

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería



*Excelencia que trasciende*

**DELVALLE**  
GRUPO EDUCATIVO

Métodos de protección contra erosión en estribos de  
puentes fluviales

Franz von Quednow Debroy

Guatemala  
2012



Métodos de protección contra erosión en estribos de puentes fluviales

**UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA**

**Facultad de Ingeniería**

Métodos de protección contra erosión en estribos de  
puentes fluviales

Trabajo profesional  
presentado por Franz von Quednow Debroy  
para optar al grado académico de  
Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala  
2012

Vo. Bo. :

(f) \_\_\_\_\_  
Ing. Alberto José Pérez Zarco

Tribunal Examinador:

(f) \_\_\_\_\_  
Ing. Fredy Estuardo Viana Vidal

(f) \_\_\_\_\_  
Ing. Roberto Godo Levensen

(f) \_\_\_\_\_  
Ing. Alberto José Pérez Zarco

Fecha de aprobación: Guatemala, 09 de febrero de 2012

# CONTENIDO

CONTENIDO.....	IV
LISTADO DE TABLAS .....	VIII
LISTADO DE FIGURAS .....	IX
RESUMEN .....	XI
I. INTRODUCCIÓN .....	1
II. JUSTIFICACIÓN.....	2
III. OBJETIVOS.....	3
A. Principal.....	3
B. Secundarios.....	3
IV. METODOLOGÍA .....	4
V. ANTECEDENTES.....	6
A. Erosión .....	6
1. Definición.....	6
2. Parámetros.....	7
3. ¿De qué depende?.....	8
B. Socavación .....	10
1. ¿Qué es?.....	10
2. Tipos de socavación.....	10
3. Componentes de la socavación.....	11
a. Degradación y gradación a largo plazo.....	11
b. Socavación general en el puente.....	11

c.	Socavación local en pilas y estribos.....	11
4.	Problemas a tomar en cuenta en los diferentes tipos de socavación	12
a.	En contracción.....	12
b.	Local en estribos.....	12
5.	Métodos de cálculo para algunos tipos de socavación.....	13
a.	Cálculo de socavación general.....	13
b.	Socavación en uniones de dos ríos o dos canales.....	16
c.	Socavación en curvas.....	17
d.	Socavación por contracción de la sección del río.....	17
e.	Socavación en estribos.....	19
VI.	MÉTODOS DE PROTECCIÓN EN ESTRIBOS.....	23
A.	Método 1: Riprap.....	23
1.	Tipos de Riprap.....	24
a.	Riprap arrojado.....	24
b.	Riprap colocado a mano.....	25
c.	Riprap compactado.....	27
d.	Riprap de escombros.....	27
2.	Factores de diseño.....	28
3.	Diseño de Riprap.....	30
B.	Método 2: Bloques de concreto.....	39
1.	Funcionalidad.....	39
a.	Tipos de bloques de concreto.....	39
2.	Métodos de diseño.....	42
a.	Diseño de bloques de concreto simples.....	42

b.	Diseño por medio de utilización de los bloques de concreto de los diversos fabricantes.....	43
C.	Método 3: Gaviones.....	50
1.	Partes de los gaviones .....	50
a.	Alambre galvanizado. ....	50
b.	Mallas.....	53
2.	Tipos de gaviones.....	55
a.	Gavión para muros de gravedad. ....	55
b.	Gavión tipo colchón. ....	56
c.	Gavión cilíndrico. ....	57
3.	Funcionalidad .....	57
a.	Recomendaciones FHWA para Gaviones para Muros.....	57
b.	Recomendaciones FHWA para gaviones tipo colchón. ....	57
4.	Métodos constructivos.....	59
5.	Diseño del revestimiento con gaviones. ....	61
6.	Ventajas y desventajas.....	68
D.	Método 4: Mantos de control de erosión.....	69
1.	Funcionalidad. ....	69
2.	Método de instalación.....	70
3.	Diseño de los mantos de control de erosión.....	73
VII.	COMPARACIÓN ENTRE MÉTODOS.....	79
A.	Diagrama de flujo riprap .....	79
B.	Diagrama de flujo bloques de concreto .....	80
C.	Diagrama de flujo colchón de gaviones .....	81

D.	Diagrama de flujo mantos de control de erosión.....	82
VIII.	CONCLUSIONES .....	83
IX.	RECOMENDACIONES .....	84
X.	BIBLIOGRAFÍA.....	85

## LISTADO DE TABLAS

<i>Tabla 1: Valores de <math>\Psi</math></i> _____	14
<i>Tabla 2: Valores de <math>\beta</math></i> _____	14
<i>Tabla 3: Valores de X y Z</i> _____	15
<i>Tabla 4: Valores del coeficiente de contracción del cauce <math>\mu</math></i> _____	15
<i>Tabla 5: Valores del coeficiente de contracción del cauce <math>\mu</math> (continuación)</i> _____	16
<i>Tabla 6: Valores k relacionado al radio de curvatura r y al ancho del cauce W</i> _____	17
<i>Tabla 7: Valores del coeficiente <math>k_1</math></i> _____	18
<i>Tabla 8: Coeficiente de forma del estribo <math>K_1</math></i> _____	20
<i>Tabla 9: Factores de estabilidad del riprap</i> _____	32
<i>Tabla 10: Parámetro 1 de límites de tamaño de roca para riprap</i> _____	33
<i>Tabla 11: Parámetros de tamaño y peso del riprap según AASHTO</i> _____	34
<i>Tabla 12: Espesores de los bloques para algunas velocidades en zonas con bajo nivel de turbulencia</i> ____	43
<i>Tabla 13: Determinación del factor de seguridad de la base</i> _____	45
<i>Tabla 14: Determinación del factor por repercusión de falla</i> _____	45
<i>Tabla 15: Determinación del factor por incertidumbre de los datos</i> _____	45
<i>Tabla 16: Ecuaciones para determinar el factor de seguridad de los bloques de concreto</i> _____	47
<i>Tabla 17: Ecuaciones para determinar el factor de seguridad de los bloques de concreto (continuación)</i> _	48
<i>Tabla 18: Calibres, diámetros y pesos de alambres galvanizados</i> _____	51
<i>Tabla 19: Peso mínimo de zinc del galvanizado, según norma ASTM A 641M clase 3</i> _____	52
<i>Tabla 20: Criterio para el espesor del colchón</i> _____	58
<i>Tabla 21: Clasificación del grado de retardo para varias clases de pasto</i> _____	73
<i>Tabla 22: Valores del coeficiente de densidad del pasto <math>C_s</math></i> _____	74
<i>Tabla 23: Factor de cobertura del suelo, <math>C_f</math></i> _____	74
<i>Tabla 24: Coeficientes <math>c_1</math> al <math>c_6</math> según tipo de suelo</i> _____	75
<i>Tabla 25: Densidad de aplicación de grava</i> _____	76
<i>Tabla 26: Descripción de la simbología ASTM de los suelos</i> _____	76

## LISTADO DE FIGURAS

<i>Figura 1: Influencia del ángulo entre los dos ríos y su relación de caudales</i>	17
<i>Figura 2: Velocidad de caída de las partículas de gravedad específica 2.65</i>	19
<i>Figura 3: Tipos de estribos</i>	20
<i>Figura 4: Visualización de la longitud del estribo que obstruye el flujo normal del río</i>	21
<i>Figura 5: Orientación del ángulo del estribo para el cálculo de <math>K_2</math></i>	22
<i>Figura 6: Colocación de riprap por medio de excavadoras hidráulicas</i>	24
<i>Figura 7: Riprap colocado a mano</i>	26
<i>Figura 8: Elementos geométricos-hidráulicos de algunas secciones</i>	30
<i>Figura 9: Gráfico para calcular el peso medio de la roca, <math>W_{50}</math></i>	33
<i>Figura 10: Tipos de tejido de geotextil</i>	37
<i>Figura 11: Sistema de adoquines desarrollado por el U.S. Corps of Engineers</i>	40
<i>Figura 12: Bloque de concreto con unión por medio de cables</i>	41
<i>Figura 13: Tipos de bloques de concreto simples</i>	41
<i>Figura 14: Colocación de filtro drenante sobre el geotextil (Suárez Díaz, 2001)</i>	44
<i>Figura 15: Cálculo de los valores <math>l_1</math>, <math>l_2</math>, <math>l_3</math> y <math>l_4</math></i>	46
<i>Figura 16: Definición de algunas variables para calcular SF</i>	49
<i>Figura 17: Esquema del alambre galvanizado con recubrimiento en PVC</i>	50
<i>Figura 18: Malla hexagonal para gaviones</i>	54
<i>Figura 19: Malla eslabonada para gaviones</i>	54
<i>Figura 20: Malla electrosoldada para gaviones</i>	55
<i>Figura 21: Gavión para muros de gravedad</i>	56
<i>Figura 22: Gavión tipo colchón</i>	56
<i>Figura 23: Revestimiento en el asiento minero Morococha</i>	60
<i>Figura 24: Tensión tangente crítica en función de la dimensión de la piedra</i>	62
<i>Figura 25: Velocidad crítica en función de las dimensiones de las piedras</i>	64
<i>Figura 26: Velocidad crítica en función del espesor del colchón</i>	64
<i>Figura 27: Esquema del movimiento de las piedras en el interior de los diafragmas</i>	65
<i>Figura 28: Relación entre el parámetro de deformación y el coeficiente eficaz de Shields</i>	66
<i>Figura 29: Valores de las máximas velocidades admisibles para suelos cohesivos</i>	67

<i>Figura 30: Preparación y colocación de los mantos</i>	70
<i>Figura 31: Tipos de anclaje, en superficie plana y en talud</i>	71
<i>Figura 32: Anclajes recomendados por metro cuadrado</i>	71
<i>Figura 33: Distribución de anclajes sugerido</i>	72
<i>Figura 34: Vegetación en los mantos</i>	72
<i>Figura 35: Estructura de los diferentes tipos de mantos VMAX3®</i>	77
<i>Figura 36: Esfuerzo cortante permisible para los mantos VMAX3® sin vegetación en lb/pie2 (Pascuales)</i>	78
<i>Figura 37: Esfuerzo cortante permisible para los mantos VMAX3® con crecimiento de vegetación en lb/pie2 (Pascuales)</i>	78
<i>Figura 38: Esfuerzo cortante permisible a corto plazo (izquierda) y a largo plazo (derecha) para los mantos VMAX3® con recubrimiento total de vegetación en lb/pie2 (Pascuales)</i>	78

## **RESUMEN**

Este trabajo tiene como finalidad la elaboración de una guía con algunos de los diferentes métodos de protección contra la erosión en estribos de puentes fluviales.

Debido al daño constante de los puentes, principalmente en la estructura de soporte, a causa de los fenómenos climatológicos tales como lluvias intensas, es importante conocer los métodos para la protección de los mismos. Ya que en Guatemala existen una gran cantidad de puentes de una sola luz, se decidió enfocar el trabajo de graduación a la protección de estribos.

Este trabajo servirá como guía para elegir el sistema de protección que mejor se adapte para revestir a los estribos contra la erosión, ya que ello conlleva a una reducción de los costos comparados a una reparación mayor o total de la estructura del puente a causa de una falla por socavamiento y/o erosión.

# I. INTRODUCCIÓN

El trabajo se lleva a cabo por medio de investigaciones bibliográficas principalmente hojas técnicas, metodologías de análisis y diseño utilizadas por los diferentes fabricantes de los sistemas de protección. El énfasis del trabajo de graduación es buscar algunos de los métodos más usados, y encontrar las ventajas y desventajas, así como el momento más adecuado, utilizarlo junto con sus métodos de diseño y/o de instalación.

Así mismo, se tocan temas introductorios a la protección de estribos en puentes, tales como qué es erosión, tipos de erosión, cuándo se da, bajo qué condiciones se puede prevenir, entre otras. También se analiza la socavación, tema introductorio importante para determinar hasta qué profundidad del estribo se debe revestir para una protección adecuada y bajo qué condiciones del río está más propenso a que se socaven.

Para comparar los cuatro métodos analizados se realizaron diagramas de flujo sobre el diseño del revestimiento con el fin de tener una guía rápida del proceso de diseño de cada uno de ellos.

## II. JUSTIFICACIÓN

El objetivo del trabajo es hacer la investigación de diversos sistemas para la protección de estribos de puentes. Se discuten ventajas y desventajas de dichos sistemas para compararlos entre sí. Se quiere recalcar la importancia del tema porque debido a la frecuencia de fuertes lluvias o tormentas existe un incremento en la cantidad de agua que pasa por debajo de los puentes. Cuando esto ocurre, la velocidad del flujo incrementa y provoca un desgaste de los estribos de los puentes, por lo que se deben de proteger para evitar algún daño de consideración. Es por esto que se eligió el tema, para informar acerca de los sistemas de protección usados habitualmente y bajo qué circunstancias es factible su uso.

Debido a que a la mayoría de puentes en Guatemala no se les da la protección necesaria hasta que se dañan considerablemente, los costos de reparación de estos se incrementan. La finalidad de esta guía es tratar de informar sobre que sistemas de protección pueden ser usados para las diferentes condiciones que se presentan en los ríos, con el fin de evitar riesgos de colapso de los puentes y así evitar posibles pérdidas humanas.

Uno de los principales temas de enfoque para proteger los estribos de un puente es la erosión, ya que las altas velocidades que puede llevar el flujo de un río hace que pueda ir erosionando los estribos y con ello ir dañando la estructura de soporte del puente.

### **III. OBJETIVOS**

#### **A. PRINCIPAL**

Elaborar una guía con los sistemas para la protección contra la erosión en estribos, con el fin de informar a las personas interesadas sobre los productos existentes para dicho fin, tomando en cuenta ventajas y desventajas, en donde se pueden utilizar y la técnica de aplicación.

