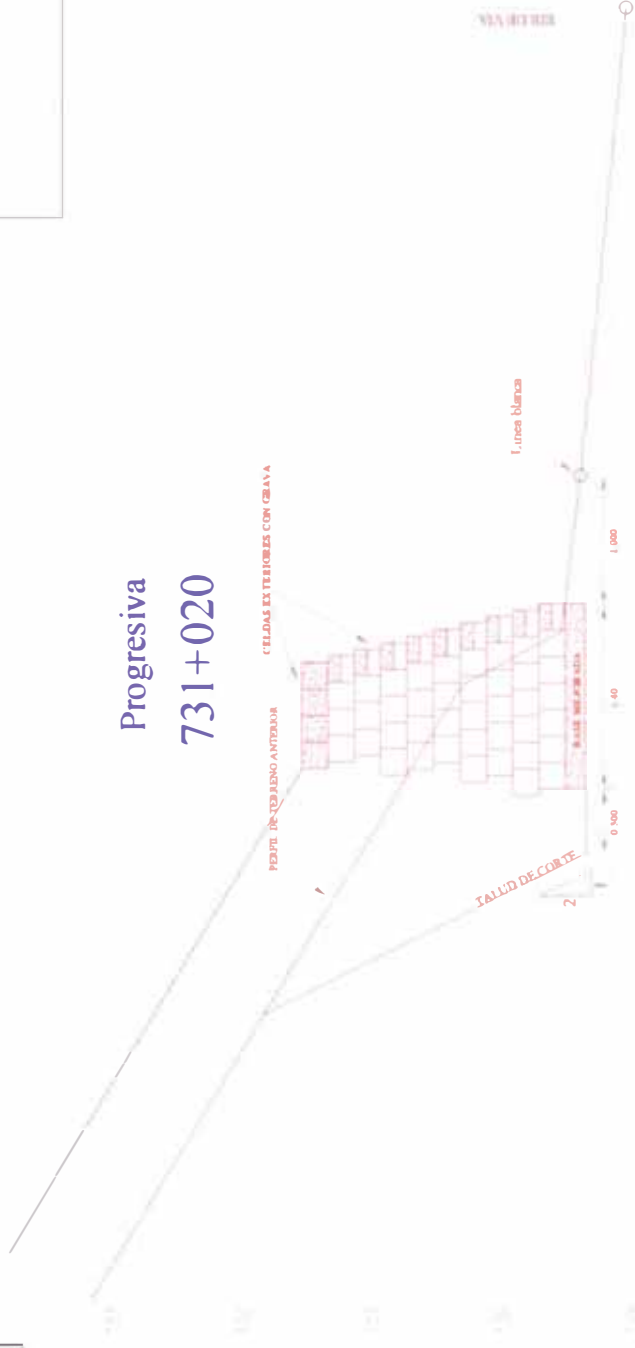
$$k_a = \frac{\cos^2(\phi + \omega_b)}{\cos^2 \omega_b \cos(\omega_b - \delta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\omega_b - \delta) \cos(\omega_b + \beta)} \right]} = 0.57$$

Capa	Nº	Nivel (m)	Longitud de Seccion (mm)	Area (m)	Peso (tn/m)	Peso Acumulado	Brazo de Momento (m)	Momento Resistente	Momento Resistente Acumulado	Psh (tn/m)	Psv (tn/m)	F.S.D	F.S.V.
	01	0.20	1,421.00	0.289	0.520	0.520	0.71	0.37	0.37	1.37	0.55	2.16	3.77
	02	0.41	1,421.00	0.289	0.520	1.040	0.76	0.40	0.77	1.08	0.44	2.34	4.71
	03	0.61	1,218.00	0.248	0.446	1.487	0.71	0.32	1.08	0.83	0.33	2.59	6.20
	04	0.81	1,218.00	0.248	0.446	1.933	0.76	0.34	1.42	0.61	0.25	2.94	8.47
	05	1.02	1,015.00	0.206	0.371	2.304	0.71	0.26	1.68	0.42	0.17	3.55	12.92
	06	1.22	1,015.00	0.206	0.371	2.675	0.76	0.28	1.96	0.27	0.11	4.45	21.28
	07	1.42	1,015.00	0.206	0.371	3.046	0.81	0.30	2.26	0.15	0.06	6.12	41.26
	08	1.63	812.00	0.165	0.297	3.343	0.76	0.22	2.49	0.07	0.03	10.22	112.14
	09	1.83	812.00	0.165	0.297	3.640	0.81	0.24	2.73	0.02	0.01	28.44	693.32
	10	2.03	812.00	0.165	0.297	3.937	0.86	0.25	2.98				
	Carga suelo posterior			0.255	0.409	4.345	1.32	0.54	3.52				
Peso total					4.345	Momento Total		3.52					



AREA DE CORTE = 3.00 m²
 COTA BASE DE MURO = 130.006 m

Progresiva 731+020



CONTRATISTA
SUPERCONCRETO DEL PERU S.A.
 SUPERCEMENTO S.A.I.C. ASOCIADOS

PROYECTO
 ESTABILIZACIÓN DE TALUDS Y DESPLAZAMIENTOS PARA MEDICANA SUR SECTOR CORDO DE AGUÑA
 MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES, VIVIENDA Y CONSTRUCCION
 PROYECTO ESPECIAL REHABILITACION INFRAESTRUCTURA DE TRANSPORTES-PEI

Tramo 731+000 al 731+254.98
 ESCALA 1/50
 hoja 02 de 14

Progresiva
731+020

CAPITULO 6

**OBRAS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES Y
DESLIZAMIENTOS CARRETERA PANAMERICANA
SUR (SECTOR CERRO DE ARENA)**

6.1 ANTECEDENTES DEL PROYECTO

La sección de la Panamericana Sur sigue un alineamiento con curvas tortuosas y esta bajo cambios extremos de gradientes. Como resultado, existe una distancia de visión limitada a lo largo de la zona del proyecto, lo cual resulta un peligro para los autos que pasan por la carretera. Incrementando el peligro que causa la visión limitada, existen peligros asociados con caídas de rocas e inestabilidad de taludes. En la zona de arena se han experimentado problemas con la arena que lleva el viento y con las corridas de arena que cubren la carretera y provocan varios problemas de tránsito y accidentes.

6.2 UBICACIÓN DEL PROYECTO

El lugar se extiende desde el Km. 715 hasta el Km. 774 de la Panamericana Sur, aproximadamente entre los pueblos de Atico y Ocoña. El terreno de esta área varía considerablemente entre tierras bajas y taludes escarpados montañosos.

6.3 IMPORTANCIA DEL PROYECTO

La carretera Panamericana Sur es también una vía de primer orden, que sirve a las principales ciudades del sur del país y es troncal de carreteras importantes. Así mismo, su importancia se incrementa por ser la vía internacional que conecta con Bolivia y Chile mediante Desaguadero y Tacna, respectivamente.

Si bien es cierto que la mayoría de las ciudades están cubiertas por vía aérea para el servicio de pasajeros, la principal y única vía para el transporte de carga la constituye la Panamericana Sur, la misma que sufre interrupciones en el sector Cerro de Arena debido a los deslizamientos que se producen, lo cual genera limitaciones en la operatividad de la carretera y consiguientemente en los aspectos económicos y sociales. Los peligros de taludes de roca y de taludes de arena se estudiarán separadamente:

a) Peligros existentes en los taludes de roca

La mayor parte de la carretera en la sección de peligro de talud rocoso del estudio sigue un alineamiento curvo y de gran pendiente. Los acantilados altos y empinados se sitúan adyacentes al carril de la carretera que va al sur. La elevación de la carretera en el extremo norte del área de taludes en roca (Km 715 al 728), esta generalmente por debajo de 125 m. Al sur de los taludes de arena (Km 734.07 al 774), la elevación de la carretera varia considerablemente, desde cerca al nivel del mar hasta cerca de 350 m. Ocasionalmente, la carretera sigue un alineamiento tierra adentro y en esos lugares, los carriles hacia el sur y hacia el norte están limitados por cortes en suelo y en roca de diez a sesenta metros de altura o por terrenos relativamente planos o con un talud moderado. En las secciones restantes de la carretera, esta ha sido cortada en acantilados empinados por encima del océano. Por encima de las excavaciones hechas para la carretera, existen taludes altos de roca y coluvio, con un rango de 10 a 200 m. o más de altura, por encima del nivel de la carretera. La berma a ambos lados de la carretera es muy angosta, con menos de un metro de ancho. No existen zanjas o arreas de captación, de modo que las rocas caen sobre los carriles de trafico o continúan sobre la berma del carril hacia el océano. Entendemos que la caída de roca ocurre frecuentemente en la carretera, lo cual requiere el desvío de trafico alrededor de la roca caída. Esto presenta un peligro a los usuarios de la carretera y requiere un programa de mantenimiento constante. Observamos numerosos casos de caída de roca en la carretera durante la investigación para realizar esta tesis. El tamaño de la roca que caía generalmente es de 30 cm de diámetro, aunque existen evidencias, tanto en el pavimento como a lo largo del talud inferior, de que tamaños mayores han caído.

Se ha observado que las condiciones más severas de caídas de roca ocurren en la roca metamórfica de esquistos y gneises

intensamente plegada y cizallada. Aunque la calidad del macizo rocoso varía de un sitio a otro en esta formación, es típicamente suelto y la estructura está orientada generalmente en condiciones desfavorables al alineamiento de la carretera.

Los deslizamientos son comunes en esta formación metamórfica, particularmente cuando la foliación del basamento rocoso inferior tiene un rumbo paralelo a la dirección de la carretera. Cuando estas condiciones existen, deslizamientos planares y tipo cuña ocurren y entendemos que es un problema de caídas de roca constantes ya que el material coluvial muy empinado cae progresivamente del talud superior. Las caídas de rocas ocurren de los basamentos rocosos casi verticales como resultado de un aflojamiento general, intemperización y socavación de la masa de roca. El peligro de caídas de roca severo, también está asociado a conductos que siguen la dirección de las zonas de falla. En base a la evidencia de los impactos de los bloques de roca en el pavimento, se concluye que estas zonas de corte contribuyen a la gran cantidad de caídas de roca en pequeñas secciones de la carretera.

Siguiendo cercanamente a las rocas metamórficas en la prioridad de peligro de caídas de roca, están los deslizamientos superficiales, caída de bolonería por intemperismo diferencial y deslizamientos de bloques de taludes coluviales y aluviales empinado. Dentro de los límites del proyecto, estos taludes han sido cortados en ángulos casi verticales. Muchos de estos cortes son solamente marginalmente estables, y muestran problemas de estabilidad. En los depósitos coluviales cementados se han desarrollado grietas de tensión en la masa de suelo, dejando bloques separados de suelo colgados en el talud. Con el tiempo, estos bloques pierden su base de soporte y caen en la carretera. En otros casos, se ha observado severos problemas de erosión diferencial donde los fragmentos de

las rocas más resistentes son socavadas con el tiempo y caen sobre la carretera.

b) Peligros existentes en los taludes de arena

El tramo de la carretera en las secciones de taludes en arena, esta localizado en una región de depósitos extensos de arena que se extiende hasta 650 m.s.n.m. A lo largo de este tramo, la carretera esta construida entre elevaciones de 75 a 175 m. El alineamiento es de derecho a curvo. Desde la construcción, la carretera ha experimentado problemas de estabilidad superficial por encima de la misma debido a la acción del viento, resultando en una limpieza frecuente de arena.