#### **B. SECUNDARIOS**

- Facilitar al profesional la búsqueda de un sistema de protección de estribos que se adapte a sus requerimientos.
- Explicar los sistemas más comunes y más utilizados a nivel (nacional) y detallar la forma correcta de instalación y/o construcción.

## **IV. METODOLOGÍA**

Para este trabajo de graduación se procedió a realizar investigación bibliográfica para explicar cada uno de los términos como antecedentes para familiarizarse con cada uno de los temas que valen la pena mencionar antes de entrar a la protección de estribos en sí. Se interpretan las definiciones de temas como la erosión, y los tipos de erosión que existen y como afectan los estribos en puentes, para plantear el problema y luego ahondar en soluciones. Adicionalmente se investiga sobre los drenajes, tipos de drenajes, su importancia en una adecuada protección y/o construcción de estribos en puentes.

Seguidamente, se investiga el tema principal del trabajo de graduación, para el cual se estudian 4 sistemas diferentes para la protección en estribos de puentes fluviales, consultando las hojas técnicas, metodologías de análisis y diseño de dichos productos para estudiar la forma adecuada de instalación. También se discuten sobre las ventajas y desventajas que tiene cada sistema.

El primer método a investigar es el de riprap o rip rap, siendo el sistema más simple para proteger los estribos ya que para el revestimiento se utilizan únicamente rocas de tamaños seleccionados. Luego, se trata el método de protección por medio de bloques de concreto, los cuales, teniendo los parámetros de diseño necesarios, son fáciles de fabricar. Posteriormente, los gaviones, sistema muy utilizado en Guatemala, que en algunas ocasiones no es instalado de la forma adecuada o no es el sistema ideal para las condiciones que presenta el río. Y por último, se discute el método de protección por medio de mantos de control de erosión, el cual es un método que puede ser muy utilizado por el hecho que la zona recubierta parece no haber sido alterada, debido a que la vegetación crece a través de los mantos.

De estos sistemas se presentan diagramas de diseño comparativos y conclusiones de cuándo, dónde y bajo qué condiciones se deben o es más adecuado utilizar cada uno de los sistemas para una mejor protección.

# V. ANTECEDENTES

## A. EROSIÓN

**1. Definición.** La erosión es el proceso de separación del suelo en otras partículas más pequeñas (limos, arenas, arcillas) y algunos agregados que están propensas a ser transportadas de un lugar a otro alterando las condiciones no solo del lugar del que se desprenden sino también del sitio final al cual son transportadas.

La erosión puede ser causada por el viento (erosión eólica) o por el agua (erosión hídrica), siendo de mayor importancia para este estudio la segunda debido a la presencia del agua en los ríos debajo de los puentes. Los tipos de erosión causadas por el agua se clasifican en tres tipos:

- Laminar
- Surcos
- Zanjones o cárcavas

La erosión laminar produce una remoción de pequeñas relativamente uniformes capas de suelo sobre toda un área específica. Tiene el riesgo que no es muy notable debido a que ocurre en mayores tiempos. Un indicador de que está ocurriendo es que el suelo se vuelve más claro debido a que la capa orgánica (humus) se va removiendo. Cuando el subsuelo es impermeable y el suelo tiene poca cohesión y poca cantidad de materia orgánica se da el caso más crítico y el terreno se erosiona con mayor facilidad. Se da también cuando el suelo está mal protegido, cuando por ejemplo tiene muy poca vegetación o cuando han sido removidas las partículas debido al golpeo directo de la lluvia en el suelo.

Por otro lado, la erosión en surcos se origina en terrenos en donde la pendiente del mismo presenta irregularidades, es decir, varía en ciertas partes, lo cual hace que la escorrentía se concentre en algunos lugares haciendo que se

acumule más volumen de agua y con la velocidad que presenta el agua se forman algunos cortes en el terreno o incluso se llegan a formar pequeños canales. Este tipo de erosión se da cuando la pendiente del terreno es pronunciada y, adicionalmente, cuando se producen lluvias de gran intensidad.

La erosión en zanjones o cárcavas puede darse en dos circunstancias, la primera, conforme se vayan dando las lluvias, los surcos van aumentando de tamaño cada vez más hasta formar zanjas de mayor tamaño con el paso de la acumulación de escorrentía debido al volumen y a la velocidad que ésta presenta. Esto ocurre cuando no se evita que el suelo se siga erosionando con algún método protector. La segunda causa ocurre cuando el suelo es muy erosionable, lo cual hace que se creen zanjones con un solo aguacero, dañando el terreno sin previo aviso.

**2. Parámetros.** Existen varios parámetros a tomar en cuenta a la hora de hablar de erosión, agentes o condiciones externas al área que se está analizando en cuanto a riesgo a erosionarse. Como se mencionó anteriormente, debido a que el tipo de erosión crítico es el causado por alguna fuente hídrica, a continuación se tocarán los parámetros que lo afectan:

- Agua que cae sobre el suelo
- Propiedades de la escorrentía
- Pendiente del terreno
- Propiedades del suelo
- Propiedades de las lluvias
- Vegetación que recubre al terreno

Existen ciertas relaciones que se han determinado para saber si un suelo tiende a ser erosionable o no, las cuales fueron determinadas por H. E. Middleton. La primera relación es la de dispersión, dado en porcentaje, del cociente del peso de limos y arcillas en suspensión de una muestra con agua, bajo ciertas condiciones, entre el peso total de arcillas y limos de la muestra que se agregó en agua. El porcentaje más alto en un suelo no erosionable fue de 15.1% mientras que el valor más bajo para un suelo erosionable fue de 13%. H.

E. Middleton menciona que un valor incluyendo un factor de seguridad que se puede utilizar para determinar dicho límite es 15%.

La segunda relación es la del equivalente de humedad, es el porcentaje de agua retenida por el material del suelo al someterlo, bajo condiciones específicas, a una fuerza centrífuga mil veces mayor que la gravitacional. La relación de los coloides a dicho equivalente es también un buen índice de erosionabilidad. (Suárez de Castro, 1979)

La relación de erosión es el cociente de la relación de dispersión entre la relación de coloides bajo el mismo equivalente de humedad. Los suelos erosionables tienen una relación mayor a 1.5.

Otros parámetros serán analizados detalladamente más adelante para analizar de qué depende cada uno de ellos.

**3. ¿De qué depende?** Los parámetros a considerar en el riesgo que tiene el suelo a erosionarse no se pueden analizar por separado, sino que la mayoría dependen de algún otro parámetro para hacer al suelo más o menos susceptible a este fenómeno.

El agua que cae sobre el suelo proveniente de las lluvias depende considerablemente de las propiedades del suelo así como de la vegetación que recubre el terreno. Un terreno sin vegetación alguna, hace que el agua de lluvia impacte directamente sobre el suelo, haciendo que se desprendan más partículas de suelo existentes en la superficie, lo cual hace que estas porciones de suelo queden sueltas y algunas otras que penetren y tapen los poros naturales que existen en el suelo, haciendo que se forme una capa o costra de suelo disminuyendo la capacidad de infiltración del agua en el suelo.

Una zona con buen recubrimiento de vegetación previene a la lluvia a golpear directamente al suelo, por lo que la fuerza de impacto se ve reducida considerablemente así como la posibilidad de desprender las partículas del

suelo. Adicionalmente, las plantas hacen que cierta cantidad de agua se devuelva a la atmósfera por medio de transpiración.

Las raíces, al descomponerse, hacen que se creen cavidades que aumentan la capacidad de infiltración del suelo. Un terreno con vegetación hace que la fricción superficial entre el agua y el suelo aumente y con ello se genere una dispersión lateral de la escorrentía haciendo que su volumen y su velocidad disminuya.

La frecuencia de las lluvias afecta a las condiciones erosivas del área haciendo que a mayor frecuencia de las lluvias, mayor será el riesgo a erosionarse, ya que el agua no se logra infiltrar y se saturan las capas del suelo aumentando la escorrentía. Aún más a considerar es la intensidad de la lluvia, ya que puede que la frecuencia de las lluvias no sea de consideración, pero si las pocas veces que llueve, cae una gran cantidad de agua en poco tiempo, el suelo será incapaz de absorber toda o una buena parte del agua de lluvia, haciendo que el agua sea transportada en forma de escorrentía, aumentando los niveles del agua superficial y causando daños en la vegetación y el suelo.

El tipo de suelo es importante, ya que a menor sea la distribución del tamaño de partículas del suelo, mayor será el riesgo a erosionarse. Un claro ejemplo es una zona donde existan únicamente arenas. Ellas poseen muy buenas propiedades de absorción, pero las arenas por si solas, carecen de propiedades adherentes entre sí, haciendo que se eleve el riesgo a ser transportadas fácilmente.

Wischmeier y Mannering mencionan que a mayor contenido de limos aumenta el riesgo a erosión, pero una mayor cantidad de arena, arcillas y vegetación lo reduce.

Si la pendiente del terreno es elevada, hará que el tiempo de infiltración del agua se reduzca, haciendo que el agua fluya superficialmente dañando y erosionando la zona y también aumentando la velocidad de la escorrentía.

## B. SOCAVACIÓN

**1. ¿Qué es?** La socavación es el resultado de la acción erosiva del flujo del agua en un río, el cual remueve el suelo tanto del canal como alrededor de las pilas y estribos de puentes que atraviesan el río.

Los suelos granulares sueltos son socavados fácilmente, mientras que otros materiales como los limos y las arcillas son más resistentes a este efecto. Para llegar a alcanzar la profundidad de socavación máxima que calcula la teoría puede necesitar que pasen varias crecidas del río.

Se pueden diferenciar dos tipos de socavación, uno, en donde no hay sedimentos siendo transportados desde aguas arriba. En este tipo de socavación se puede observar claramente el área y la profundidad que fue socavada. El segundo tipo, en el cual está siendo transportado material sedimentado desde aguas arriba. Este material al ser transportado, puede llegar a cubrir la zona que fue socavada y con ello “reducir” la socavación, aunque el suelo queda suelto y más propenso a ser transportado con alguna otra crecida o alteración del río.

La FHWA recomienda, para el cálculo de la socavación, utilizar un caudal determinado con un período de retorno de 500 años, si el puente a calcular es de gran importancia, con alta repercusión tanto social como económica. Utilizar en estos casos un período de retorno menor, aumenta la probabilidad de que ese caudal calculado pueda ser alcanzado y con ello causar una socavación mayor a la esperada y así causar daños en la estructura del puente.

**2. Tipos de socavación.** Los tipos de socavación que se pueden dar al tomar en cuenta la estructura del puente que atraviesa la sección del río son descritos a continuación:

- **SOCAVACIÓN POR AUMENTO DE CAUDAL.** Cuando el caudal del río aumenta, el fondo del canal se erosiona. Luego, al disminuir el

caudal, el suelo erosionado previamente se estabiliza por medio de la sedimentación recuperando al menos una parte de este suelo.

- **SOCAVACIÓN POR CONTRACCIÓN DEL CANAL.** Al construir puentes, en algunos casos, se llega a reducir la sección transversal del río aumentando la velocidad del flujo, lo cual causa socavación en el fondo del canal contraído.
- **SOCAVACIÓN LOCAL EN ESTRIBOS.** Se genera turbulencia la cual produce una reducción del nivel del fondo de la sección del río cerca de ellos. Esto se puede notar más fácilmente y notablemente en la esquina aguas arriba del estribo. Algo similar a este tipo se da en las pilas de los puentes, formándose remolinos de turbulencia que causan socavación en la proximidad de las pilas.

**3. Componentes de la socavación.** La socavación en un puente está compuesta por,

**a. Degradación y gradación a largo plazo.** La degradación es una decrecida del nivel del canal del río y la gradación es una crecida del canal del río, teniendo como comparación un tramo largo del río.

**b. Socavación general en el puente.** La socavación general se da normalmente por contracción, cuando la sección transversal del río se ve reducida por la subestructura del puente. Este tipo de socavación puede o no ser uniforme dependiendo de la homogeneidad de la estratigrafía de esa sección y afecta toda la sección transversal a través de la cual se coloca el puente.

**c. Socavación local en pilas y estribos.** La socavación local se da a causa de la obstaculización del paso del flujo por la colocación de los estribos o las pilas del puente. En las pilas se puede observar un vórtice en el frente y a los costados de ellas. En los estribos se da la socavación en las áreas de los estribos en contacto con el agua. Este tipo de socavación abarca

menos área horizontalmente, pero la profundidad de socavación es usualmente mayor a la de los otros tipos de socavación.

Para motivos de cálculo, los tres componentes de socavación se suman para obtener los valores de las profundidades de socavación total en toda la sección y en las zonas cercanas a las pilas y a los estribos.

Existe otro componente de la socavación, que es causado por el movimiento en dirección perpendicular a la dirección del flujo, que ocurre como fenómeno natural, aunque puede ser inducido por las personas también al colocar estructuras o alterar la zona.

Este tipo de socavación puede llegar a afectar a las pilas y a los estribos, incluso afectando la cimentación de estos. Este tipo de socavación es provocado por cambios en la dirección del flujo, la construcción de un puente en las cercanías a un meandro, el incremento de depósitos de sedimentos en partes del río o incluso, la variación de las crecidas que se dan en el río.

#### **4. Problemas a tomar en cuenta en los diferentes tipos de socavación**

**a. En contracción.** Se debe tener muy en cuenta la socavación en contracción cuando se tiene una crecida del río que hace que el nivel de agua ascienda y cubra parte de los estribos, sobrepasando los aprches del río. Así mismo, grandes elementos de la subestructura del puente como pilas o grupo de pilas, o el hecho de que parte de la superestructura del puente, debido a alguna crecida, quede sumergida en el agua pueden causar este tipo de socavación, ya que esto aumenta la velocidad del flujo.