Los taludes en Cerro de Arena están clasificados como depósitos eólicos recientes y pleistocenicos y consisten en arena media a fina, limpia. Alguna cohesión aparente o cementación de la arena se observa a lo largo de los taludes en áreas donde existen cortes casi verticales de hasta 15 m. Se han observado también capas dispersas de grava y posiblemente cenizas volcánicas interestratificadas dentro de la arena. El basamento rocoso existe a lo largo de la base de la arena en partes del alineamiento.

Se ha construido muros de contención en diversos lugares, con el objeto de estabilizar los taludes de arena y reducir el costo asociado con el mantenimiento de la arena de la carretera. Los muros típicamente consisten en roca apilada hasta una altura de un metro. En la mayoría de los casos, la arena ha rellenado estos muros y esta rebalsando por encima de la parte superior. Sacos de arena han sido colocados en los muros de roca en los años recientes para aumentar la altura de los muros.

Otro peligro existente es la erosión del viento sobre la arena cementada expuesta en algunos sectores sobre el lado de la berma

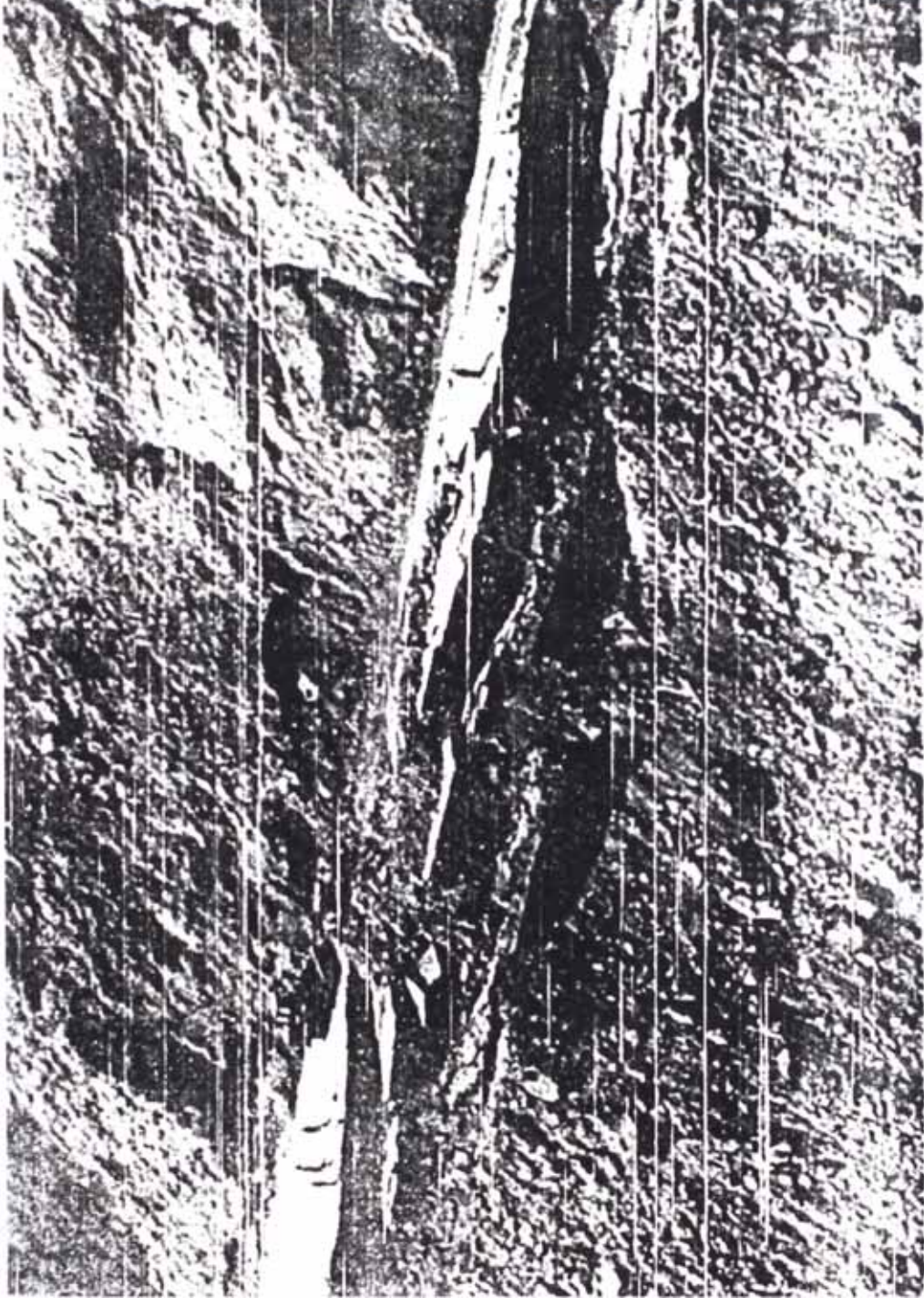
externa, ocasionando la reducción del ancho de la berma con el consecuente peligro para el tráfico.

6.4 HUNDIMIENTO DE UN TRAMO DE LA PANAMERICANA SUR

Un tramo de unos 300 metros de la Panamericana Sur, entre los kilómetros 764 y 765, se hundió al mediodía el 10 de mayo de 1999, interrumpiendo el tránsito de vehículos entre Lima y Arequipa.

En dicho lugar, conocido como la Planchada (provincia de Camaná), la pista quedó cortada por la mitad al no soportar el intenso tráfico de cientos de unidades que a diario pasan por allí.

Los primeros deslizamientos ocurrieron el sábado ocho por la tarde y aumentaron el día diez por la mañana. Finalmente, se produjo el desmoronamiento por la tarde.



DESDE EL AIRE. Así quedó. Entrada la tarde de ayer. nuevamente se cerró el tránsito para evitar accidentes.

Diario "El Comercio", Miércoles 12 de Mayo de 1999

HUNDIMIENTO DE LA CARPETA ASFÁLTICA EN LA PANAMERICANA SUR

PRESUPUESTO DE OBRA

Presupues : LPIO No.10-96-MTC/15.02.PERT.01

FECHA : 16-Mar-99

Ubicación : AREQUIPA

Obra : Obras de Estabilización de Taludes y deslizamientos Carretera Panamericana

Tramo : Sector Cerro de Arena km 715 - 774

CODIGO No.	DESCRIPCION PARTIDA	UNIDAD	METRADO	PRECIO UNITARIO	TOTAL
01.00.00	OBRAS PRELIMINARES Y/O TEMPORALES				
01.01.00	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION	GLB	1.00	127,846.40	127,846.40
02.00.00	EXCAVACIONES				
02.01.00	LIMPIEZA DE BERMA	M3.	4,936.00	12.23	60,367.28
02.02.00	LIMPIEZA DE CARRETERA (MANTENIMIENTO)	mes	10.00	88,868.97	888,689.70
02.03.00	DESQUINCHE DE ROCA	M3.	63,405.00	117.49	7,449,453.45
02.04.00	EXCAVACION PARA MUROS GEOCELL	M3.	4,547.00	16.18	73,570.46
03.00.00	RELLENOS				
03.01.00	RELLENO COMPACTADO CON ARENA IN SITU	M3.	4,441.00	20.29	90,107.89
03.02.00	MUROS DE GEOCELL (SEGUN DISEÑO)	M2.	8,010.00	75.59	605,475.90
03.03.00	RELLENOS DE GRAVA EN MUROS	M3.	106.00	113.94	12,077.64
04.00.00	ESTABILIDAD DE TALUDES				
04.01.00	SHOTCRETE O CONCRETO LANZADO	M3.	300.00	581.42	174,426.00
04.02.00	PERNOS DE ROCA (D=1" X +3.00 M)	ML	500.00	480.13	240,065.00
05.00.00	MISCELANEAS				
05.01.00	REMOCION DE MUROS EXISTENTES	ML	491.00	23.45	11,513.95
05.02.00	REMOCION DE PAVIMENTO ANTIGUO	M2.	2,921.00	11.14	32,539.94
05.03.00	REPAVIMENTACION DE CARRETERA	M2.	2,921.00	33.06	96,568.26
05.04.00	GUARDAVIAS	ML	790.00	292.05	230,719.50
05.05.00	REPINTADO DE MARCAS EN EL PAVIMENTO	ML	790.00	1.70	1,343.00
05.06.00	PROGRAMA DE REST. AMBIENTAL	GLB	1.00	50,809.48	50,809.48

COSTO DIRECTO	10,145,573.85
COSTO INDIRECTO (22.84%)	2,317,249.07
UTILIDAD (8%)	811,645.91
SUB TOTAL	13,274,468.83
I.G.V (18%)	2,389,404.39
TOTAL	15,663,873.22

FORMATO No.4 : ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Partida: 01 01.00				Rendimi 1 GLB/DIA			
Presupuesto: LPIO N° 10-96-MTC/15.02.PERT 01				Unidad : GLB			
Obra: ESTABILIZACION DE TALUDES Y DEZLIZAMIENTOS CARRETERA PANAM Y DESLIZAMIENTOS				Fecha : 16-Mar-99			
Descripción: MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION							
CODIGO	RECURSOS	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO DE LOS RECURSOS		COSTOS PARCIALES	
				S/.	US\$	S/.	US\$
	Materiales						
	Equipo						
480417	CAMION SEMITRAYLER 6x4 330 HP 35 TON.	HM	320.0000	216.70		69,344.00	
480427	CAMION VOLQUETE 6x4 330 HP 10 M3.	HM	256.0000	191.40		48,998.40	
481201	CAMION CISTERNA 4X2 (AGUA) 1,500 GAL.	H.M	32.0000	89.10		2,851.20	
491207	CAMIONETA PICK-UP 4x2 2CABINA 90HP 0.75	HM	64.0000	40.70		2,604.80	
491304	CAMION IMPRIMIDOR 6x2 178-210 HP 1,800 G	HM	32.0000	126.50		4,048.00	
	Mano de Obra						
	Herramientas						
	Sub-Análisis						
	COSTO DIRECTO					127,846.40	

FORMATO No.4 : ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Partida: 02.01.00				Rendimi: 100.00 M3 /DIA			
Presupuesto: LPIO N° 10-96-MTC/15.02.PERT.01				Unidad : M3			
Obra: ESTABILIZACION DE TALUDES Y DEZLIZAMIENTOS CARRETERA PANAM				Fecha : 16-Mar-99			
Descripción: LIMPIEZA DE BERMA							
CODIGO	RECURSOS	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO DE LOS RECURSOS		COSTOS PARCIALES	
				S/.	US\$	S/.	US\$
	Materiales					0.00	
	Equipo						
490900	MOTONIVELADORA DE 125 HP	HM	0.0800	127.60		10.21	
	Mano de Obra:						
470101	CAPATAZ	HH	0.0080	10.22		0.08	
470104	PEON	HH	0.3200	5.87		1.88	
	Herramientas						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	3.0000	1.96		0.06	
	Sub-Análisis					0.00	
	COSTO DIRECTO					12.23	