**b. Local en estribos.** Este tipo de socavamiento será más crítico cuando el aprche del estribo obstruya una parte notable del flujo durante una crecida. También, en la parte aguas arriba de los estribos se puede encontrar

socavación debido al vórtice vertical que se da en la pared del estribo, y en la parte aguas abajo del estribo al expandirse la sección del canal.

La socavación en los estribos será menor si la parte del estribo aguas arriba tiene una inclinación orientada en dirección al flujo, reduciendo el choque que da el agua en el estribo, y aumenta si el estribo impide aún más que el flujo pueda pasar con más facilidad.

## 5. Métodos de cálculo para algunos tipos de socavación

**a. Cálculo de socavación general.** De acuerdo a Líschtvan-Levediev existen dos ecuaciones para calcular la socavación general, dependiendo del tipo de suelo del canal.

Para suelo granular,

$$y_s = \left( \frac{\alpha * y_0^{5/3}}{0.68 * D_m^{0.28} * \beta * \psi} \right)^{1/1+Z}$$

Para suelo cohesivo,

$$y_s = \left( \frac{\alpha * y_0^{5/3}}{0.60 * \gamma^{1.18} * \beta * \psi} \right)^{1/1+X}$$

Para ambos casos,

$$\alpha = \frac{Q_d}{(H_m)^{5/3} * B_e * \mu}$$

$y_s$ ... profundidad entre la superficie del agua durante la crecida y el fondo erosionado

$H_0$ ... profundidad entre la superficie del agua durante la crecida y el fondo antes de ser erosionado

$y_m$ ... tirante medio entre la superficie del agua durante la crecida y el fondo original, dividiendo el área hidráulica entre  $B_e$

$B_e$ ... ancho de la superficie libre

$Q_d$ ... Caudal de diseño

$D_m$ ... diámetro medio

$\gamma_s, \gamma_d, \gamma$ ... peso volumétrico seco

$X, Z$ ... exponentes en función de  $D_m$  o  $\gamma_s$  según el tipo de suelo que se presenta en la sección

$\Psi$ ... Coeficiente relacionado con la concentración del material en suspensión siendo transportado

$\beta$ ... coeficiente dependiendo del período de retorno del caudal para el cual se diseña

$\mu$ ... coeficiente relacionado a la contracción del canal

La Tabla 1 y la Tabla 2 nos brindan los valores para el cálculo de la socavación general,

Tabla 1: Valores de  $\Psi$

$\gamma$ mezcla agua - sedimento	Coeficiente $\psi$
1.05	1.06
1.10	1.13
1.20	1.27
1.25	1.34
1.30	1.42
1.40	1.60

(Suárez Díaz, 2001)

Tabla 2: Valores de  $\beta$

Probabilidad de que se presente $Q_d$ (en %)	Coeficiente $\beta$
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.90
5	0.94
1	1.00
0.3	1.03
0.1	1.07

(Suárez Díaz, 2001)

En la Tabla 3 se obtienen los valores de X y Z, dado el peso volumétrico seco para suelos cohesivos, y el diámetro medio de las partículas del suelo en el caso de suelos granulares.

Tabla 3: Valores de X y Z

Suelos cohesivos						Suelos Granulares					
$\gamma_d$	X	$1/(1+X)$	$\gamma_d$	X	$1/(1+X)$	$D_{50}(\text{mm})$	Z	$1/(1+Z)$	$D_{50}(\text{mm})$	Z	$1/(1+Z)$
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40.00	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.20	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60.00	0.29	0.78
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90.00	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140	0.27	0.79
0.90	0.48	0.68	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.64	0.32	0.76	6.00	0.36	0.74	370	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8.00	0.35	0.74	450	0.22	0.82
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.00	0.34	0.75	570	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.78	15.00	0.33	0.75	750	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	1000	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.76			

(Suárez Díaz, 2001)

Tabla 4: Valores del coeficiente de contracción del cauce  $\mu$

Velocidad media en m/s	Luz libre entre dos pilas, en m					
	10	13	16	18	21	25
	Coeficiente $\mu$					
< 1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95
> 4.00	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94

(Suárez Díaz, 2001)

Tabla 5: Valores del coeficiente de contracción del cauce  $\mu$  (continuación)

Velocidad media en m/s	Luz libre entre dos pilas, en m						
	30	42	52	63	106	124	200
	Coeficiente $\mu$						
< 1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
> 4.00	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

(Suárez Díaz, 2001)

**b. Socavación en uniones de dos ríos o dos canales.** Al unirse dos ríos, se crean remolinos que causan socavación. Esta socavación depende del ángulo entre los dos ríos que se unen y el caudal de cada uno de ellos. Entre mayor es este ángulo y más similares los caudales, mayor será la socavación.

$\phi$ ... ángulo entre los ríos

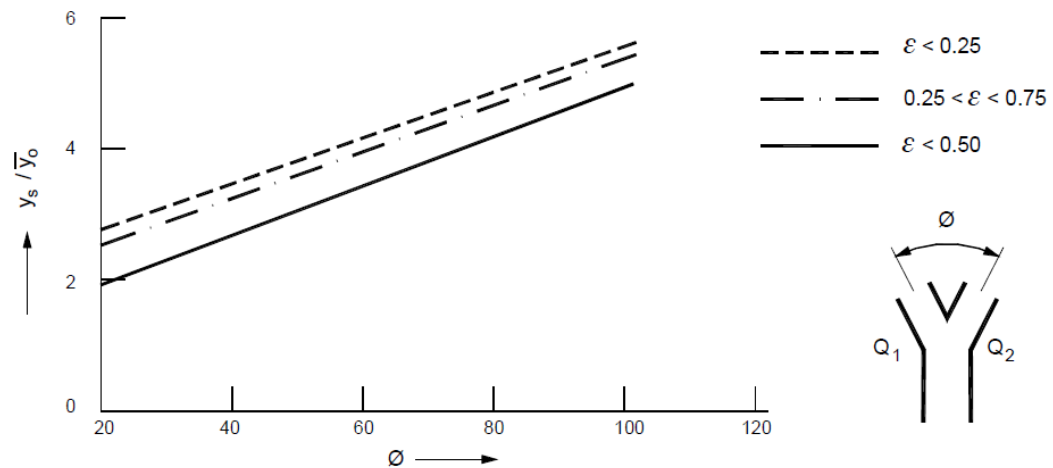
$\varepsilon$ ... relación de  $Q_1$  y  $Q_2$

$$\varepsilon = \frac{2 * (Q_1 - Q_2)}{Q_1 + Q_2}$$

$y_s$ ... profundidad máxima de socavación

$\bar{y}_0$ ... promedio de las profundidades de los dos canales o ríos

Figura 1: Influencia del ángulo entre los dos ríos y su relación de caudales



(Suárez Díaz, 2001)

**c. Socavación en curvas.** La socavación en curvas es difícil de analizar debido a la variación constante del nivel del agua y la acumulación de sedimentos, así como la presencia de flujos secundarios. Esta profundidad de socavación puede llegar a ser hasta tres veces la profundidad de socavación de un tramo sin curvas.

$$y_s(\text{tramo curvo}) = k * y_s(\text{tramo recto})$$

Tabla 6: Valores k relacionado al radio de curvatura r y al ancho del cauce W

W/r	Coefficiente k
0.5	3
0.33	2.57
0.25	2.2
0.2	1.84
0.16	1.48
0	1.27

(Suárez Díaz, 2001)

**d. Socavación por contracción de la sección del río.** Al reducirse la sección transversal aumenta la velocidad del río lo cual genera socavación. Existen varias ecuaciones para calcular la profundidad de socavación por contracción, pero se decidió por incluir la de Laursen Modificada,

En contracción con material transportado,

$$\frac{y_2}{y_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)^{6/7} * \left(\frac{W_1}{W_2}\right)^{k_1}$$

$$y_s = y_2 - y_0$$

$$V^* = \sqrt{g * y_1 * S_1}$$

$y_1$ ... profundidad promedio en el canal aguas arriba

$y_2$ ... profundidad promedio en la sección contraída

$y_0$ ... profundidad existente en la sección contraída antes de socavarse

$Q_1$ ... Caudal aguas arriba

$Q_2$ ... caudal en la contracción

$k_1$ ... exponente

$g$ ... aceleración de la gravedad

$S_1$ ... pendiente de la línea de energía del canal

$W_1$ ... ancho del fondo del canal aguas arriba

$W_2$ ... ancho del fondo del canal en la contracción

$V^*$ ... velocidad cortante aguas arriba

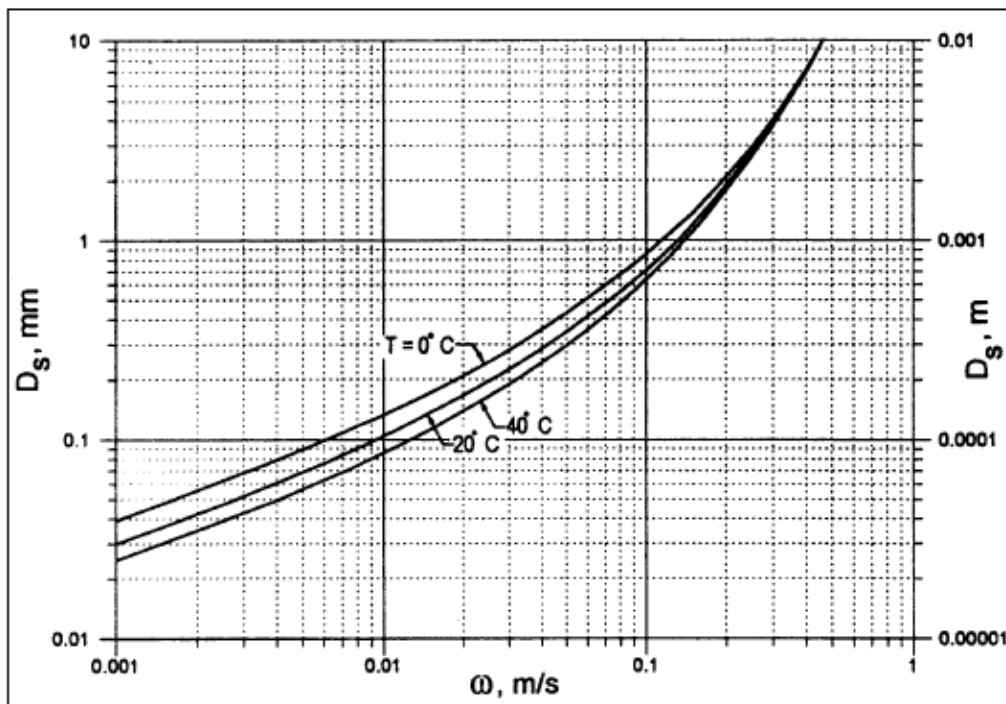
$\omega$ ... velocidad de caída del material de la base basado en  $D_{50}$

Tabla 7: Valores del coeficiente  $k_1$

$V^* / \omega$	$k_1$	Forma de transporte del material del canal
<b>&lt; 0.50</b>	0.59	Bastante material del canal en contacto con el agua es transportado
<b>0.50 a 2.0</b>	0.64	Poco material del canal suspendido en el agua es transportado
<b>&gt; 2.0</b>	0.69	Bastante material del canal suspendido en el agua es transportado

En la Figura 2 se obtiene el coeficiente  $\omega$ , el cual nos indica la velocidad de caída, en metros por segundo, de una partícula de suelo de tamaño  $D_s$ , en milímetros, en un recipiente con agua en reposo.

Figura 2: Velocidad de caída de las partículas de gravedad específica 2.65



(FHWA, 2001)

Para socavación por contracción en agua limpia (sin material transportado),

$$y_2 = \left( \frac{K_u * Q^2}{D_m^{2/3} * W^2} \right)^{3/7}$$

$Y_2$ ... protección promedio en la sección contraída

$Q$ ... caudal a través del puente

$D_m$ ... Diámetro de la partícula no transportable en el canal ( $1.25 D_{50}$ ), en la zona contraída

$D_{50}$ ... diámetro medio del material del canal

$W$ ... Ancho del fondo excluyendo el ancho de las pilas del puente

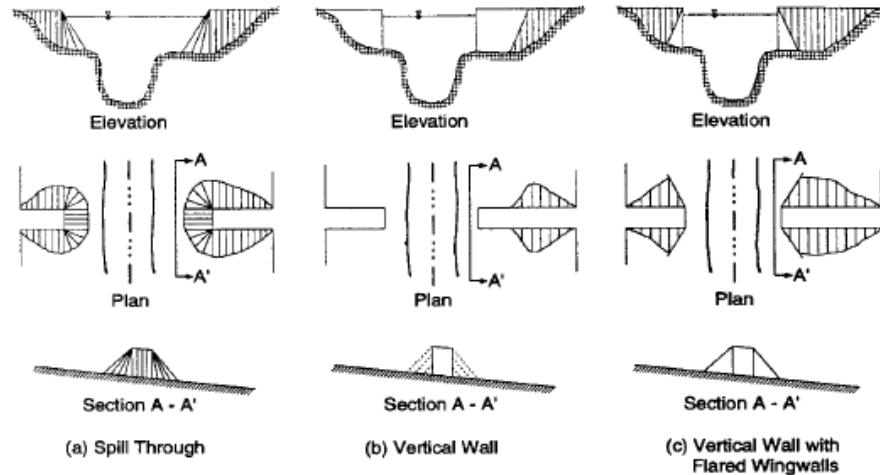
$K_u$ ... 0.025 (SI), 0.0077 (Sistema Inglés)

**e. Socavación en estribos.** Para el cálculo de la socavación en estribos se pueden diferenciar tres tipos de estribos,

a) Estribos con faldón

- b) Muro vertical sin aletones
- c) Muro vertical con aletones

Figura 3: Tipos de estribos



(FHWA, 2001)

En los coeficientes de forma presentados a continuación en la Tabla 8 se puede observar la influencia en la verticalidad del estribo en el porcentaje de socavación que puede llegar a causar.