FORMATO No.4 : ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Partida: 02.02.00				Rendiml 1.00 mes/DIA			
Presupuesto: LPIO N° 10-96-MTC/15 02 PERT.01				Unidad : mes			
Obra: ESTABILIZACION DE TALUDES Y DEZLIZAMIENTOS CARRETERA PANAM.				Fecha : 16-Mar-99			
Descripción: LIMPIEZA DE CARRETERA (MANTENIMIENTO)							
CODIGO	RECURSOS	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO DE LOS RECURSOS		COSTOS PARCIALES	
				SI.	US\$	SI.	US\$
	Materiales						0.00
	Equipo						
480427	CAMION VOLQUETE 6x4 330 HP 10 M3.	HM	200.0000	191.40			38,280.00
490410	CARGADOR S/LLANTAS 125-155 HP 3 YD3.	HM	200.0000	176.00			35,200.00
490900	MOTONIVELADORA DE 125 HP	HM	100.0000	127.60			12,760.00
	Mano de Obra:						
470101	CAPATAZ	HH	20.0000	10.22			204.40
470104	PEON	HH	400.0000	5.87			2,348.00
	Herramientas						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	3.0000	2,552.40			76.57
	Sub-Análisis						0.00
COSTO DIRECTO						88,868.97	

FORMATO No.4 : ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Partida: 02.03.00				Rendimi 100 00 M3 /DIA			
Presupuesto: LPIO N° 10-96-MTC/15 02.PERT 01				Unidad : M3			
Obra: ESTABILIZACION DE TALUDES Y DEZLIZAMIENTOS CARRETERA PANAM				Fecha : 16-Mar-99			
Descripción: DESQUINCHE DE ROCA							
CODIGO	RECURSOS	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO DE LOS RECURSOS		COSTOS PARCIALES	
				S/.	US\$	S/.	US\$
Materiales							
270000	MECHA DE SEGURIDAD IMPERMEABLE BLANCA	ML	2.0000	0.44		0.88	
270211	FULMINANTE	UND	1.0000	0.44		0.44	
280101	DINAMITA AL 65%	KG.	0.2500	9.35		2.34	
Equipos							
490202	COMPRESORA NEUMATICA 196 HP 600-690 PCM	HM	0.1600	133.10		21.30	
490412	CARGADOR S/LLANTAS 200-250 HP 4-4.1 YD3.	HM	0.0800	225.50		18.04	
490423	RETROEXCAVADOR S/ORUG 115-165HP .75-1.4Y	HM	0.0800	236.50		18.92	
490611	MARTILLO NEUMATICO 24 KG C/CINCEL-ACCS	HM	0.6400	13.20		8.45	
497035	PERFORADORA C/EMPUJADOR NEUMATICO 60	H.M	0.0200	68.20		1.36	
Mano de Obra:							
470101	CAPATAZ	HH	0.0800	10.22		0.82	
470103	OFICIAL	HH	0.4800	7.70		3.70	
470104	PEON	HH	1.6000	5.87		9.39	
Herramientas							
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	5.0000	13.91		0.70	
Sub - Análisis							
930153	AGREGADO FINO PARA PROTECCION (DESQUIN	M3	0.5000	62.29		31.15	
COSTO DIRECTO						117.49	

FORMATO No.4 : ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Partida: 02.04.00				Rendiml 35 00 M3 /DIA			
Presupuesto: LPIO N° 10-96-MTC/15 02.PERT 01				Unidad : M3			
Obra: ESTABILIZACION DE TALUDES Y DEZLIZAMIENTOS CARRETERA PANAM				Fecha : 16-Mar-99			
Descripción: EXCAVACION PARA MUROS GEOCELL							
CODIGO	RECURSOS	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO DE LOS RECURSOS		COSTOS PARCIALES	
				S/.	US\$	S/.	US\$
	Manteriales						
	Equipo						
	Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	HH	0.0229	10.22		0.23	
470103	OFICIAL	HH	0.2286	7.70		1.76	
470104	PEON	HH	2.2857	5.87		13.42	
	Herramientas						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	5.0000	15.41		0.77	
	Sub Analisis						
COSTO DIRECTO						16.18	

FORMATO No.4 : ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Partida: 03.01.00				Rendim: 50.00 M3/DIA			
Presupuesto: LPIO N° 10-96-MTC/15.02.PERT 01				Unidad : M3			
Obra: ESTABILIZACION DE TALUDES Y DEZLIZAMIENTOS CARRETERA PANAM				Fecha : 16-Mar-99			
Descripción: RELLENO COMPACTADO CON ARENA IN SITU							
CODIGO	RECURSOS	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO DE LOS RECURSOS		COSTOS PARCIALES	
				S/.	US\$	S/.	US\$
	Materiales						
	Equipo						
490301	COMPACTADOR VIBR. TIPO PLANCHA 4 HP	HM	0.1600	18.70		2.99	
490408	CARGADOR S/LLANTAS 100-115 HP 2-2.25 YD3	HM	0.0800	121.00		9.68	
	Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	HH	0.0800	10.22		0.82	
470104	PEON	HH	0.6400	5.87		3.76	
	Herramientas						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	3.0000	4.58		0.14	
	Sub - Análisis						
910704	AGUA	M3.	0.1000	28.99		2.90	
COSTO DIRECTO						20.29	

FORMATO No.4 : ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Partida: 03.02.00				Rendiml 300 00 M2 /DIA			
Presupuesto: LPIO N° 10-96-MTC/15 02.PERT 01				Unidad : M2			
Obra: ESTABILIZACION DE TALUDES Y DEZLIZAMIENTOS CARRETERA PANAM				Fecha : 16-Mar-99			
Descripción: MUROS DE GEOCELL (SEGUN DISEÑO)							
CODIGO	RECURSOS	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO DE LOS RECURSOS		COSTOS PARCIALES	
				S/.	US\$	S/.	US\$
	Materiales						
306854	GEOCELL (TERRACELL) 1000 N/102 mm(200mm)	M2.	2.0000	37.40		74.80	
	Equipo						
	Mano de Obra:						
470101	CAPATAZ	HH	0.0053	10.22		0.05	
470102	OPERARIO	HH	0.0267	8.57		0.23	
470104	PEON	HH	0.0800	5.87		0.47	
	Herramientas						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	5.0000	0.75		0.04	
	Sub-Analisis						
COSTO DIRECTO						75.59	

FORMATO No.4 : ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Partida: 03.03.00				Rendimi 12 00 M3 /DIA			
Presupuesto: LPIO N° 10-96-MTC/15 02 PERT 01				Unidad : M3			
Obra: ESTABILIZACION DE TALUDES Y DEZLIZAMIENTOS CARRETERA PANAM.				Fecha : 16-Mar-99			
Descripción: RELLENOS DE GRAVA EN MUROS							
CODIGO	RECURSOS	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO DE LOS RECURSOS		COSTOS PARCIALES	
				S/.	US\$	S/.	US\$
	Materiales						
	Equipos						
	Mano de Obra:						
	Herramientas						
	Sub-Analisis			0.00		0.00	
910110	COLOCACION DE GRAVA EN MUROS	M3	1.0000	93.61		93.61	
910425	TRANSPORTE A LA OBRA	M3	1.0000	14.02		14.02	
922188	EXTRACCION DE MATERIAL EN CANTERA.	M3	1.0000	4.50		4.50	
930603	CARGUIO DE MATERIAL DE CANTERA	M3.	1.0000	1.81		1.81	
COSTO DIRECTO						113.94	

FORMATO No.4 : ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Partida: 04.01.00				Rendimi: 10.00 M3/DIA			
Presupuesto: LPIO N° 10-96-MTC/15 02 PERT 01				Unidad : M3			
Obra: ESTABILIZACION DE TALUDES Y DEZLIZAMIENTOS CARRETERA PANAM				Fecha : 16-Mar-99			
Descripción: SHOTCRETE O CONCRETO LANZADO							
CODIGO	RECURSOS	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO DE LOS RECURSOS		COSTOS PARCIALES	
				S/.	US\$	S/.	US\$
	Materiales						
040108	ARENA	M3	0.5000	26.40		13.20	
210008	CEMENTO PORTLAND TIPO II	BLS	15.0000	19.80		297.00	
300295	BARRENO	UND	0.0340	329.99		11.22	
308682	ADITIVO SHOTCRETE- SIGUNIT R- VIA SECA	KG.	6.3500	11.00		69.85	
480202	TANQUE NEUMATICO DE 45 GLN	UND	1.0000	27.50		27.50	
	Equipos						
490202	COMPRESORA NEUMATICA 196 HP 600-690 PCM	HM	0.8000	133.10		106.48	
490213	MARTILLO	H.M	0.8000	11.57		9.26	
	Mano de Obra:						
470101	CAPATAZ	HH	0.0800	10.22		0.82	
470102	OPERARIO	HH	0.8000	8.57		6.86	
470104	PEON	HH	1.6000	5.87		9.39	
	Herramientas						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	5.0000	17.07		0.85	
	Sub-Analisis						
910704	AGUA	M3.	1.0000	28.99		28.99	
						0.00	
						0.00	
COSTO DIRECTO						581.42	

FORMATO No.4 : ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Partida: 04.02.00				Rendimi: 30.00 ML/DIA			
Presupuesto: LPIO N° 10-96-MTC/15.02.PERT.01				Unidad : ML			
Obra: ESTABILIZACION DE TALUDES Y DEZLIZAMIENTOS CARRETERA PANAM.				Fecha : 16-Mar-99			
Descripción: PERNOS DE ROCA (D=1" X +3.00 M)							
CODIGO	RECURSOS	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO DE LOS RECURSOS		COSTOS PARCIALES	
				S/.	US\$	S/.	US\$
	Materiales						
020810	PERNOS DE ROCA (D=1" X 3.00 M)	UND	2.5000	187.48		468.70	
						0.00	
						0.00	
						0.00	
	Equipos					0.00	
						0.00	
	Mano de Obra:						
470101	CAPATAZ	HH	0.1333	10.22		1.36	
470102	OPERARIO	HH	0.2667	8.57		2.29	
470103	OFICIAL	HH	0.5333	7.70		4.11	
470104	PEON	HH	0.5333	5.87		3.13	
	Herramientas						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	5.0000	10.89		0.54	
	Sub-Analisis					0.00	
						0.00	
						0.00	
COSTO DIRECTO						480.13	

FORMATO No.4 : ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Partida: 05.01.00				Rendimi 40.00 ML/DIA			
Presupuesto: LPIO N° 10-96-MTC/15.02 PERT 01				Unidad : ML			
Obra: ESTABILIZACION DE TALUDES Y DEZLIZAMIENTOS CARRETERA PANAM				Fecha : 16-Mar-99			
Descripción: REMOCION DE MUROS EXISTENTES							
CODIGO	RECURSOS	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO DE LOS RECURSOS		COSTOS PARCIALES	
				S/.	US\$	S/.	US\$
	Materiales					0.00	
						0.00	
						0.00	
						0.00	
						0.00	
	Equipos						
490202	COMPRESORA NEUMATICA 196 HP 600-690 PCM	HM	0.1000	133.10		13.31	
490604	MARTILLO NEUMATICO DE 25 Kg.	HM	0.2000	9.90		1.98	
	Mano de Obra:						
470101	CAPATAZ	HH	0.1000	10.22		1.02	
470102	OPERARIO	HH	0.2000	8.57		1.71	
470103	OFICIAL	HH	0.4000	7.70		3.08	
470104	PEON	HH	0.4000	5.87		2.35	
	Herramientas						0.00
	Sub-Analisis						0.00
							0.00
							0.00
COSTO DIRECTO						23.45	