Tabla 8: Coeficiente de forma del estribo  $K_1$

Descripción	$K_1$
<b>Estribo con faldón</b>	0.55
<b>Muro vertical sin aletones</b>	1
<b>Muro vertical con aletones</b>	0.82

Para determinar la profundidad de socavación en los estribos se hace referencia a la Ecuación de Froehlich,

$$\frac{y_s}{y_a} = 2.27 * K_1 * K_2 * \left(\frac{L'}{y_a}\right)^{0.43} Fr^{0.61} + 1$$

$K_1$ ... coeficiente de forma del tipo de estribo

$K_2$ ... Coeficiente del ángulo del estribo

$$K_2 = \left(\frac{\theta}{90}\right)^{0.13}$$

$L'$ ... longitud del estribo que obstruye el flujo normal del río (en las cercanías a la orilla del río, el flujo disminuye su caudal, por lo que este tramo es ignorado)

$A_e$ ... área de la sección transversal obstruida por el estribo

$Fr$ ... número de Froude aguas arriba del estribo

$$Fr = \sqrt{\frac{V_e}{g * y_a}}$$

$V_e$ ...  $Q_e / A_e$

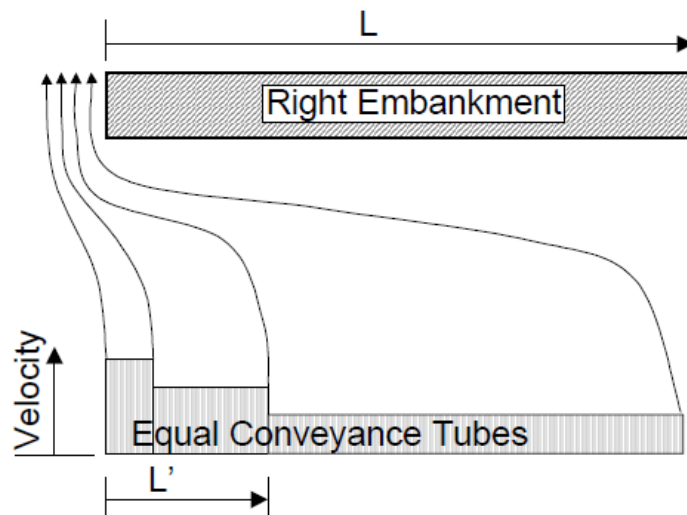
$Q_e$ ... caudal obstruido por el estribo

$Y_a$ ... profundidad promedio del flujo

$L$ ... largo del estribo proyectado perpendicular al flujo

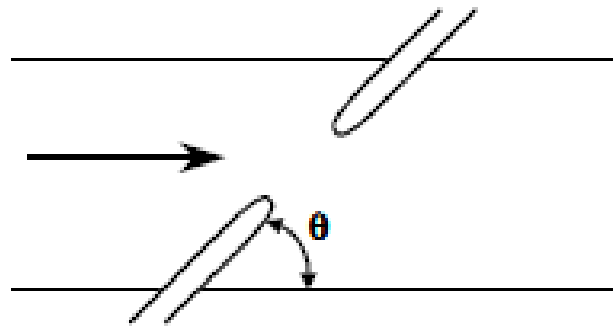
$Y_s$ ... Profundidad de socavación

Figura 4: Visualización de la longitud del estribo que obstruye el flujo normal del río



(FHWA, 2001)

Figura 5: Orientación del ángulo del estribo para el cálculo de  $K_2$



(FHWA, 2001)

## **VI. MÉTODOS DE PROTECCIÓN EN ESTRIBOS**

### **A. MÉTODO 1: RIPRAP**

El método riprap es un recubrimiento o una capa de roca depositada o colocada “a mano”. No sólo se considera la roca en sí, sino que también puede estar compuesto por escombros, restos de concreto triturado y formas de concreto pre diseñado. Es un revestimiento flexible, el cual explica que cada partícula o cada roca actúa de manera independiente. Además, es amigable con el ambiente.

Las fallas en el riprap se dan cuando el tamaño de la roca no es lo suficientemente grande para no ser removido por el esfuerzo generado sobre el estribo debido a la velocidad del flujo del río. Por otro lado, algunas rocas pueden ser removidas por impacto o erosionadas. Otro tipo de falla que se da es cuando la pendiente lateral del canal es mayor a la que puede soportar la roca para mantenerse estable. Esta pendiente está entre 40° y 45°.

También se da el caso en el que se erosiona el fondo del canal y esta erosión va debilitando la base del revestimiento y el riprap llega a fallar por deslizamiento traslacional. Cuando no se protege el fondo del canal en contra de la erosión, se pueden ir desprendiendo partículas del suelo debajo del revestimiento, haciendo que algunas partículas del suelo se movilizan hacia el pie del revestimiento, dejando vacíos entre el revestimiento y el suelo. Para contrarrestar este tipo de falla se construye una trinchera en el fondo del canal para evitar este deslizamiento, y se puede colocar un geotextil entre el revestimiento y el suelo para evitar que haya migración de partículas de suelo fino aguas abajo.

Así también, existe el caso en el que el suelo de la base del estribo llega deslizarse debido principalmente a que llega a tener un exceso de presión de

poro la cual reduce la fricción entre las partículas del suelo. Esto se puede dar en dos casos, cuando es una base no homogénea con capas de material impermeable, la cual actúa como línea de falla y cuando la pendiente de la pared excede el ángulo de reposo del riprap y del suelo, causando que el revestimiento y el suelo fallen y se desprendan.

## 1. Tipos de Riprap

**a. Riprap arrojado.** Se arroja cuidando que al depositarla o colocarla no se llegue a segregar. El riprap se adapta a ciertos desplazamientos o movimientos en la base en donde ha sido apoyado el manto de roca. La instalación se logra por medio de fuentes mecánicas tales como montacargas o grúas, dragalinas o alguna máquina en forma de cubeta.

Figura 6: Colocación de riprap por medio de excavadoras hidráulicas



(FHWA, 2009)

Para este método no es aconsejable arrojar la roca desde la parte alta del estribo, ya que con ello se logra que la roca se segrege y el tamaño de la roca en la estructura de protección sea de menor tamaño al requerido.

**1) Ventajas y desventajas.** Entre las ventajas del riprap arrojado se puede resaltar el hecho que es una estructura de protección flexible, haciendo que no importen ciertos asentamientos en el suelo que se está protegiendo. Otra ventaja es la facilidad de reparación del manto rocoso, ya que solo se debe de cambiar la roca que se dañó y no la estructura completa. Es ventajoso ya que en aguas limpias, la vegetación puede crecer a través de las rocas dando un aspecto más natural y haciendo que no haya contaminación visual del área. Así mismo, el riprap, en caso que se decida remover del estribo, se puede reciclar y volver a usar en otra zona, y también se puede apilar para tener roca disponible para cualquier tipo de reparación.

Una desventaja del método es que, en zonas en las cuales no hay mucha roca disponible, el costo de transporte para llevar la roca de un banco a la zona de protección puede ser elevado si estas distancias son grandes y/o si se requiere de bastante roca. Para este tipo de colocación es muy difícil colocar un geotextil debajo del revestimiento ya que al arrojar la roca el geotextil tiende a romperse y deja de cumplir su función de protección contra la migración de finos.

**b. Riprap colocado a mano.** Para este método, se sigue un patrón definido de instalación ya que se deben de colocar primero las rocas de mayor tamaño. Seguidamente, los vacíos que quedan al colocar las rocas grandes son llenados con rocas de menor tamaño haciendo que la superficie quede relativamente pareja. Para este método, la roca debe ser más o menos uniforme en tamaño y forma.

Figura 7: Riprap colocado a mano



(FHWA, 2002)

**1) Ventajas y desventajas.** Entre las ventajas que se encuentran para este método de riprap se pueden enumerar que la superficie es casi homogénea, lo cual hace que no se altere la turbulencia del flujo o, en caso de alterarla, que se modifique a baja escala. La interacción entre las partículas de roca hace que se tenga un mejor soporte en pendientes mayores. Así también, se llega a utilizar menor cantidad de roca, ya que el espesor se ve reducido debido al mejor acomodamiento de las partículas. Este mejor acomodamiento de las rocas hace que el porcentaje de vacíos del revestimiento disminuya, lo cual aumenta la eficiencia del revestimiento debido a que el flujo de agua puede erosionar con más dificultad el suelo.

Entre los elementos que desfavorecen este método se puede recalcar el requerimiento de mucha mano de obra, que puede encarecer el proceso, aunque en Guatemala este costo es bajo comparado con el alquiler de maquinaria. La interacción entre las rocas hace que esta protección sea menos flexible que la anterior, por lo tanto permite menores deformaciones locales del suelo. El costo de reparación es alto, debido a que se debe de dejar la estructura

homogénea, y para repararla, se deben remover más rocas para que se dé la interacción entre partículas.

**c. Riprap compactado.** Es un método similar al riprap compactado a mano, con la diferencia que las rocas son compactadas con una placa de acero, lo cual hace que la roca se fracture, haciendo que la roca tenga una forma más alargada y las fracciones de rocas que se desprenden de la roca original hace que se rellenen los vacíos.

**1) Ventajas y desventajas.** Las ventajas y desventajas de este método son similares a las del riprap colocado a mano, con la única diferencia que requiere menos mano de obra, ya que no se debe de colocar tan cuidadosamente la roca por tamaños para ir rellorando los vacíos, sino que esto se consigue al compactarlas con la placa de acero, aunque por otro lado, se agrega el costo de la maquinaria necesaria para compactar el revestimiento.

**d. Riprap de escombros.** Es el método más económico debido a que el material usado para proteger el estribo es considerado como material de desecho. Para este método se puede usar rocas dañadas por ejemplo sacadas de algún lugar de excavación o también se puede usar concreto demolido de alguna obra. El material a usar requiere de un alto control en calidad, de los cuales destacan la forma del material, el peso específico, la gradación y principalmente la durabilidad, en específico la durabilidad a los efectos del clima.

Se debe tomar en cuenta que la relación ancho – largo de los miembros sea menor a 1:3. Si éste no fuese el caso, se puede compactar para lograr la relación ancho – largo deseada. La compactación es el método recomendado para colocar el riprap de escombros. Como se mencionó anteriormente, la durabilidad se debe tomar muy en cuenta, siendo este factor el principal problema de falla.

**2. Factores de diseño.** Algunos estudios indican que la altura media del río puede variar entre +52% y -41% (FHWA, 1989). Esto quiere decir que en la época seca del año, el nivel normal del río puede bajar un 41%, y en la época de lluvia, este nivel puede subir hasta 52%. Estos incrementos y decrementos que deben de ser considerados para el diseño del área a proteger. Adicionalmente, para el diseño, se debe de tomar en cuenta un estudio de crecidas del área y considerar también el impacto que la protección del estribo tendrá en la geometría del canal.

a. *Altura de diseño.* La altura de diseño no puede ser calculada por una sola ecuación. Cada aspecto que la compone debe de ser considerado individualmente. Se debe de consultar los estudios de crecidas del río en la zona que se desea estudiar, y en caso que no existan registros de estas, se puede preguntar a las personas para determinar un aproximado del nivel máximo al cual ha llegado el río.

Los factores que se deben tomar en cuenta a la hora de determinar la altura de diseño del sistema de protección son:

- Oleaje (en ríos grandes)
- Crecidas y elevaciones son mayores en cruces
- Saltos hidráulicos
- Irregularidades en la sección debido a pilas, conexiones, estribos, etc.

b. *Pie del recubrimiento.* Las principales fallas que se dan son debido a este factor. Se requieren datos de socavamiento para determinar la profundidad a la que se debe colocar el riprap para una adecuada protección, o se puede determinar de una forma simplificada como a continuación,

$$d_s = 3.66m \quad \text{si } D_{50} < 0.0015m$$

$$d_s = 1.74 * D_{50}^{-0.11} \quad \text{si } D_{50} > 0.0015m$$

Donde  $d_s$  es la profundidad máxima de socavamiento.

c. **Coeficiente de Rugosidad.** Se puede determinar un coeficiente de rugosidad de Manning estimado por medio de la siguiente ecuación,

$$n = \frac{0.1134 * d_a^{0.167}}{0.749 + 1.85 * \log\left(\frac{d_a}{D_{50}}\right)} \quad \text{si } 1.5 < \frac{d_a}{D_{50}} < 185$$

$$n = 0.023 * d_a^{0.167} \quad \text{si } 185 < \frac{d_a}{D_{50}} < 30000$$

En donde  $d_a$  es la profundidad promedio del canal (en m)

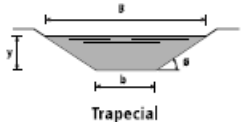
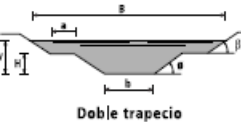
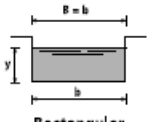


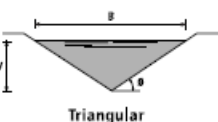
$D_{50}$  es la media del tamaño de partículas del fondo del canal.

Cuando se es difícil estimar la gradación del suelo, para pendientes longitudinales mayores a 0.2% y materiales mayores a 0.06m, el coeficiente  $n$  se puede estimar de la siguiente forma,

$$n = 0.3225 * S_f^{0.38} * R^{-0.16}$$

Donde  $S_f$  es la pendiente longitudinal del río y  $R$  es el radio hidráulico de la sección (en m).