FORMATO No.4 : ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Partida: 05.02.00				Rendimi 200 00 M2 /DIA			
Presupuesto: LPIO N° 10-96-MTC/15.02.PERT.01				Unidad : M2			
Obra: ESTABILIZACION DE TALUDES Y DEZLIZAMIENTOS CARRETERA PANAM				Fecha : 16-Mar-99			
Descripción: REMOCION DE PAVIMENTO ANTIGUO							
CODIGO	RECURSOS	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO DE LOS RECURSOS		COSTOS PARCIALES	
				SI.	US\$	SI.	US\$
	Materiales					0.00	
						0.00	
						0.00	
						0.00	
						0.00	
	Equipos						
481104	VOLQUETE DE 10 M3	H.M	0.0080	191.40		1.53	
490208	COMPRESORA NEUMATICA 87 HP 250-330 PCM	HM	0.0400	62.70		2.51	
490411	CARGADOR S/LLANTAS 160-195 HP 3.5 YD3.	HM	0.0200	204.60		4.09	
490604	MARTILLO NEUMATICO DE 25 Kg.	HM	0.0800	9.90		0.79	
	Mano de Obra:						
470101	CAPATAZ	HH	0.0080	10.22		0.08	
470103	OFICIAL	HH	0.0800	7.70		0.62	
470104	PEON	HH	0.2400	5.87		1.41	
						0.00	
	Herramientas						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	5.0000	2.11		0.11	
	Sub-Análisis					0.00	
						0.00	
						0.00	
COSTO DIRECTO						11.14	

FORMATO No.4 : ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Partida: 05.03.00				Rendimi 2,500 00 M2 /DIA			
Presupuesto: LPIO N° 10-96-MTC/15 02.PERT 01				Unidad : M2			
Obra: ESTABILIZACION DE TALUDES Y DEZLIZAMIENTOS CARRETERA PANAM				Fecha : 16-Mar-99			
Descripción: REPAVIMENTACION DE CARRETERA							
CODIGO	RECURSOS	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO DE LOS RECURSOS		COSTOS PARCIALES	
				S/.	US\$	S/.	US\$
	Materiales					0.00	
						0.00	
						0.00	
						0.00	
	Equipos					0.00	
						0.00	
						0.00	
	Mano de Obra:					0.00	
						0.00	
						0.00	
	Herramientas					0.00	
					0.00	0.00	
	Sub-Analisis						
930607	BASE GRANULAR (e=0.22m.)	M2	1.0000	9.86		9.86	
940325	IMPRIMADO	M2	1.0000	1.28		1.28	
940330	CARPETA ASFALTICA	M2.	1.0000	21.92		21.92	
COSTO DIRECTO						33.06	

FORMATO No.4 : ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Partida: 05.04.00		Rendimi 80.00 ML/DIA					
Presupuesto: LPIO N° 10-96-MTC/15.02.PERT 01		Unidad : ML					
Obra: ESTABILIZACION DE TALUDES Y DEZLIZAMIENTOS CARRETERA PANAM.		Fecha : 16-Mar-99					
Descripción: GUARDAVIAS							
CODIGO	RECURSOS	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO DE LOS RECURSOS		COSTOS PARCIALES	
				S/.	US\$	S/.	US\$
	Materiales						
510699	GUARDAVIAS	ML	1.0000	274.99		274.99	
530325	SOLVENTE XILOL	GLN	0.0100	23.10		0.23	
544570	PINTURA DE TRAFICO	GLN	0.0500	93.50		4.68	
	Equipos						
480425	CAMION VOLQUETE 4x2 210-280 HP 8 M3.	HM	0.0500	172.70		8.64	
						0.00	
						0.00	
						0.00	
	Mano de Obra:						
470101	CAPATAZ	HH	0.0200	10.22		0.20	
470102	OPERARIO	HH	0.1000	8.57		0.86	
470104	PEON	HH	0.4000	5.87		2.35	
						0.00	
	Herramientas						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	3.0000	3.41		0.10	
	Sub-Analisis						
						0.00	
						0.00	
						0.00	
COSTO DIRECTO						292.05	

FORMATO No.4 : ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Partida: 05 05.00				Rendimi: 400.00 ML/DIA			
Presupuesto: LPIO N° 10-96-MTC/15.02.PERT.01				Unidad : ML			
Obra: ESTABILIZACION DE TALUDES Y DEZLIZAMIENTOS CARRETERA PANAM				Fecha : 16-Mar-99			
Descripción: REPINTADO DE MARCAS EN EL PAVIMENTO							
CODIGO	RECURSOS	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO DE LOS RECURSOS		COSTOS PARCIALES	
				S/.	US\$	S/.	US\$
	Materiales						
391601	CORDEL (% DE MATERIALES USADOS)	%MT	1.0000	0.97		0.01	
391610	BROCHA	UND	0.0020	16.50		0.03	
540236	PINTURA ESMALTE PARA TRAFICO	GLN	0.0100	93.50		0.94	
						0.00	
						0.00	
	Equipos					0.00	
						0.00	
						0.00	
						0.00	
	Mano de Obra:						
470101	CAPATAZ	HH	0.0100	10.22		0.10	
470103	OFICIAL	HH	0.0200	7.70		0.15	
470104	PEON	HH	0.0800	5.87		0.47	
						0.00	
	Herramientas					0.00	
						0.00	
	Sub-Analisis					0.00	
						0.00	
						0.00	
COSTO DIRECTO						1.70	

FORMATO No.4 : ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Partida: 05.06.00				Rendiml 1.00 GLB/DIA			
Presupuesto: LPIO N° 10-96-MTC/15 02 PERT 01				Unidad : GLB			
Obra: ESTABILIZACION DE TALUDES Y DEZLIZAMIENTOS CARRETERA PANAM.				Fecha : 16-Mar-99			
Descripción: PROGRAMA DE REST. AMBIENTAL							
CODIGO	RECURSOS	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO DE LOS RECURSOS		COSTOS PARCIALES	
				S/.	US\$	S/.	US\$
	Materiales					0.00	
						0.00	
						0.00	
						0.00	
						0.00	
	Equipos						
481201	CAMION CISTERNA 4X2 (AGUA) 1,500 GAL.	H.M	50.0000	89.10		4,455.00	
490411	CARGADOR S/LLANTAS 160-195 HP 3.5 YD3.	HM	160.0000	204.60		32,736.00	
490900	MOTONIVELADORA DE 125 HP	HM	100.0000	127.60		12,760.00	
						0.00	
	Mano de Obra:						
470101	CAPATAZ	HH	80.0000	10.22		817.60	
						0.00	
						0.00	
						0.00	
	Herramientas						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	5.0000	817.60		40.88	
	Sub-Analisis						
						0.00	
						0.00	
						0.00	
COSTO DIRECTO						50,809.48	

FORMATO No.4 : ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

SUB-ANALISIS

Partida: 910110		Rendimiento : 12.00 M3/DIA					
Presupuesto: LPIO N° 10-96-MTC/15.02 PERT 01		Unidad : M3					
Obra: ESTABILIZACION DE TALUDES Y DEZLIZAMIENTOS CARRETERA PANAM		Fecha : 16-Mar-99					
Descripción: COLOCACION DE GRAVA EN MUROS							
Código	Recursos	Unidad	Cantidad	Precio de los Recursos		Costos Parciales	
				S/	US \$	S/	US \$
Mano de Obra							
470101	CAPATAZ	HH	0.0667	10.22	0.00	0.68	0.00
470102	OPERARIO	HH	0.6667	8.57	0.00	5.71	0.00
470104	PEON	HH	2.6667	5.87	0.00	15.65	0.00
Equipos							
490301	COMPACTADOR VIBR. TIPO PLANCHA 4 HP	HM	0.6667	18.70	0.00	12.47	0.00
490410	CARGADOR S/LLANTAS 125-155 HP 3 YD3	HM	0.3333	176.00	0.00	58.66	0.00
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	0.0200	22.04	0.00	0.44	0.00
0.00							
COSTO DIRECTO						93.61	

Partida: 910404		Rendimiento : 500.00 M3/DIA					
Presupuesto: LPIO N° 10-96-MTC/15.02 PERT 01		Unidad : M3					
Obra: ESTABILIZACION DE TALUDES Y DEZLIZAMIENTOS CARRETERA PANAM		Fecha : 16-Mar-99					
Descripción: CARGUIO EN CANTERA DE MATERIAL							
Código	Recursos	Unidad	Cantidad	Precio de los Recursos		Costos Parciales	
				S/	US \$	S/	US \$
Mano de Obra							
470103	OFICIAL	HH	0.0080	7.70	0.00	0.06	0.00
Equipos							
490411	CARGADOR S/LLANTAS 160-195 HP 3.5 YD3	HM	0.0160	204.60		3.27	
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	3.0000	0.06		0.00	
3.27							
COSTO DIRECTO						3.33	

FORMATO No.4 : ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

SUB-ANALISIS

Partida: 910408		Rendimiento: 32.00 M3/DIA					
Presupuesto: LPIO N° 10-96-MTC/15 02 PERT 01		Unidad: M3					
Obra: ESTABILIZACION DE TALUDES Y DEZLIZAMIENTOS CARRETERA PANAM		Fecha: 16 Mar-99					
Descripción: TRANSPORTE A LA OBRA (D=8.00 KM)							
Código	Recursos	Unidad	Cantidad	Precio de los Recursos		Costos Parciales	
				S/	US \$	S/	US \$
470103	Mano de Obra OFICIAL	HH	0.0500	7.70		0.39	
480427	Equipos CAMION VOLQUETE 6x4 330 HP 10 M3	HM	0.2500	191.40		47.85	
COSTO DIRECTO						48.24	

Partida: 910425		Rendimiento: 110.00 M3/DIA					
Presupuesto: LPIO N° 10-96-MTC/15 02 PERT 01		Unidad: M3					
Obra: ESTABILIZACION DE TALUDES Y DEZLIZAMIENTOS CARRETERA PANAM		Fecha: 16 Mar-99					
Descripción: TRANSPORTE A LA OBRA							
Código	Recursos	Unidad	Cantidad	Precio de los Recursos		Costos Parciales	
				S/	US \$	S/	US \$
470103	Mano de Obra OFICIAL	HH	0.0145	7.70		0.11	
481104	Equipos VOLQUETE DE 10 M3	H M	0.0727	191.40		13.91	
COSTO DIRECTO						14.02	

FORMATO No.4 : ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

SUB-ANALISIS

Partida: 910605		Rendimiento : 500.00 M3/DIA					
Presupuesto: LPIO N° 10-96-MTC/15 02 PERT 01		Unidad : M3					
Obra: ESTABILIZACION DE TALUDES Y DEZLIZAMIENTOS CARRETERA PANAM		Fecha : 16-Mar-99					
Descripción: EXTRACCION Y APILAMIENTO (BASE)							
Código	Recursos	Unidad	Cantidad	Precio de los Recursos		Costos Parciales	
				S/	US \$	S/	US \$
	Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	HH	0.0032	10.22		0.03	
470104	PEON	HH	0.0640	5.87		0.38	
	Equipos						
490434	TRACTOR DE ORUGAS DE 190-240 HP	HM	0.0160	256.30		4.10	
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	3.0000	0.41		0.01	
COSTO DIRECTO						4.52	

Partida: 910620		Rendimiento : 300.00 M3/DIA					
Presupuesto: LPIO N° 10-96-MTC/15 02 PERT 01		Unidad : M3					
Obra: ESTABILIZACION DE TALUDES Y DEZLIZAMIENTOS CARRETERA PANAM		Fecha : 16-Mar-99					
Descripción: ZARANDEADO DE AGREGADO P/ASFALTO							
Código	Recursos	Unidad	Cantidad	Precio de los Recursos		Costos Parciales	
				S/	US \$	S/	US \$
	Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	HH	0.0267	10.22		0.27	
470102	OPERARIO	HH	0.0267	8.57		0.23	
470104	PEON	HH	0.1600	5.87		0.94	
	Equipos						
490410	CARGADOR SILLANTAS 125-155 HP 3 YD3	HM	0.0267	176.00		4.70	
490810	ZARANDA VIBRATORIA 4'x6'x14' M E 15 HP	HM	0.0267	36.30		0.97	
491508	GRUPO ELECTROGENO 380 HP 250 KW	HM	0.0267	93.50		2.50	
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	3.0000	1.44		0.04	
COSTO DIRECTO						9.65	

FORMATO No.4 : ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

SUB-ANALISIS

Partida: 910704		Rendimiento : 30.00 M3/DIA					
Presupuesto: LPIO N° 10-96-MTC/15 02 PERT 01		Unidad : M3					
Obra: ESTABILIZACION DE TALUDES Y DEZLIZAMIENTOS CARRETERA PANAM		Fecha : 16-Mar-99					
Descripción: AGUA							
Código	Recursos	Unidad	Cantidad	Precio de los Recursos		Costos Parciales	
				S/	US \$	S/	US \$
	Mano de Obra						
470104	PEON	HH	0.2667	5.87		1.57	
	Materiales						
340154	GASOLINA	M3	0.0230	5.50		0.13	
	Equipos						
480403	CAMION CISTERNA 4x2 (AGUA) 122 HP 2,000	HM	0.2667	96.80		25.82	
480800	MOTOBOMBA 10 HP 4"	HM	0.2667	5.50		1.47	
COSTO DIRECTO						28.99	

Partida: 922188		Rendimiento : 400.00 M3/DIA					
Presupuesto: LPIO N° 10-96-MTC/15 02 PERT 01		Unidad : M3					
Obra: ESTABILIZACION DE TALUDES Y DEZLIZAMIENTOS CARRETERA PANAM		Fecha : 16-Mar-99					
Descripción: EXTRACCION DE MATERIAL EN CANTERA.							
Código	Recursos	Unidad	Cantidad	Precio de los Recursos		Costos Parciales	
				S/	US \$	S/	US \$
	Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	HH	0.0040	10.22		0.04	
470104	PEON	HH	0.0600	5.87		0.35	
	Equipos						
490411	CARGADOR SILLANTAS 160-195 HP 3.5 YD3	HM	0.0200	204.60		4.09	
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	5.0000	0.39		0.02	
COSTO DIRECTO						4.50	

FORMATO No.4 : ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

SUB-ANALISIS

Partida: 922188		Rendimiento: 400.00 M3/DIA					
Presupuesto: LPIO N° 10-96-MTC/15 02 PERT 01		Unidad: M3					
Obra: ESTABILIZACION DE TALUDES Y DEZLIZAMIENTOS CARRETERA PANAM		Fecha: 16-Mar-99					
Descripción: AGREGADO FINO PARA ASFALTO							
Código	Recursos	Unidad	Cantidad	Precio de los Recursos		Costos Parciales	
				S/	US \$	S/	US \$
	Mano de Obra						
470103	OFICIAL	HH	0.0200	7.70		0.15	
	Equipos						
490410	CARGADOR SILLANTAS 125-155 HP 3 YD3	HM	0.0200	176.00		3.52	
490810	ZARANDA VIBRATORIA 4'x6'x14' M.E. 15 HP	HM	0.0200	36.30		0.73	
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	3.0000	0.15		0.00	
	Insumos Partida						
910408	TRANSPORTE A LA OBRA (PARCHADO)	M3	1.2000	48.24		57.89	
COSTO DIRECTO						62.29	

Partida: 930121		Rendimiento: 65.74 M3/DIA					
Presupuesto: LPIO N° 10-96-MTC/15 02 PERT 01		Unidad: M3					
Obra: ESTABILIZACION DE TALUDES Y DEZLIZAMIENTOS CARRETERA PANAM		Fecha: 16-Mar-99					
Descripción: AGREGADO GRUESO PARA ASFALTO							
Código	Recursos	Unidad	Cantidad	Precio de los Recursos		Costos Parciales	
				S/	US \$	S/	US \$
	Insumos Partida						
910404	CARGUIO	M3	1.0000	3.33		3.33	
910408	TRANSPORTE A LA OBRA (PARCHADO)	M3	1.0000	48.24		48.24	
910605	EXTRACCION Y APILAMIENTO (sub base)	M3	1.0000	4.52		4.52	
910620	ZARANDEADO DE AGREGADO P/ASFALTO	M3	1.0000	9.65		9.65	
				65.74			
COSTO DIRECTO						65.74	

FORMATO No.4 : ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

SUB-ANALISIS

Partida:	930151	Rendimiento :	1.500.00 M2/DIA				
Presupuesto:	LPIO N° 10-96-MTC/15.02 PERT 01	Unidad :	M2				
Obra:	ESTABILIZACION DE TALUDES Y DEZLIZAMIENTOS CARRETERA PANAM	Fecha :	16-Mar-99				
Descripción:	COLOCACION CARPETA ASFALTICA						
Código	Recursos	Unidad	Cantidad	Precio de los Recursos		Costos Parciales	
				S/	US \$	S/	US \$
	Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	HH	0.0053	10.22		0.05	
470103	OFICIAL	HH	0.0053	7.7		0.04	
470104	PEON	HH	0.0427	5.87		0.25	
	Equipos						
490325	RODILLO NEUMATICO AUTOP 81-100HP 5.5-20T	HM	0.0053	60.5		0.32	
490345	RODILLO TANDEM ESTATI AUT 70-100HP 8-14T	HM	0.0053	66		0.35	
492500	PAVIMENTADORA SOBRE ORUGA 69 HP	H M	0.0053	122.1		0.65	
COSTO DIRECTO						1.66	

Partida:	930152	Rendimiento :	33.333 M3/DIA				
Presupuesto:	LPIO N° 10-96-MTC/15.02 PERT 01	Unidad :	M3				
Obra:	ESTABILIZACION DE TALUDES Y DEZLIZAMIENTOS CARRETERA PANAM	Fecha :	16-Mar-99				
Descripción:	TRANSPORTE DE AGREGADOS (D>> 10 KM)						
Código	Recursos	Unidad	Cantidad	Precio de los Recursos		Costos Parciales	
				S/	US \$	S/	US \$
	Mano de Obra						
470103	OFICIAL	HH	0.0480	7.70		0.37	
	Equipos						
481104	VOLQUETE DE 10 M3	H M	0.2400	191.40		45.94	
COSTO DIRECTO						46.31	

FORMATO No.4 : ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

SUB-ANALISIS

Partida: 930153		Rendimiento: 400.00 M3/DIA					
Presupuesto: LPIO N° 10-96-MTC/15 02 PERT 01		Unidad: M3					
Obra: ESTABILIZACION DE TALUDES Y DEZLIZAMIENTOS CARRETERA PANAM		Fecha: 16-Mar-99					
Descripción: AGREGADO FINO PARA PROTECCION (DESQUINCHE)							
Código	Recursos	Unidad	Cantidad	Precio de los Recursos		Costos Parciales	
				S/	US \$	S/	US \$
	Mano de Obra						
470103	OFICIAL	HH	0.0200	7.70		0.15	
	Equipos						
490410	CARGADOR SILLANTAS 125-155 HP 3 YD3	HM	0.0200	176.00		3.52	
490810	ZARANDA VIBRATORIA 4'x6'x14" M E 15 HP	HM	0.0200	36.30		0.73	
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	3.0000	0.15		0.00	
	Insumos Partida						
910408	TRANSPORTE A LA OBRA (PARCHADO)	M3	1.2000	48.24		57.89	
COSTO DIRECTO						62.29	

Partida: 930154		Rendimiento: 20.00 M3/DIA					
Presupuesto: LPIO N° 10-96-MTC/15 02 PERT 01		Unidad: M3					
Obra: ESTABILIZACION DE TALUDES Y DEZLIZAMIENTOS CARRETERA PANAM		Fecha: 16-Mar-99					
Descripción: FABRICACION CARPETA ASFALTICA EN CALIENTE							
Código	Recursos	Unidad	Cantidad	Precio de los Recursos		Costos Parciales	
				S/	US \$	S/	US \$
	Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	HH	0.4000	10.22		4.09	
470104	PEON	HH	0.8000	5.67		4.70	
	Materiales						
200101	CEMENTO ASFALTICO PEN 60/70 Y 85/100	GAL.	36.0000	2.50		90.00	
	Equipos						
370601	SOPLATE LANZALLAMAS	HM	0.8000	3.30		2.64	
489801	COCINA DE ASFALTO DE 320 GLS	HM	0.4000	32.50		13.00	
490410	CARGADOR SILLANTAS 100-115 HP 2-2 25 YD3	HM	0.4000	121.00		48.40	
491007	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 23HP 11P3	HM	0.4000	23.46		9.38	
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	3.0000	8.79		0.26	
	Insumos Partida						
930118	AGREGADO FINO PARA ASFALTO	M3	0.0390	62.29		2.43	
930121	AGREGADO GRUESO PARA ASFALTO	M3	0.0585	65.74		3.85	
COSTO DIRECTO						178.75	

FORMATO No.4 : ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

SUB-ANALISIS

Partida: 930601		Rendimiento : M3/DIA					
Presupuesto: LPIO N° 10-96-MTC/15 02 PERT 01		Unidad : M3					
Obra: ESTABILIZACION DE TALUDES Y DEZLIZAMIENTOS CARRETERA PANAM		Fecha : 16-Mar-99					
Descripción: MATERIAL SELECCIONADO PARA BASE							
Código	Recursos	Unidad	Cantidad	Precio de los Recursos		Costos Parciales	
				S/	US \$	S/	US \$
	Insumos Partida						
930602	EXTRACCION DE MATERIAL EN CANTERA	M3	1 0000	3 16		3 16	
930603	CARGUJO DE MATERIAL DE CANTERA	M3	1 0000	1 81		1 81	
930604	TRANSPORTE A SELECCIONADORA	M3	1 0000	2 87		2 87	
930605	ZARANDEO DE MATERIAL DE BASE	M3	1 0000	10 45		10 45	
COSTO DIRECTO						18.29	

Partida: 930602		Rendimiento : 540 00 M3/DIA					
Presupuesto: LPIO N° 10-96-MTC/15 02 PERT 01		Unidad : M3					
Obra: ESTABILIZACION DE TALUDES Y DEZLIZAMIENTOS CARRETERA PANAM		Fecha : 16-Mar-99					
Descripción: EXTRACCION DE MATERIAL EN CANTERA							
Código	Recursos	Unidad	Cantidad	Precio de los Recursos		Costos Parciales	
				S/	US \$	S/	US \$
	Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	HH	0 0030	10 22		0 03	
470104	PEON	HH	0 0148	5 87		0 09	
	Equipos						
490411	CARGADOR SILLANTAS 160-195 HP 3 5 YD3	HM	0 0148	204 60		3 03	
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	5 0000	0 12		0 01	
COSTO DIRECTO						3.16	