Figura 8: Elementos geométricos-hidráulicos de algunas secciones

SECCIÓN	ÁREA (A)	PERÍMETRO MOJADO (C)	RADIO HIDRÁULICO (R <sub>H</sub> )
 Trapezoidal	$y (b + y \cotg \phi)$	$b + \frac{2y}{\text{sen } \phi}$	$\frac{y (b + y \cotg \phi)}{b + \frac{2y}{\text{sen } \phi}}$
 Doble trapecio	$(b + 2a) \cdot y + y^2 \cotg \phi - 2aH$ (1)	$b + 2a + \frac{2y}{\text{sen } \phi}$ (1)	$\frac{(b + 2a) \cdot y + y^2 \cotg \phi - 2aH}{b + 2a + \frac{2y}{\text{sen } \phi}}$ (1)
 Rectangular	$b y$	$b + 2y$	$\frac{b y}{b + 2y}$ (2)
 Parabólica	$\frac{2}{3} B y$	$B + \frac{8}{3} \frac{y^2}{B}$ (2)	$\frac{2B^2 y}{3B^2 + 8y^2}$ (2)
 Triangular arredondeada en el fondo	$\frac{B^2 \text{tg } \phi}{4} - r^2 \text{tg } \phi + r^2 \phi$ (4)	$\frac{B}{\cos \phi} - 2r \text{tg } \phi + 2r \phi$ (4)	$\frac{\frac{B^2 \text{tg } \phi}{4} - r^2 \text{tg } \phi + r^2 \phi}{\frac{B}{\cos \phi} - 2r \text{tg } \phi + 2r \phi}$ (4)
 Triangular	$y^2 \cdot \cotg \phi$	$\frac{2 y}{\text{sen } \phi}$	$\frac{y}{2} \cos \phi$

(Maccaferri, 2001)

**3. Diseño de Riprap.** Para el diseño del riprap, se deben considerar algunos aspectos, tales como el tamaño de la roca a colocar, la gradación de la misma, el espesor de la capa de protección, el filtro que se colocará, la calidad del material y el tratamiento de las orillas de los materiales.

a. **Tamaño de roca.** La estabilidad propia de cada partícula de roca que se colocará en el sistema de protección depende del diámetro o del peso de la misma.

Existe una teoría de fuerza de tracción, la cual tiene como principal componente a la velocidad. En esta teoría, se asume flujo uniforme gradualmente variado.

La siguiente relación se puede usar para calcular  $D_{50}$ , el cual nos indica el diámetro medio de las partículas del revestimiento, en donde el 50% de las partículas son menores a este tamaño determinado,

$$D_{50} = \frac{0.00594 * V_a^3 * (C)}{d_{prom}^{0.5} * K_1^{1.5}}$$

Donde  $d_{prom}$  es la profundidad promedio del flujo y  $V_a$  es la velocidad promedio en la sección del canal,

$$K_1 = \left[ 1 - \left( \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \phi} \right) \right]^{0.5}$$

$\theta$  ... es el ángulo de reposo del riprap,  $\phi$  es el ángulo del estribo con la horizontal

Esta ecuación para  $D_{50}$  está basada con  $G_s=2.65$  y un factor de estabilidad de 1.2. El  $G_s$  es la gravedad específica relativa de las partículas, donde  $G_s=(\text{densidad del suelo}/\text{densidad del agua})$ . El factor de estabilidad puede ser considerado en el diseño como un factor de seguridad. Para diferentes gravedades específicas de la roca y diferentes factores de estabilidad se pueden usar los siguientes factores,

$$C_{sg} = \frac{2.12}{(S_s - 1)^{1.5}}$$

$$C_{sf} = \left( \frac{SF}{1.2} \right)^{1.5}$$

$$C = C_{sf} * C_{sg}$$

Donde SF es el factor de estabilidad, el cual relaciona la fuerza cortante crítica del riprap y la fuerza traccionante promedio del flujo. Si este factor es mayor a 1, el riprap es estable.

Existen varios parámetros para determinar el SF requerido para que la protección sea estable, pero en el caso de puentes, solamente en algunos pocos casos se construyen en curvas de ríos, por lo que SF, como se observa en la Tabla 9, puede ser,

**Tabla 9: Factores de estabilidad del riprap**

Descripción del caso	Valor de SF
<b>-Pocos escombros</b>	1.2
<b>-Escombros medianos</b>	1.3 a 1.6
<b>-Muchos escombros</b>	
<b>-Turbulencia en estribos debido a que están salidos de la sección del canal</b>	1.6 a 2.0

En el caso específico de los estribos, se debe de tomar en cuenta la velocidad en las cercanías de los estribos, ya que ésta es mayor que la velocidad al centro de la sección debido a la reducción de la sección transversal del río.

b. **Graduación de la roca.** La graduación de la roca afecta la resistencia a erosionarse del revestimiento. Existen dos curvas de comparación como parámetros mínimos y máximos. Estos límites de gradación no deben de ser tan rigurosos para que no incremente tanto el costo del sistema de protección. Existen dos tablas que dan parámetros como guías para determinar dichos límites. El porcentaje de roca entre el 5% y 10% de tamaño no debe de exceder el 20% del peso de cada carga de roca que se llega a colocar.

Para el uso de la Tabla 10 es necesario haber determinado el diámetro medio del riprap,  $D_{50}$ , el cual se utiliza como parámetro para determinar la cantidad de roca que debe de ser más pequeña en tamaño o peso. Con ello se logran calcular 4 porcentajes, el  $D_{100}$  o tamaño máximo de la roca a utilizar, el  $D_{85}$  que indica que el 85% de la roca debe ser menor o igual a este tamaño o

peso, el  $D_{50}$  antes mencionado, y el  $D_{15}$  que nos indica que el 15% de la roca a usar debe de ser de menor diámetro o peso que este valor.

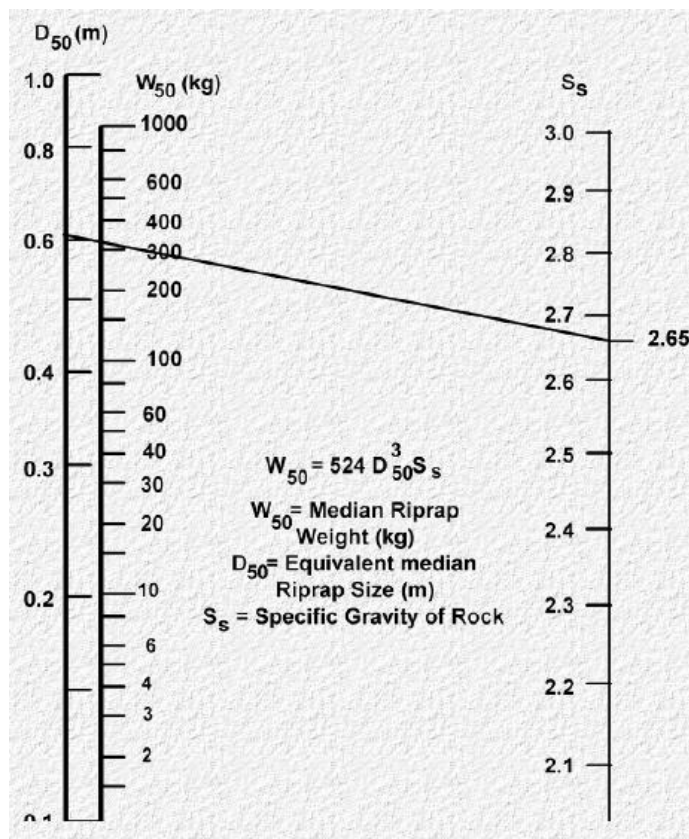
Tabla 10: Parámetro 1 de límites de tamaño de roca para riprap

Rango de tamaño de la Roca (m)	Rango de peso de la Roca (kilogramos)	Porcentaje de roca más pequeña
1.5 $D_{50}$ a 1.7 $D_{50}$	3.0 $W_{50}$ a 5.0 $W_{50}$	100
1.2 $D_{50}$ a 1.4 $D_{50}$	2.0 $W_{50}$ a 2.75 $W_{50}$	85
1.0 $D_{50}$ a 1.4 $D_{50}$	1.0 $W_{50}$ a 1.5 $W_{50}$	50
0.4 $D_{50}$ a 0.6 $D_{50}$	0.1 $W_{50}$ a 0.2 $W_{50}$	15

(FHWA, 1989)

Para calcular el peso medio de la roca,  $W_{50}$ , se puede hacer uso de la Figura 9, teniendo como parámetros la gravedad específica de la roca y su diámetro medio.

Figura 9: Gráfico para calcular el peso medio de la roca,  $W_{50}$



(FHWA, 1989)

En la Tabla 11 se sigue el mismo principio de la tabla pasada, solo que ya se tienen valores establecidos de  $D_{50}$  de la roca, y al momento de calcular este diámetro medio del revestimiento, debe basarse en la distribución más cercana al  $D_{50}$  calculado. Como diferencia, la curva granulométrica está hecha por tres puntos en vez de los cuatro puntos de la curva del FHWA.

Tabla 11: Parámetros de tamaño y peso del riprap según AASHTO

Tamaño de roca (m)	Tamaño de roca (kilogramos)	Porcentaje de roca más pequeña
<b>0.40</b>	91	100
<b>0.29</b>	34	50
<b>0.12</b>	2.3	10
<b>0.55</b>	227	100
<b>0.40</b>	91	50
<b>0.12</b>	2.3	10
<b>0.68</b>	454	100
<b>0.55</b>	227	50
<b>0.29</b>	34	10
<b>0.87</b>	907	100
<b>0.68</b>	454	50
<b>0.55</b>	227	10
<b>1.10</b>	1814	100
<b>0.87</b>	907	50
<b>0.68</b>	454	10
<b>1.37</b>	3629	100
<b>1.10</b>	1814	50
<b>0.87</b>	907	10

Los controles de graduación de roca para el revestimiento se pueden hacer visualmente. Por otro lado, se pueden sacar muestras representativas de 4500 a 9000 kg. Una muestra debe de ser colocada como referencia en el banco de donde se está sacando la roca y otra muestra se debe colocar en el lugar de protección para tener constancia de los diferentes tamaños de roca que se están colocando en el lugar.

c. **Espesor de capa.** Todas las rocas que se colocan se deben de poder sostener bien para que sea una correcta protección contra la erosión por medio

del sistema riprap. No es recomendado colocar rocas de tamaño mucho mayor al requerido debido a que no se logra una interacción entre las diferentes rocas que se colocan, creándose turbulencia entre ellas y también se crean agujeros que pueden llegar a alterar o dañar la superficie de apoyo sobre la cual se coloca el revestimiento.

Las características para determinar un adecuado espesor de capa son las siguientes,

- El espesor no debe de ser menor a  $D_{100}$  ni menor a 1.5 veces  $D_{50}$
- El espesor debe de ser mayor a 30cm para que se dé una colocación adecuada
- Los primeros dos parámetros deben de incrementarse en un 50% si la zona a proteger está bajo el nivel del agua.
- El espesor debe de incrementarse 15 a 30cm si existen partículas de suelo que están siendo transportadas que pueden dañar la protección y se debe de aumentar el tamaño de las rocas.

d. **Diseño de filtros.** El filtro es una capa intermedia entre el revestimiento por medio de riprap y el suelo base sobre el cual se coloca el revestimiento. Este filtro protege al suelo de desprenderse a través de los vacíos del riprap para luego ser transportados por el río. El filtro sirve también para distribuir mejor el peso de la estructura para uniformizar y disminuir los asentamientos y así reducir la presión hidrostática del suelo. Este filtro debe ser utilizado cuando el subsuelo es de tipo no cohesivo sujeto a drenaje subsuperficial.

El diseño del filtro es de suma importancia para la estabilidad del revestimiento. Si las aberturas en el filtro son muy grandes, se tendrá una instalación de grandes cantidades de drenajes y por esto el suelo tiende a erosionarse. En caso contrario, si las aberturas son muy pequeñas, se generan presiones hidrostáticas debajo del filtro, las cuales pueden generar una superficie de deslizamiento y con ello, el suelo puede llegar a fallar.