FORMATO No.4 : ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS
SUB-ANALISIS

Partida: 930603				Rendimiento: 920.00 M3/DIA			
Presupuesto: LPIO N° 10-96-MTC/15 02 PERT 01				Unidad: M3			
Obra: ESTABILIZACION DE TALUDES Y DEZLIZAMIENTOS CARRETERA PANAM				Fecha: 16 Mar-99			
Descripción: CARGUIO DE MATERIAL DE CANTERA							
Código	Recursos	Unidad	Cantidad	Precio de los Recursos		Costos Parciales	
				S/	US \$	S/	US \$
	Mano de Obra						
470103	OFICIAL	HH	0.0043	7.70		0.03	
	Equipos						
490411	CARGADOR S/LLANTAS 160-195 HP 3.5 YD3	HM	0.0087	204.60		1.78	
COSTO DIRECTO						1.81	

Partida: 930604				Rendimiento: 545.45 M3/DIA			
Presupuesto: LPIO N° 10-96-MTC/15 02 PERT 01				Unidad: M3			
Obra: ESTABILIZACION DE TALUDES Y DEZLIZAMIENTOS CARRETERA PANAM				Fecha: 16-Mar-99			
Descripción: TRANSPORTE A SELECCIONADORA							
Código	Recursos	Unidad	Cantidad	Precio de los Recursos		Costos Parciales	
				S/	US \$	S/	US \$
	Mano de Obra						
470103	OFICIAL	HH	0.0073	7.70		0.06	
	Equipos						
480427	CAMION VOLQUETE 6x4 330 HP 10 M3	HM	0.0147	191.40		2.81	
COSTO DIRECTO						2.87	

FORMATO No.4 : ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

SUB-ANALISIS

Partida: 930605		Rendimiento : 270.00 M3/DIA					
Presupuesto: LPIO N° 10-96-MTC/15.02.PERT 01		Unidad : M3					
Obra: ESTABILIZACION DE TALUDES Y DEZLIZAMIENTOS CARRETERA PANAM		Fecha : 16-Mar-99					
Descripción: ZARANDEO DE MATERIAL DE BASE							
Código	Recursos	Unidad	Cantidad	Precio de los Recursos		Costos Parciales	
				S/	US \$	S/	US \$
	Mano de Obra						
470103	OFICIAL	HH	0.0296	7.70		0.23	
470104	PEON	HH	0.0593	5.87		0.35	
	Equipos						
490411	CARGADOR S/LANTAS 160-195 HP 3.5 YD3	HM	0.0296	204.60		6.06	
491451	ZARANDA VIBRATORIA DE 15 HP	H M	0.0296	35.20		1.04	
492710	GRUPO ELECTROGENO	H M	0.0296	93.50		2.77	
COSTO DIRECTO						10.45	

Partida: 930607		Rendimiento : 500.00 M2/DIA					
Presupuesto: LPIO N° 10-96-MTC/15.02.PERT 01		Unidad : M2					
Obra: ESTABILIZACION DE TALUDES Y DEZLIZAMIENTOS CARRETERA PANAM		Fecha : 16-Mar-99					
Descripción: BASE GRANULAR (e=0.22m.)							
Código	Recursos	Unidad	Cantidad	Precio de los Recursos		Costos Parciales	
				S/	US \$	S/	US \$
	Mano de Obra						
470104	PEON	HH	0.0320	5.87		0.19	
	Equipos						
490307	RODILLO LISO VIBR AUTOP 101-135HP 10-12T	HM	0.0160	86.90		1.39	
490325	RODILLO NEUMATICO AUTOP 81-100HP 5.5-20T	HM	0.0160	60.50		0.97	
490900	MOTONIVELADORA DE 125 HP	HM	0.0160	127.60		2.04	
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	3.0000	0.19		0.01	
	Insumos Partida						
910704	AGUA	M3	0.0150	28.99		0.43	
930601	MATERIAL SELECCIONADO PARA BASE	M3	0.2640	18.29		4.83	
COSTO DIRECTO						9.86	

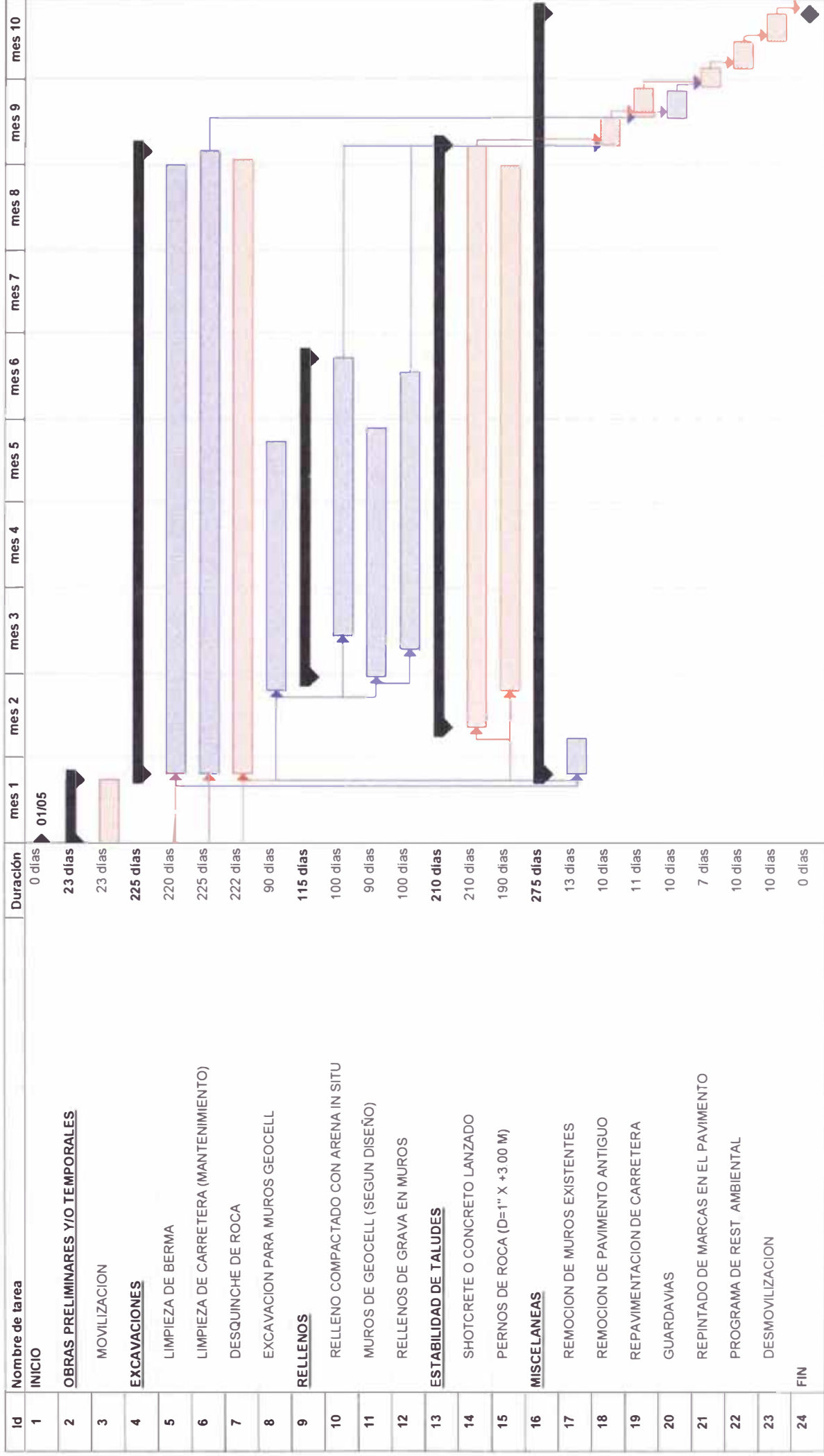
FORMATO No.4 : ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

SUB-ANALISIS

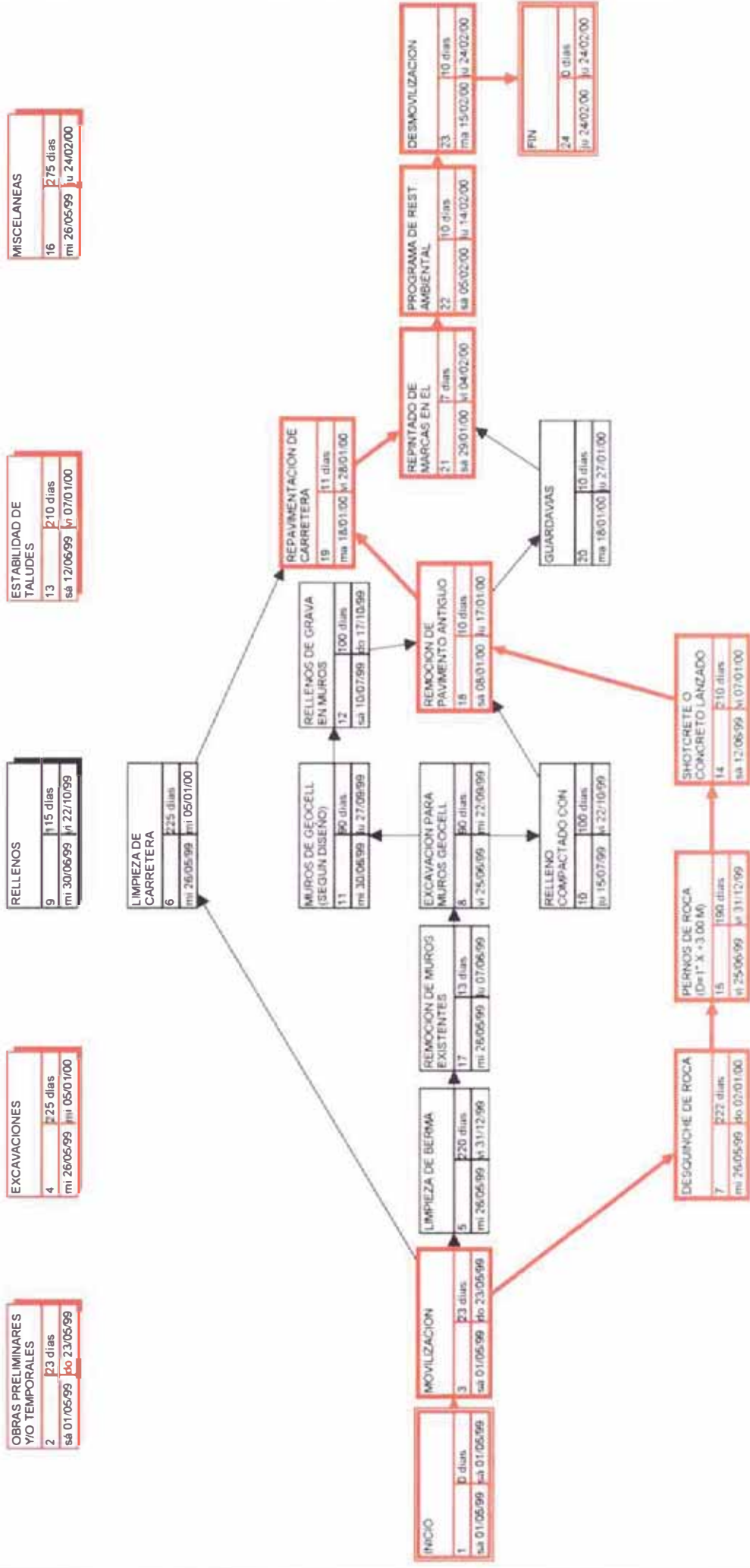
Partida: 940325		Rendimiento : M2/DIA					
Presupuesto: LPIO N° 10-96-MTC/15 02 PERT 01		Unidad : M2					
Obra: ESTABILIZACION DE TALUDES Y DEZLIZAMIENTOS CARRETERA PANAM		Fecha : 16-Mar 99					
Descripción: IMPRIMADO							
Código	Recursos	Unidad	Cantidad	Precio de los Recursos		Costos Parciales	
				S/	US \$	S/	US \$
	Mano de Obra						
470104	PEON	HH	0.0045	5.87		0.03	
	Materiales						
130006	ASFALTO RC-250	GLN	0.2385	3.30		0.79	
530000	KEROSENE INDUSTRIAL	GLN	0.0520	4.18		0.22	
	Equipos						
490134	COMPRESORA 250 P.C.M	H.M	0.0001	62.70		0.01	
491304	CAMION IMPRIMIDOR 6x2 178-210 HP 1,800 G	HM	0.0018	126.50		0.23	
COSTO DIRECTO						1.28	