- *Filtros granulares*

Se pueden determinar ciertos parámetros para determinar si el filtro está en condición estable, una de ellas es la relación de filtro, la cual involucra al  $D_{15}$  del riprap y al  $D_{85}$  de la capa del filtro. Esta relación debe ser 5 o menor.

$$\frac{D_{15}(\text{riprap})}{D_{85}(\text{filtro})} < 5$$

Otra relación adicional es requerida para la estabilidad de la protección, que toma en cuenta el  $D_{15}$  del riprap y el  $D_{15}$  del filtro el cual debe estar entre 5 y 40.

$$5 < \frac{D_{15}(\text{riprap})}{D_{15}(\text{filtro})} < 40$$

Agrupando las dos relaciones anteriores, se tiene que,

$$\frac{D_{15}(\text{riprap})}{D_{85}(\text{filtro})} < 5 < \frac{D_{15}(\text{riprap})}{D_{15}(\text{filtro})} < 40$$

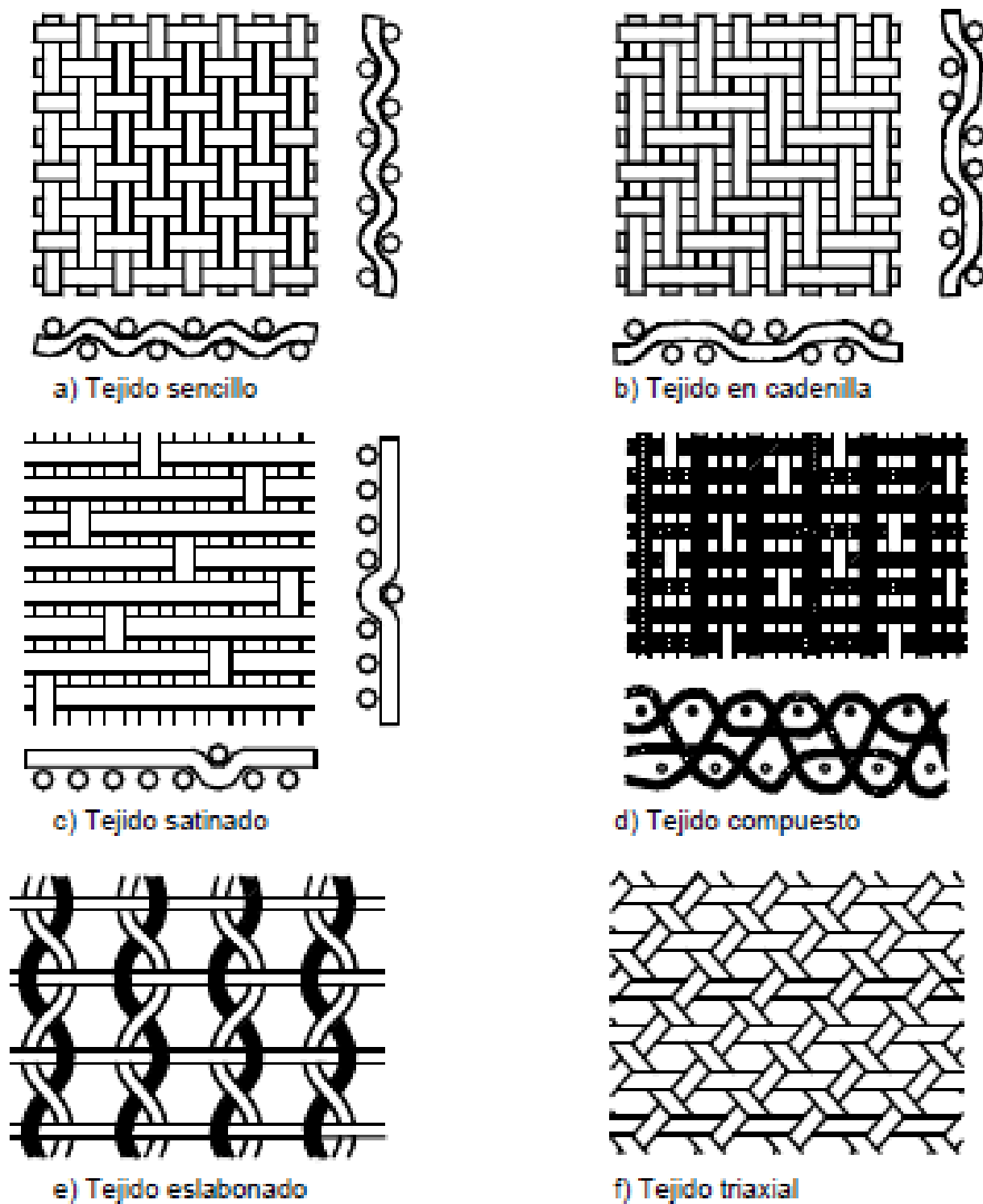
Cada capa de filtro debe de cumplir esta relación, si no es el caso, se debe de agregar otra capa adicional de filtro.

Las curvas granulométricas deben ser relativamente paralelas para lograr reducir la infiltración de finos de la capa de filtro hacia la capa más gruesa. Menos del 5% del material de filtro debe pasar el tamiz no. 200. El espesor de la capa de filtro debe ser de 15 a 30cm si se coloca únicamente una capa de filtro y de 10 a 20cm si se colocan varias capas. El espesor mínimo requerido se puede utilizar si las curvas granulométricas de las capas son casi paralelas.

- *Filtros fabricados*

Los filtros fabricados son filtros sintéticos que pueden funcionar como alternativa a los filtros granulares. El filtro fabricado más conocido es el geotextil, y su elección va a depender del tamaño de las partículas que se quieren retener. Estos filtros pueden estar tejidos de diferentes formas,

Figura 10: Tipos de tejido de geotextil



(Suárez Díaz, 2001)

Entre las ventajas que poseen se puede decir que,

- Son de rápida instalación y por lo tanto, requieren de una mano de obra menor
- Son más económicos
- Son de mejor calidad y más uniformes
- Resisten una alta fuerza de tensión
- No dependen de disponibilidad de rocas para formar un filtro granular.

Las desventajas de este tipo de filtros son,

- Dificultad de instalación en superficies bajo el agua
- El filtro puede sufrir daños por rayos UV
- El tiempo de vida del filtro no se sabe con exactitud
- En suelos no cohesivos, estos filtros tienden a moverse hacia abajo
- En pendientes grandes, pueden existir fallas traslacionales en el filtro.

El riprap pesado puede llegar a estirar el filtro causando posiblemente que éste se reviente. Para prevenir esto, si  $D_{50}$  del riprap es mayor a 0.91m, se debe de colocar una capa de 10 a 15cm de grava. El filtro se debe amarrar en el pie del talud/estribo. Para una correcta instalación, se deben hacer traslapes entre 30cm a 91cm, dependiendo de la estructura. Por otro lado, pines en intervalos entre 61cm y 152cm se deben de colocar para asegurar bien las juntas.

La instalación correcta se logra si se coloca el filtro desde el pie del estribo hacia arriba, y las rocas no se deben lanzar desde una altura que sobrepase los 61cm.

e. **Calidad del material.** Las rocas ideales para ser colocadas son de forma angular, pero las rocas redondas se pueden usar siempre y cuando la pendiente del estribo sea menor a 1V:3H. Las rocas en forma de laja no son recomendadas. Una aproximación fácil para determinar la buena calidad de la roca es que el ancho o el espesor de la roca deben de ser menor a 1/3 de la longitud de la misma.

## B. MÉTODO 2: BLOQUES DE CONCRETO

**1. Funcionalidad.** Los bloques de concreto son utilizados en ríos con baja o mediana turbulencia. Es una buena solución en lugares en donde no se cuenta con la roca suficiente o del tamaño que se requiere para revestir los estribos con riprap.

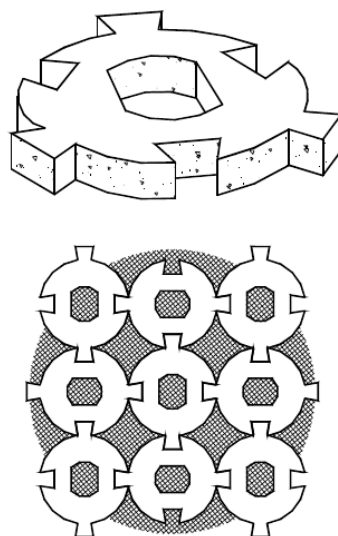
En algunos casos, el uso de bloques de concreto puede conllevar problemas debido a que estos son desarmados y utilizados por las personas para algún otro tipo de construcción. El revestimiento con bloques de concreto articulados pueden ser usados en pendientes de hasta 1V:1.5H, y los bloques que no tienen conexión entre sí están limitados a pendientes máximas de 1V:3H. La diferenciación entre estos tipos de bloques será descrita a continuación.

Se recomienda la siembra de vegetación con raíces profundas en los bloques que quedan arriba del nivel de agua para incrementar la capacidad del revestimiento.

### a. Tipos de bloques de concreto

**1) Adoquines.** Los adoquines son unidades de concreto o mortero con formas diferentes, dependiendo del fabricante, que casan unas con otras para ir formando una estructura compuesta de tipo rompecabezas y así poder revestir el área deseada. Estos no cuentan con algún tipo de unión entre sí, simplemente el diseño de los adoquines es tal que la estructura se puede ir conformando al unir las piezas. Este tipo de bloque de concreto conlleva más mano de obra, debido a que las piezas se deben colocar de manera manual una por una.

Figura 11: Sistema de adoquines desarrollado por el U.S. Corps of Engineers



(Suárez Díaz, 2001)

**2) Bloques de concreto unidos por medio de cables.** La unión de este tipo de bloques hace que el revestimiento pueda ser utilizado en velocidades mayores a la de los bloques simples. Los bloques pueden o no estar anclados al suelo. El problema de este tipo de bloques es la corrosión que se da en los cables que unen a las piezas, aunque para contrarrestar esto, a los cables se les puede aplicar un revestimiento.

Se diferencian en dos tipos, el primero, cuando los bloques tienen argollas a los lados que sirven para unirse con los otros bloques por medio de varillas que van de abajo hacia arriba en el revestimiento, y el segundo, en que los bloques cuentan con orificios para que puedan introducirse los cables para amarrar los diversos bloques y así unir los que se requieran para la estructura. Con el último tipo se reduce considerablemente el problema de la corrosión de los cables que unen a los bloques.

Por otro lado, se puede envolver la estructura de los bloques de concreto con geotextil y así formar una estructura flexible sin la necesidad de hacer uso de cables para unir los bloques. Esto facilita la colocación del geotextil como filtro para prevenir el desprendimiento del material fino del suelo recubierto,

aunque se debe analizar la forma de colocar este geotextil para que no se rompa al momento de mover la estructura a la parte del canal cubierta con agua.

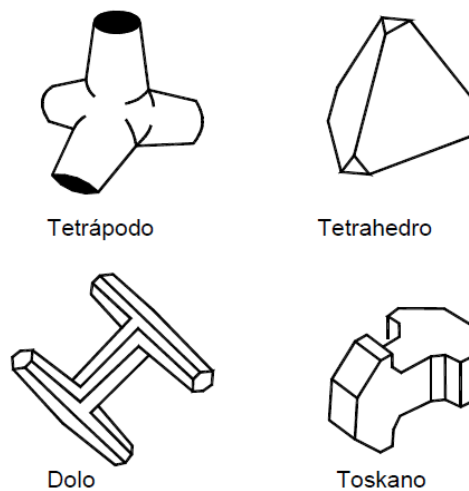
Figura 12: Bloque de concreto con unión por medio de cables



(Productos de Concreto, S.A., 2008)

**3) Bloques simples de concreto.** El funcionamiento de los bloques simples de concreto es similar al del riprap, estos se colocan unos encima de otros para recubrir el área a reforzar. Estos bloques se pueden encontrar en diferentes formas, dependiendo del fabricante. En la Figura 13 se pueden observar algunas formas típicas utilizadas en EEUU.

Figura 13: Tipos de bloques de concreto simples



(Suárez Díaz, 2001)

## 2. Métodos de diseño

**a. Diseño de bloques de concreto simples.** Cuando se quiere fabricar los bloques de concreto para un revestimiento del estribo de manera que funcionen sin unión alguna, bajo condiciones sin turbulencia y en la zona continua del estribo, se puede utilizar la ecuación siguiente,

$$D_n = \frac{0.037 * U_d^2}{(s - 1)}$$

Y en los bordes del revestimiento, bajo las mismas condiciones,

$$D_n = \frac{0.048 * U_d^2}{(s - 1)}$$

$U_d$ ... velocidad promedio del flujo

$s$ ... densidad relativa del concreto

$D_n$ ... espesor del bloque

En turbulencia media, cuando se presenta algún tipo de oleaje, se utiliza la ecuación de Escarameia,

$$D_n = G * \frac{H_i}{(s - 1) * \cos \alpha} * I_r^{0.5}$$

$G$ ... coeficiente de tipo de bloque

0.19 – 0.26 para bloques sueltos

0.15 – 0.19 para bloques unidos por cables

$H_i$ ... altura de la ola

$s$ ... densidad relativa del concreto

$\alpha$ ... inclinación del talud

$I_r$ ... Numero de Iribarren

$$I_r = \frac{\tan \alpha}{[(2 * \pi * H_i)(1.3 * g * T_z^2)]^{0.5}}$$

$T_z$ ... Período de la onda

En la Tabla 12 se encuentran las velocidades límites que se recomiendan para los diferentes espesores de adoquines,

Tabla 12: Espesores de los bloques para algunas velocidades en zonas con bajo nivel de turbulencia

Espesor de los adoquines (mm)	Velocidad límite (m/s)
75 a 80	1.4
90	1.5
100	1.6
100 con pasto	4.0
150	1.9
175	2.1

(Suárez Díaz, 2001)

Como se puede observar en la tabla anterior, es interesante el aumento de la velocidad límite que se obtiene al añadir vegetación a los bloques, haciendo una estructura más eficiente y con mayor capacidad de proteger ríos con velocidades mayores.

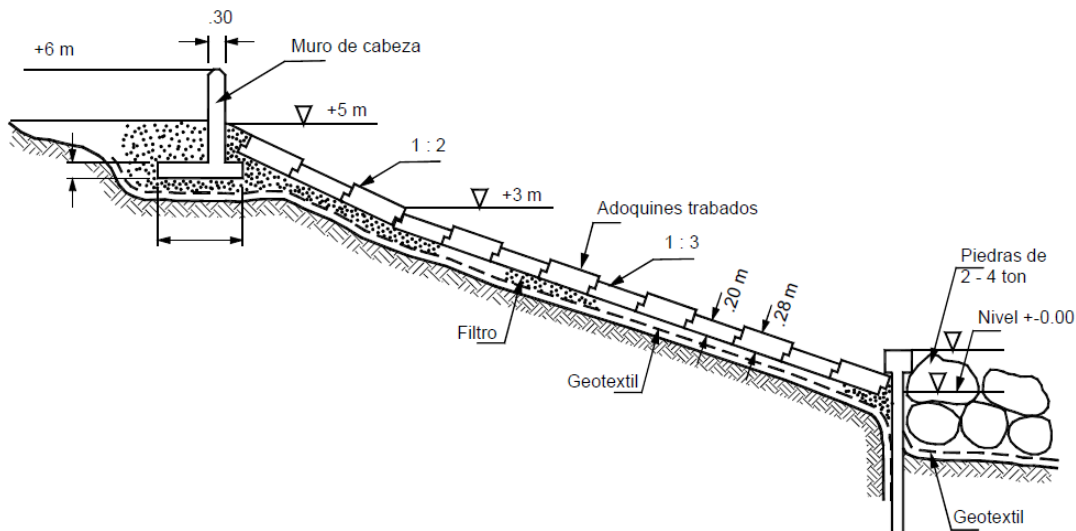
En el diseño del pie del revestimiento se puede excavar e introducir los bloques hasta pasar la profundidad de socavación calculada, o se puede cubrir el fondo del canal 1.5 veces la longitud de socavación.

Para los bloques de concreto, la Administración Federal de Carreteras de los EEUU, FHWA, y algunos investigadores del Reino Unido definen como parámetro conservador de falla de los bloques el hecho que el bloque deje de estar en contacto con el suelo al cual protege. Esto se debe a que puede causar presiones del suelo hacia el bloque, o pérdida del suelo protegido por erosión o por lavado de finos hasta incluso llevar a remover el bloque o varios bloques y así pasar a una falla más severa del sistema de protección. La resistencia de cada bloque de concreto debe ser de, al menos, 3,500 lb/pulg<sup>2</sup>.

**b. Diseño por medio de utilización de los bloques de concreto de los diversos fabricantes.** Estudios han indicado que el colocar una capa de drenaje entre el revestimiento y el filtro granular o el

geotextil incrementa la estabilidad de los bloques. Esto hace que se reduzca la presión que ejerce el agua ayudándola a correr libremente. Este filtro consta de una capa granular de roca uniforme entre 1" y 2" en un espesor de 4" o mayor o una red sintética de drenaje de espesor 1/4" a 3/4" utilizando fibras de nylon o polietileno de alta densidad HDPE.

Figura 14: Colocación de filtro drenante sobre el geotextil (Suárez Díaz, 2001)



(Suárez Díaz, 2001)

**1) Determinar el factor de seguridad.** Existe una ecuación para determinar el factor de seguridad de nuestro diseño, el cual, si es mayor a uno, significará que nuestro revestimiento será estable bajo las condiciones indicadas del río. Este factor depende del tipo de aplicación del revestimiento, la repercusión de la falla del mismo y el grado de incertidumbre de los cálculos,

$$SF_T = SF_B * X_R * X_I$$

SF<sub>T</sub>... Factor de seguridad total

SF<sub>B</sub>... Factor de seguridad de la base

X<sub>R</sub>... Multiplicador de acuerdo a la repercusión de la falla

X<sub>I</sub>... Multiplicador de acuerdo al grado de incertidumbre del modelo

Tabla 13: Determinación del factor de seguridad de la base

Tipo de aplicación	SF <sub>B</sub>
Sección del río	1.2 – 1.4
Estribo o pila del puente	1.5 – 1.7
Área de revestimiento por crecida	1.8 – 2.0

(FHWA, 2009)

Tabla 14: Determinación del factor por repercusión de falla

Repercusión de la falla	X <sub>R</sub>
Baja	1.0 – 1.2
Mediana	1.3 – 1.5
Alta	1.6 – 1.8
Extrema con pérdida de vidas	1.9 – 2.0

(FHWA, 2009)

Tabla 15: Determinación del factor por incertidumbre de los datos

Tipo de modelo usado	X <sub>I</sub>
Determinístico (HEC-RAS)	1.0 – 1.3
Empírico	1.4 – 1.7
Estimados	1.8 – 2.0

(FHWA, 2009)

**2) Determinar el esfuerzo cortante.** El esfuerzo cortante en el bloque es calculado por medio de la siguiente ecuación,

$$\tau_{dis} = K_b * \gamma * y * S_f$$

$\tau_{dis}$ ... Esfuerzo cortante de diseño

$K_b$ ... Coeficiente de curva

$\gamma$ ... Peso unitario del agua

$y$ ... Profundidad máxima del flujo

$S_f$ ... Pendiente de la línea de energía

La pendiente de la línea de energía se puede asumir como la pendiente longitudinal del canal. El coeficiente  $K_b$  es usado para calcular el incremento del

esfuerzo cortante en la parte exterior de una curva. Este coeficiente brinda valores entre 1.05 y 2.0, y relaciona al radio de curvatura  $R_c$  y al ancho del canal en la curva  $T$ , y se calcula de la siguiente forma,

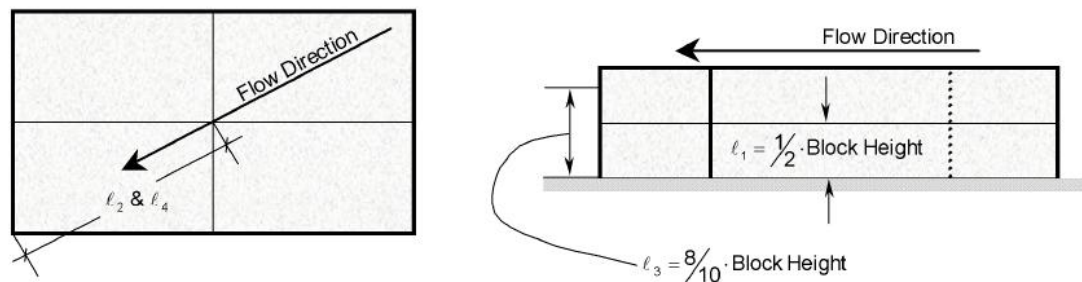
$$K_b = 2.0 \quad \text{si } 2 \geq R_c/T$$

$$K_b = 2.38 - 0.206 * \frac{R_c}{T} + 0.0073 * \left(\frac{R_c}{T}\right)^2 \quad \text{si } 10 > R_c/T > 2$$

$$K_b = 1.05 \quad \text{si } R_c/T \geq 10$$

**3) Obtener las características de los bloques de concreto de parte de los fabricantes.** Se le debe solicitar al proveedor de los bloques de concreto las características de sus productos, incluyendo las dimensiones, espesor, peso y resistencia a la compresión de los bloques. Con ello se pueden calcular los valores de  $l_1$ ,  $l_2$ ,  $l_3$  y  $l_4$  para calcular ciertos parámetros que servirán para calcular el factor de seguridad del diseño, dadas las características de los bloques de concreto y las condiciones del río.

Figura 15: Cálculo de los valores  $l_1$ ,  $l_2$ ,  $l_3$  y  $l_4$



(FHWA, 2009)

La Tabla 16 y la Tabla 17 indican los parámetros de cálculo que se requieren para obtener el factor de seguridad del diseño,

Tabla 16: Ecuaciones para determinar el factor de seguridad de los bloques de concreto

$F_L' = F_D' = 0.5\rho b(\Delta z)(V_{des})^2$
$\eta_0 = \frac{\tau_{des}}{\tau_C}$
$\theta = \arctan\left(\frac{\tan\theta_0}{\tan\theta_1}\right)$
$a_\theta = \sqrt{(\cos\theta_1)^2 - (\sin\theta_0)^2}$
$\beta = \arctan\left(\frac{\cos(\theta_0 + \theta)}{\left(\frac{l_4}{l_3} + 1\right)\left(\frac{\sqrt{1 - a_\theta^2}}{\eta_0(l_2/l_1)}\right) + \sin(\theta_0 + \theta)}\right)$
$\delta = 90^\circ - \beta - \theta$

(FHWA, 2009)

Tabla 17: Ecuaciones para determinar el factor de seguridad de los bloques de concreto (continuación)

$\eta_1 = \eta_0 \left( \frac{(\ell_4 / \ell_3) + \sin(\theta_0 + \theta + \beta)}{(\ell_4 / \ell_3) + 1} \right)$
$W_s = W \left( \frac{\gamma_c - \gamma_w}{\gamma_c} \right)$
$SF = \frac{(\ell_2 / \ell_1) a_\theta}{\cos \beta \sqrt{(1 - a_\theta)^2 + \eta_1 (\ell_2 / \ell_1)} + \frac{(\ell_3 F'_D \cos \delta + \ell_4 F'_L)}{\ell_1 W_s}}$

(FHWA, 2009)

$a_\theta$ ... proyección del peso  $W_s$  en el plano del canal

$b$ ... ancho del bloque de concreto

$F'_D, F'_L$ ... fuerzas adicionales al tener un bloque sobresaliendo del nivel del revestimiento

$l_x$ ... valores de  $l$  calculados de las dimensiones de los bloques

$\gamma_c$ ... densidad del concreto

$\gamma_w$ ... densidad del agua

$V_{des}$ ... velocidad de diseño

$W$ ... peso del bloque

$W_s$ ... peso del bloque sumergido en agua

$\Delta Z$ ... altura del levantado del bloque sobre el nivel del revestimiento

$\beta$ ... ángulo entre el movimiento del bloque y la normal

$\delta$ ... ángulo entre la dirección de la fuerza de arrastre y el movimiento del bloque

$\eta_0$ ... número de estabilidad para un bloque en una superficie horizontal  
 $\eta_1$ ... número de estabilidad para un bloque en una superficie inclinada  
 $\theta$ ... ángulo entre la proyección de  $W_s$  sobre la pendiente lateral del canal y la vertical

$\theta_0$ ... pendiente longitudinal del canal

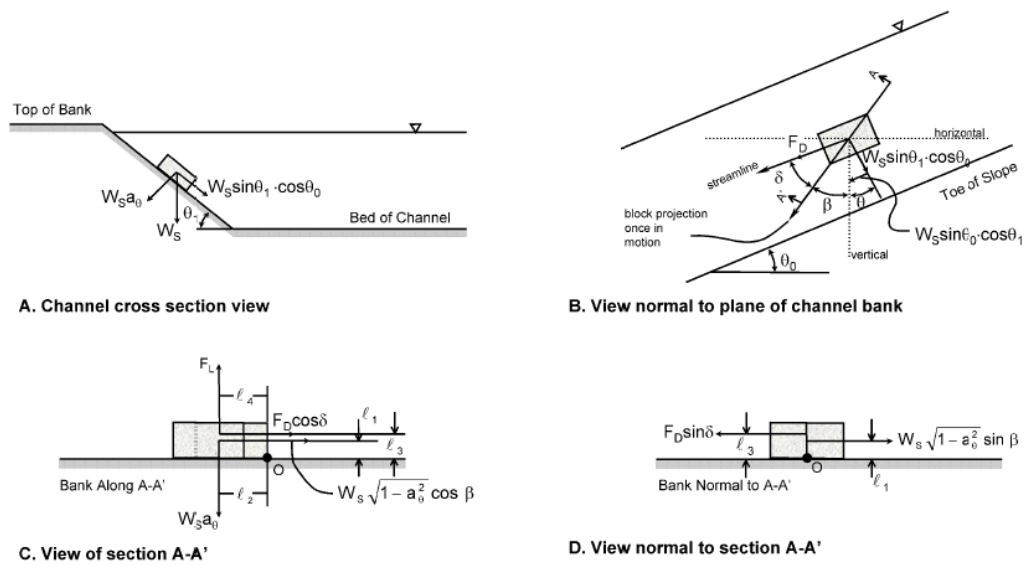
$\theta_1$ ... pendiente transversal del canal

$\rho$ ... densidad del agua

$\tau_{des}$ ... esfuerzo cortante de diseño

SF... factor de seguridad calculado

Figura 16: Definición de algunas variables para calcular SF



(FHWA, 2009)

Estas ecuaciones no se pueden resolver para un valor de  $\theta_1$  igual a 0, por lo que se debe asumir un valor muy cercano cuando éste tiende a 0.

Se deben elegir las características del bloque de concreto para que, al momento de calcular el factor de seguridad, éste cumpla con la siguiente condición,

$$SF \geq SF_T$$

## C. MÉTODO 3: GAVIONES

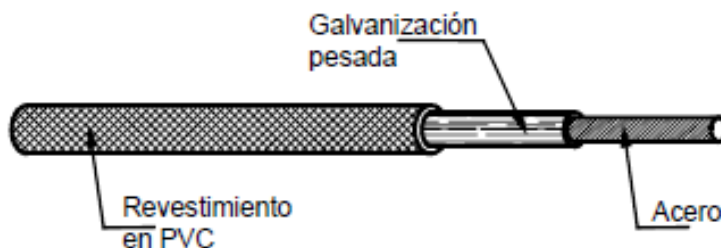
Los gaviones consisten en un cajón rectangular hecho de alambre el cual es relleno con rocas. Estos cajones son prefabricados, a veces ensamblados en campo para después ser rellenos, o en el caso de los gaviones cilíndricos son rellenos en la cercanía del lugar de instalación y son arrastrados por maquinaria hacia el lugar de protección.

Para la protección en estribos de puentes fluviales se pueden mencionar dos tipos de gaviones, gavión tipo colchón y muro de gaviones.

### 1. Partes de los gaviones

**a. Alambre galvanizado.** Se le llama galvanizado al proceso térmico de precocimiento y recubrimiento con zinc sumergiendo el alambre en caliente o por un método electrolítico.

Figura 17: Esquema del alambre galvanizado con recubrimiento en PVC



(Suárez Díaz, 2001)

El zinc se utiliza para prevenir la corrosión del alambre siempre y cuando el pH del agua se encuentre entre 6 y 12.5 (las aguas servidas tienen un pH entre 6 a 8 y el agua limpia entre 7 y 9). Se puede incrementar la protección del alambre si el zinc se mezcla con aluminio, como lo denominado ALUZINC por la empresa Maccaferri. Este proceso mejorado logra incrementar la protección hasta cinco veces la protección del galvanizado únicamente con zinc.

La corrosión y la abrasión son los principales problemas que se dan en los alambres de los gaviones.

La corrosión se da principalmente en gaviones en contacto con aguas servidas ya que contiene sustancias que favorecen la corrosión por lo que la malla se rompe y la roca sale del gavión. (Jaimes, 1977)

Otra forma más fácil de proteger a los gaviones contra la corrosión y la abrasión es recubrirlos con concreto. La abrasión es un desgaste de la malla por los materiales que son transportados por el río aguas abajo.