Partida: 940330		Rendimiento : M2/DIA					
Presupuesto: LPIO N° 10-96-MTC/15 02 PERT 01		Unidad : M2					
Obra: ESTABILIZACION DE TALUDES Y DEZLIZAMIENTOS CARRETERA PANAM		Fecha : 16-Mar 99					
Descripción: CARPETA ASFALTICA							
Código	Recursos	Unidad	Cantidad	Precio de los Recursos		Costos Parciales	
				S/	US \$	S/	US \$
	Insumos Partida						
930151	COLOCACION CARPETA ASFALTICA	M2	1.0000	1.66		1.66	
930152	TRANSPORTE DE AGREGADOS (D>> 10 KM)	M3	0.0900	46.31		4.17	
930154	FABRICACION CARPETA ASFALTICA EN CALIENTE	M3	0.0900	178.75		16.09	
COSTO DIRECTO						21.92	

GANTT ESTABILIZACION DE TALUDES



PERT ESTABILIZACION DE TALUDES





Vista 6.01.- Impregnación asfáltica en el km. 716+435 al 716+570



Vista 6.02.- Impregnación asfáltica en el km. 716+435 al 716+570 en suelo con agregado grueso



Vista 6.03.- Impregnación asfáltica en el km. 717+800 al 717+820



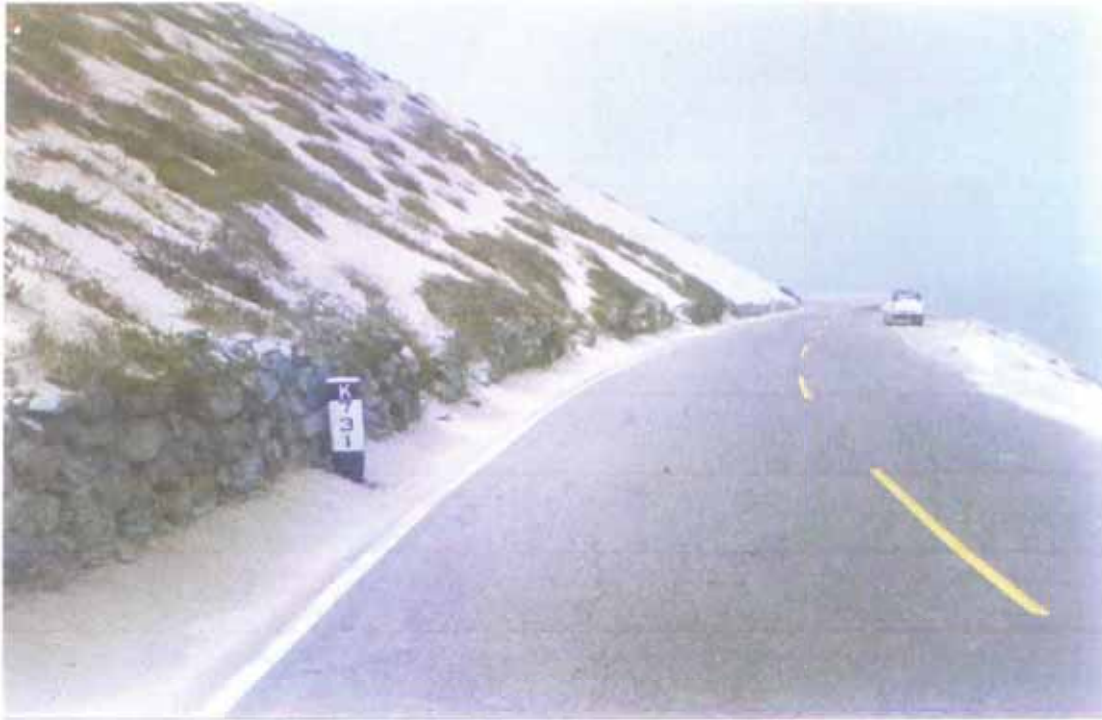
Vista 6.04.- Impregnación asfáltica en el km. 717+800 al 717+820



Vista 6.05.- Impregnación asfáltica en el km. 729+670 al 729+730 en talud de arena



Vista 6.06.- Impregnación asfáltica en el km. 730+140 al 730+170 en talud de arena



Vista 6.07.- Talud interior donde se colocara el muro de confinamiento celular



Vista 6.08.- Inicio del acarreo de material hacia el talud exterior



Vista 6.09.- Colocación de paneles para la contención momentánea de la arena



Vista 6.10.- Colocación de la base del muro de gravedad relleno con afirmado



Vista 6.11.- Colocación de la primera capa rellanado y compactado con arena



Vista 6.12.- Realización de la prueba de densidad



Vista 6.13.- Preparación de la base del muro



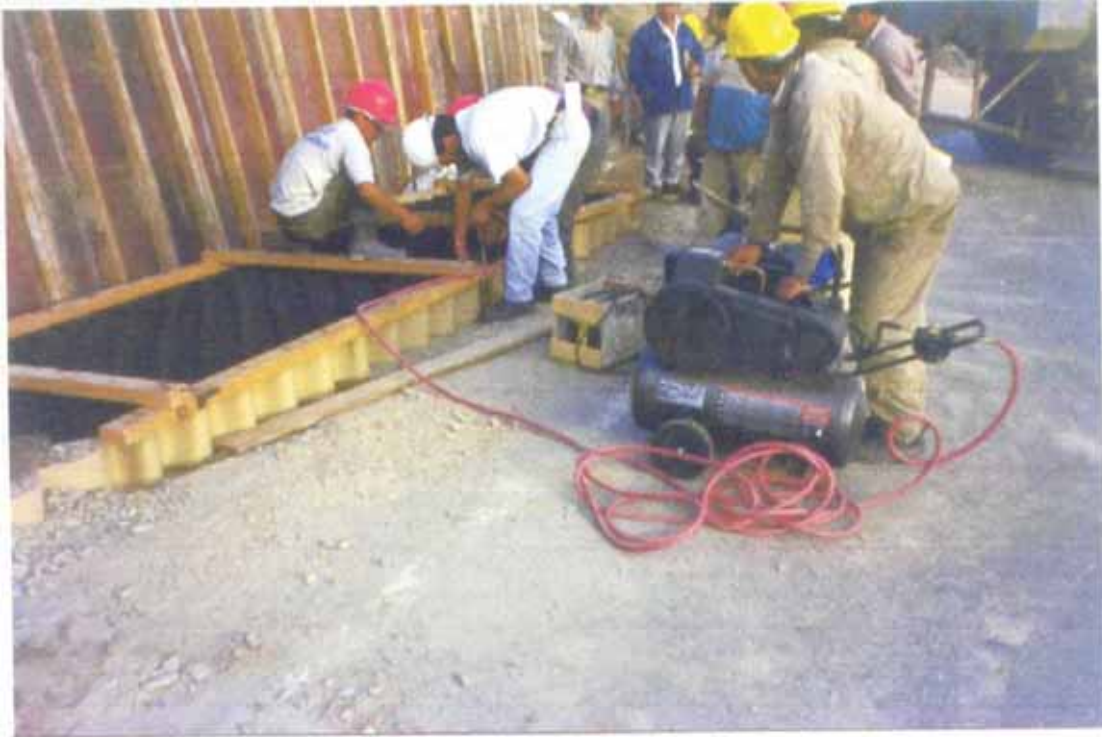
Vista 6.14.- Colocación del Geoceldas en el marco de madera para su respectiva colocación



Vista 6.15.- Contención de la arena con paneles anclados mediante costales de arena al talud



Vista 6.16.- Habilitación del Geoceldas para su colocación en el marco de madera



Vista 6.17.- Unión de geoceldas con grapas a presión de aire



Vista 6.18.- Humedecimiento del talud para su contención momentánea



Vista 6.19.- Humedecimiento del talud para su contención momentánea



Vista 6.20.- Colocación de la segunda capa y su unión respectiva



Vista 6.21.- Saturación del material para luego colocarlas en las geoceldas



Vista 6.22.- Relleno de la ultima capa con grava.



Vista 6.23.- Perfil del muro de confinamiento



Vista 6.24.- Perfil final del muro de confinamiento celular en el talud interior

CAPITULO 7

EFFECTOS DEL SISMO DE OCOÑA

7.1 SISMO DEL 23 DE JUNIO DEL 2001

El movimiento sísmico se produce el Sábado 23 de Junio a las 3:36 p.m, con epicentro frente a Ocoña (AREQUIPA) y sus efectos son sentidos en mayor proporción en los departamentos de Arequipa, Moquegua y Tacna.

El Instituto Geofísico del Perú reporto la magnitud del sismo como $m_b = 6.9$ y $M_s = 7.9$.

El USGS (Estados Unidos de Norte América) asigno al evento una magnitud M_w de 8.4.

Es importante aclarar que las escalas m_b y M_s son validas solo en un cierto rango de valores y para terremotos grandes se obtienen valores casi constantes alrededor de un limite que se conoce como el valor de saturación. En particular m_b y M_s se saturan aproximadamente alrededor de 6.5 y 8 respectivamente.

Comparativamente con el terremoto de 1970 de Huaraz (M_s 7.8), el sismo de Ocoña es de tamaño similar (M_s 7.9); sin embargo las intensidades reportadas preliminarmente por el IGP para el terremoto del sur, son menores a los de 1970.

7.2 EFECTOS CAUSADOS EN EL TRAMO KM. 715+00 AL 737+00

A consecuencia del sismo del 23 de Junio del 2001 se decidió realizar una inspección de los trabajos culminados en Febrero del 2000 detallado en el Capitulo 06, la inspección fue realizada el 27 de Julio del 2001, el recorrido se inicia en el km. 715+00 el cual se detalla a continuación:

a) Efectos en el Talud de Suelo Granular

Hace 22 meses se realizaron trabajos de desquinchado en el Km. 715+020 al 715+160, los cuales se observan en perfecto estado y con ningún desprendimiento del talud, también se puede observar

un agrietamiento longitudinal en la berma exterior con ancho de 1"-1½" debido al movimiento sísmico.

Hace 18 meses se realizaron trabajos de Impregnación Asfáltica en el km. 716+030 al 716+080 en talud de suelo granular el cual presenta algunos desprendimientos.

En el Km. 716+435 al 716+570 se realizaron trabajos de impregnación asfáltica en talud de suelo granular, este mismo tramo tenia parte del talud conformado por grava y con mayor porcentaje de suelo fino en el cual no se aplico la impregnación lo que trajo como consecuencia que las cunetas se colmaten debido a la erosión y al movimiento sísmico.

En el km. 719+600 al 720+00 se observa que el talud vertical de suelo granular de altura de 10 a 15 m. Se encuentra pegado a la plataforma que continuamente se esta limpiando debido a la erosión, una solución practica seria la impregnación asfáltica.

En el km. 722+460 al 722+470 se presento un deslizamiento del material suelto del talud debido al movimiento sísmico, Este material presenta las características de un afirmado el cual fue transportado al km. 731.

b) Efectos en la Carpeta Asfáltica

En el km. 717 se observa una falla de consideración que se presenta cerca al muro de contención de concreto, esta falla en el limite de la carpeta asfáltica y la berma exterior tiene un ancho de 15 a 20 cm. Con una profundidad que supera a 1.50 m.

En el Km. 719+240 se presenta un agrietamiento longitudinal en la carpeta asfáltica con un ancho de 1 a 2 cm.

En el km. 728 al km. 729 se presento una falla de asentamiento llegando en algunos tramos hasta el eje de la vía, esta estructura del pavimento presenta como suelo de fundación a la arena y como sub-base y base a suelo mejorado como el afirmado.

c) Efectos en el Talud de Arena

En el km. 729+900 se presenta un deslizamiento del talud de arena suelta cubriendo totalmente la berma exterior y en algunos tramos invadiendo el carril interior.

En el km. 729+900 al 730+00 se observa un talud de arena compacta con una altura vertical de 10 a 12 m. Donde se realizaron trabajos de impregnación asfáltica, debido se puede observar que debido al movimiento sísmico el talud solo ha sufrido un pequeño desprendimiento y que ha logrado eliminar la erosión debido al viento ocasionado por las olas de mar, a la vez ha logrado disminuir los trabajos de mantenimiento realizados por el SINMAC.

En el km. 730 se observa que en un tramo intermedio no se realizaron trabajos de impregnación asfáltica y que por acción del movimiento sísmico este tramo sufrió una falla y el tramo con impregnación quedo intacta.

En el km. 731+00 al 731+254.98 en el talud interior se realizaron trabajos de construcción de muro de Geoweb de 2 m. De altura con el objetivo de contener al talud de arena suelta y así poder disminuir el mantenimiento de la vía, debido al sismo este tramo fue totalmente cubierto por la arena y posteriormente eliminado desde la segunda capa de Geoweb.

En el km. 731+590 al 731+620.50 en el talud interior se realizaron trabajos de muro de contención de Geoweb de 2 m de altura, se observa que parte de las geoceldas han sido retiradas y la otra parte se encuentra inclinada hacia el talud pero ninguna de las celdas presenta falla de rotura.

En el km. 727+400 – 727+465.88, 731+191.84 – 731+271.14, 731+690 – 731+710.74, 731+760 – 731+785.62, 731+835 – 731+860.62, 732+100 – 732+190.28, 732+320 – 350.50, 732+594 – 732+634.26, 735+430 – 735+460.62, 736+075 – 736+105.50 se realizaron trabajos de construcción de muros de Geoweb en el talud exterior, se observa que en tramos donde la carpeta asfáltica ha fallado el muro de Geoweb ha permanecido intacto, pero a la vez se presentaron fallas en algunas celdas por el excesivo esfuerzo del suelo.



Vista 7.01.- Km. 715+00. Inicio del tramo ejecutado, se observa en buen estado el desquinche trabajado anteriormente



Vista 7.02.- Km. 719+240. Falla en el pavimento con una grieta longitudinal de 1 a 2 cm



Vista 7.03.- Km. 728+00 al km. 729. Falla en la berma exterior y parte de la estructura del pavimento



Vista 7.04.- Km. 729+900. Falla de un carril en la estructura del pavimento por asentamientos



Vista 7.05.- Km. 716. Impregnación asfáltica en talud de agregado grueso conserva su consistencia después del sismo



Vista 7.06.- Km. 729+900. Pequeña falla en la Impregnación asfáltica



Vista 7.07.- Km. 730. Trabajo de Impregnación asfáltica intacta después del sismo



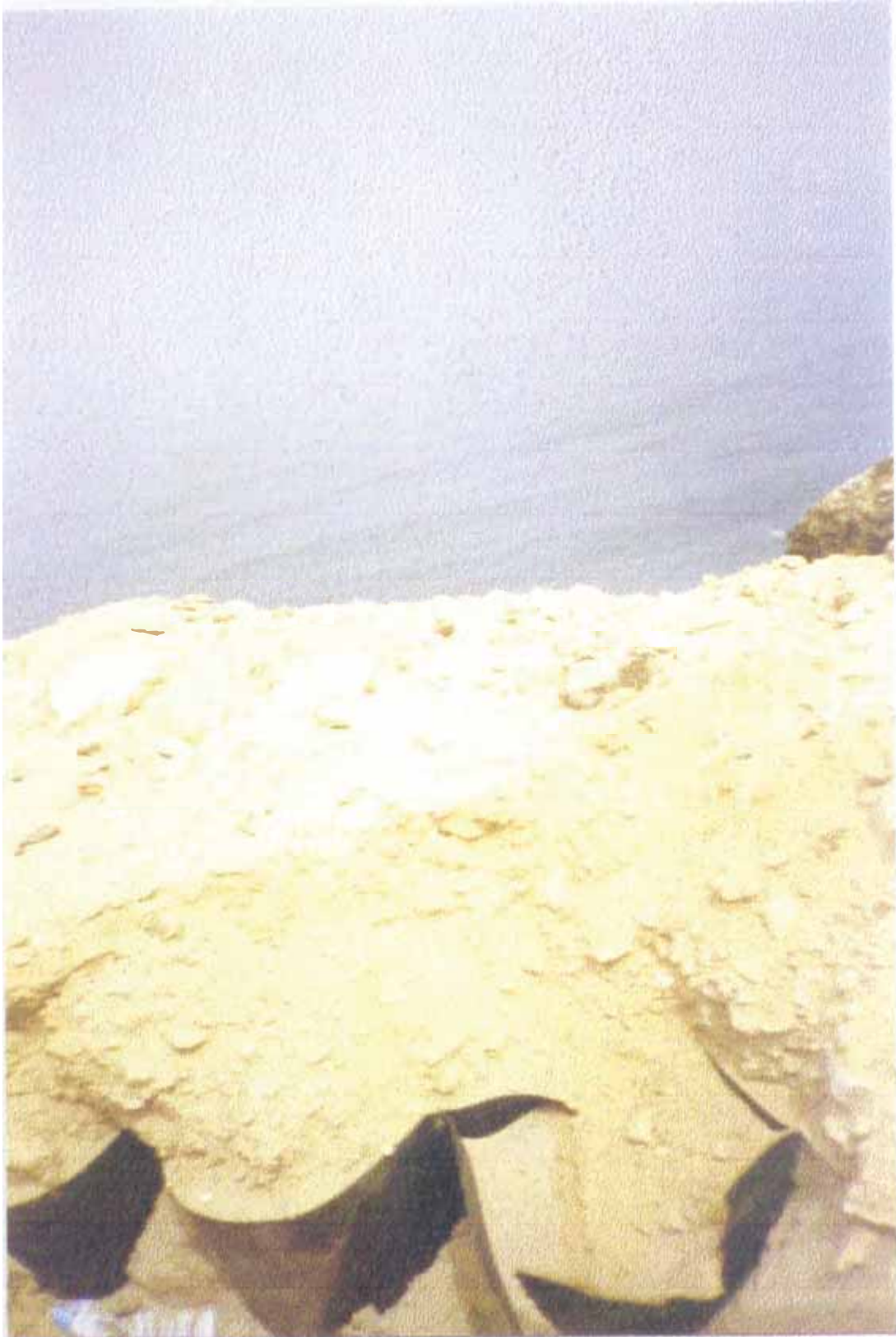
Vista 7.08.- Km. 730. Desprendimiento de la arena en la parte sin Impregnación asfáltica



Vista 7.09.- Panorama del km 731 donde se encontraba el muro de confinamiento celular.



Vista 7.11.- Km. 731. Inclinación posterior del muro de confinamiento



Vista 7.12.- Km. 727. Muro de confinamiento en el talud exterior, la celda ha sufrido un excesivo esfuerzo del suelo



Vista 7.13.- Km. 727. Muro de confinamiento en el talud en el talud exterior en perfectas condiciones



Vista 7.14.- Km. 731. Muro de confinamiento en el talud en el talud exterior con fallas en la carpeta asfáltica



Vista 7.15.- Km. 731. Se observa en el talud exterior trozos del geosintético que ha sido acarreado del talud interior

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El sistema de confinamiento celular permite construir estructuras flexibles, pueden construirse sobre suelos de fundación más diversos y compresibles que las estructuras con sistemas frontales rígidos.
- En las estructuras del sistema de confinamiento celular se rellenan generalmente con materiales granulares selectos, tales como arena, grava o piedra graduada, por consiguiente permite disminuir costos en lugares lejanos, inaccesibles y en donde no exista agregado grueso.
- La resistencia a la erosión de las celdas rellenas puede incrementarse, sin restarle la flexibilidad propia del sistema, con la aplicación de una lechada superficial de concreto.
- La estabilización de taludes de arena con el sistema de confinamiento celular en carreteras disminuye el costo de mantenimiento y cambia el aspecto estético tradicional.
- La aplicación del sistema en la Panamericana Sur evita las interrupciones de tránsito en el sector Cerro de Arena debido a los deslizamientos que se producen.
- La estabilización de taludes de arena utilizando impregnación con emulsión asfáltica evita el desprendimiento de las partículas de arena por acción del viento.

- La superficie del talud vertical de arena de impregnación asfáltica ha permanecido intacta por mas de un año lo que significa que este método de protección de taludes da resultados positivos.
- A consecuencia del sismo del 23 de Junio del 2001 en la localidad de Ocoña (Arequipa) permite observar que el muro de confinamiento celular en el talud interior ha sido sobrecargado cubriéndolo totalmente y luego retirado en trozos por el equipo de mantenimiento, el muro en el talud exterior en un tramo ha sufrido pequeñas fisuras en la parte superior y en dos tramos ha permanecido sin daño alguno debido a su flexibilidad.
- Se recomienda tomar en cuenta la fuerza del sismo para el diseño del muro de gravedad de confinamiento celular.
- Se recomienda utilizar nuevos métodos de estabilización de taludes en pequeños tramos de obras de gran envergadura y realizar un seguimiento a sus efectos durante el tiempo

BIBLIOGRAFIA

BIBLIOGRAFÍA

- Asociación de Carreteras de Japón – CISMID (1984), "Manual de Protección de Taludes".
- Shannon & Wilson (1997) , "Estudios Definitivos de Estabilización de Taludes y Deslizamientos Km. 715 al Km. 774 –Panamericana Sur (Sector Cerro de Arena).
- Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez (1985), "Mecánica de Suelos II".
- Presto (1999) "El Sistema Geoweb".
- Colegio de Ingenieros del Perú, "Informe sobre el Terremoto del Sur del Perú del 23 de Junio del 2001".
- Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción, "Manual Ambiental para el Diseño y Construcción de Vías".