En la Tabla 18 se indican los diámetros de los alambres con sus nomenclaturas (calibres) y su peso,

**Tabla 18: Calibres, diámetros y pesos de alambres galvanizados**

<b>CALIBRE</b>	<b>DIÁMETRO</b>	<b>PESO</b>
<b>BWG</b>	<b>mm</b>	<b>g/m</b>
<b>1</b>	7.62	358
<b>2</b>	7.21	321
<b>3</b>	6.58	267
<b>3 ½</b>	6.35	249
<b>4</b>	6.04	225
<b>5</b>	5.59	193
<b>5 ½</b>	5.50	186
<b>6</b>	5.16	164
<b>7</b>	4.57	129
<b>8</b>	4.19	108
<b>9</b>	3.76	87
<b>9 ½</b>	3.60	80
<b>10</b>	3.40	71
<b>11</b>	3.05	57
<b>12</b>	2.77	47
<b>12 ½</b>	2.50	38
<b>13</b>	2.41	36

Continuación Tabla 18: Calibres, diámetros y pesos de alambres galvanizados

CALIBRE BWG	DIÁMETRO mm	PESO g/m
14	2.11	27
15	1.83	21
16	1.65	17
17	1.47	13
18	1.24	9
19	1.07	7
20	0.89	5
21	0.81	4
22	0.71	3

En la Tabla 19 se puede observar el peso mínimo del recubrimiento según la norma ASTM A 641M clase 3

Tabla 19: Peso mínimo de zinc del galvanizado, según norma ASTM A 641M clase 3

Calibre	Diámetro nominal del cable (mm)	Recubrimiento mínimo de Zinc (gr/m <sup>2</sup> )
13 ½	2.20	220
12	2.09	230
10	3.43	260

El recubrimiento con asfalto en caliente se puede usar para los gaviones pero este solo protege contra la corrosión, pero muy poco contra la abrasión.

Otra forma de protección del alambre contra corrosión es el recubrimiento con cloruro de polivinilo (PVC) el cual brinda una gran protección contra el agua salada y contra las aguas servidas. Cuando el pH es menor a 6 o mayor a 10 es recomendable usar recubrimiento con PVC sobre el galvanizado. El PVC logra reducir también el calibre del alambre a usar debido a la resistencia adicional

que le brinda a la estructura del gavión. El espesor del recubrimiento de PVC recomendado a usar es de 0.55mm y el mínimo aceptado es de 0.38mm.

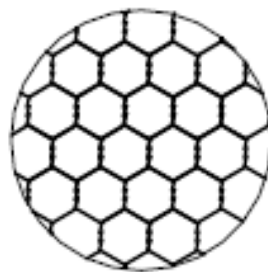
**b. Mallas.** Entre los diferentes tipos de mallas que se emplean para el armado de los gaviones se encuentran las hexagonales o de torsión, las de eslabonado simple y las electrosoldadas.

La resistencia de las mallas varía entre 30 y 50 kg/mm<sup>2</sup>. No sólo la resistencia es de importancia en las mallas sino también es de tomar en cuenta la ductilidad de los alambres que la conforman. No se deben emplear alambres con baja ductilidad ya que se vuelven quebradizos y disminuyen la vida de los gaviones. Para el diseño es recomendado solicitar resultados de los ensayos de resistencia en ambas direcciones.

Como otra solución al empleo de mallas de alambre para los gaviones, se han empleado gaviones a base de productos plásticos como los HDPE. Estos cuentan con una estructura flexible posible de adaptarse a ciertos asentamientos diferenciales, así como una protección UV. Este tipo de gaviones tienen como gran ventaja la resistencia a la corrosión por lo que su uso se da principalmente en lugares donde hay agua salada.

**1) Malla hexagonal.** Para los gaviones con este tipo de malla se acostumbran usar calibres 12 al 15 y las dimensiones 12x14cm y 8x10cm. La malla hexagonal o de triple torsión tolera esfuerzos en diferentes direcciones, haciendo que la estructura sea más flexible. Si la estructura llegara a romperse, tiene la ventaja que el alambre no sigue desgarrándose. El principal punto de falla de este tipo de malla es en y cerca del doblez.

Figura 18: Malla hexagonal para gaviones



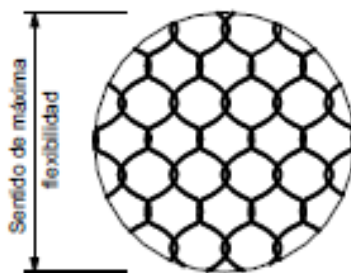
a) Malla hexagonal

(Suárez Díaz, 2001)

**2) Malla eslabonada.** En la malla eslabonada no existe unión rígida entre uno y otro alambre. Con ello se logra una estructura más flexible. Su uso se da en Europa en obras en donde la socavación es de gran consideración usando diámetros de 3mm, pero se pueden llegar a usar diámetros menores como los usados en Colombia con buenos resultados, utilizando calibres 10 al 12.

Los gaviones con este tipo de malla son de simple construcción pero el armado y el colocado es difícil debido a la alta flexibilidad que presentan. Al romperse alguno de los alambres la malla tiende a abrirse totalmente. El espaciamiento suele estar entre 5 y 12cm, tomando en cuenta que a mayor separación, mayor será el diámetro a usar.

Figura 19: Malla eslabonada para gaviones

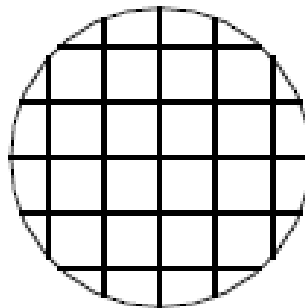


b) Malla eslabonada

(Suárez Díaz, 2001)

**3) Malla electrosoldada.** Este tipo de malla es más rígida que los otros dos tipos de malla descritos anteriormente, el armado se da en cajones de igual dimensión. Este tipo de malla es ideal para obras en las que se requiere de cierta rigidez, por ejemplo, en carreteras, o en donde se requiera de una fácil construcción y conformación de los gaviones. Los calibres a usar varían entre el 10 al 12 con espaciamentos entre 7 y 12cm.

Figura 20: Malla electrosoldada para gaviones



c) Malla electrosoldada

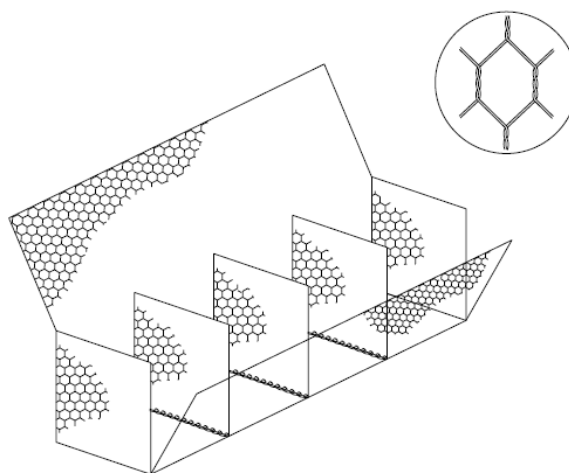
(Suárez Díaz, 2001)

En la soldadura con la cual se unen los alambres para conformar la malla se suele dar un mayor riesgo a corrosión debido a que este punto de soldadura que se aplica no contiene zinc. Para prevenir esto se puede utilizar un recubrimiento con PVC y así asegurar una vida mayor de la malla.

## 2. Tipos de gaviones

**a. Gavión para muros de gravedad.** Este tipo de gavión consta de módulos de 1m de ancho y largos de entre 1.5m a 4.0m y altura de 0.3m a 1.0m. El tipo de malla utilizada para estos gaviones es la malla triple torsión, calibres 11 al 13 y escuadrías 8x10cm a 10x12cm. También es utilizada la malla electrosoldada, calibres 10 o 12 con espaciamentos de 10 y 7.5cm.

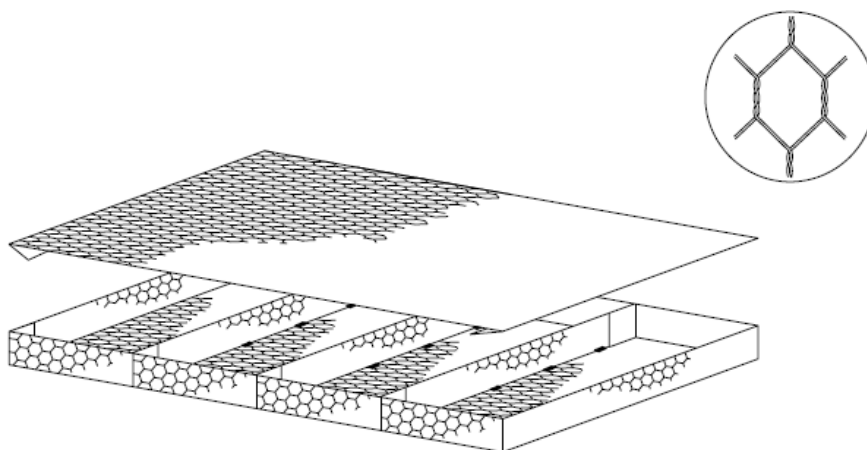
Figura 21: Gavión para muros de gravedad



(Maccaferri, 2001)

**b. Gavión tipo colchón.** El gavión tipo colchón consta de módulos o unidades de 2 a 4m de ancho, alturas menores a los gaviones normales para muros de 0.15m y 0.30m y largos entre 3m a 6m. Este tipo de colchones son utilizados para revestir canales. Las mallas usadas son las de triple torsión, calibres 12 a 14 y escuadrías 5x7cm y 6x8cm. También son utilizadas las mallas electrosoldadas calibres 10 a 12 y escuadrías 10x5cm y 7.5x3.8cm.

Figura 22: Gavión tipo colchón



(Maccaferri, 2001)

**c. Gavión cilíndrico.** Los gaviones cilíndricos son bolsas o sacos que son llenados de roca para ser transportados y colocados en superficies que están cubiertas por agua. Una alta flexibilidad de estos gaviones es requerida para cubrir las irregularidades que pueda tener el suelo sobre el cual son colocados. La malla de alambre galvanizado o de nylon es requerida, debido a que este tipo de gavión estará normalmente siempre en contacto con el agua.

### 3. Funcionalidad

**a. Recomendaciones FHWA para Gaviones para Muros.** Los muros de gaviones son usados cuando se desea reorientar el flujo del agua o cuando la limitante de espacio no deja reducir la pendiente transversal del canal para poder usar otro método. Se requiere de gaviones tipo colchón para proteger la base del muro en zonas donde no se conoce la profundidad de socavación o cuando, debido a las lluvias constantes, el nivel del agua tiende a variar considerablemente.

Los contrafuertes se colocan para dar más estabilidad al revestimiento, y en caso de que se dé una crecida del río, no erosione el suelo detrás del muro. Estos sirven también como un anclaje entre el muro y el suelo. Los contrafuertes deben ser armados en las esquinas aguas arriba y aguas abajo, los cuales deben de meterse al menos 3.7m dentro del suelo.

El diseño de los muros de gaviones es el mismo que cualquier diseño de muro de gravedad bajo los principios de la mecánica de suelos.

**b. Recomendaciones FHWA para gaviones tipo colchón.** Cuando se quiere proteger un estribo, el diseño consta de dos partes,

- El pie del revestimiento
- El revestimiento de las paredes del estribo

La pendiente del estribo debe de hacerse más uniforme removiendo rocas y raíces de árboles que sobresalen de la misma. El tamaño de cada colchón individual debe ser tal que pueda ser manejado por la gente que lo instalará. Los gaviones deben de estar divididos en compartimientos de menor tamaño, por medio de diafragmas, para que, en caso de que llegue a fallar, sólo parte de las rocas dentro del gavión sean desplazadas o removidas.

Se recomienda colocar los diafragmas a cada 0.91m, y en pendientes mayores a 3V:1H y en zonas con altas velocidades de flujo, este espaciamento se debe reducir a 0.61m con el fin de reducir el movimiento y reacomodamiento de las rocas dentro de cada compartimiento.

El espesor del colchón es determinado por tres factores,

- La erosionabilidad del suelo
- La velocidad máxima del flujo del río
- La pendiente del estribo

Para ello se puede referir a la Tabla 20,

Tabla 20: Criterio para el espesor del colchón

TIPO DE SUELO DEL ESTRIBO	VELOCIDAD MAX. (m/s)	PENDIENTE DEL ESTRIBO	ESPESOR MIN. DEL COLCHÓN (mm)
<b>Arcillas, suelo altamente cohesivo</b>	3.048 3.962 – 4.877 Cualquiera	< 3V:1H < 2V:1H < 2V:1H	228.6 304.8 > 457.2
<b>Limos, arenas finas, finos con gravas</b>	3.048 4.877 6.096 cualquiera	< 2V:1H < 3V:1H < 2V:1H < 2V:1H	304.8 228.6 304.8 > 457.2

(FHWA, 1989)

Estos parámetros de espesores son dados asumiendo un llenado con roca entre 76 y 152mm. El espesor debe ser al menos dos veces el espesor de dos

capas de la roca de relleno. Asimismo, el espesor del pie del revestimiento debe de ser siempre mayor a 300mm, un rango típico es de 300mm – 510mm.

Si se utiliza una cama de gaviones tipo colchón como pie de talud, el largo de este debe de ser igual a 1.5 veces la profundidad de socavación. En áreas en donde no existe riesgo de socavamiento, o no es de gran importancia, se puede usar una sola fila de muro de gaviones en vez de la cama de colchones. Por otro lado, en zonas de excesivo socavamiento se puede usar una combinación de muro de gavión y una cama de colchón.

Para aumentar la eficiencia del revestimiento con gaviones tipo colchón, se puede aumentar el espesor del colchón en las orillas aguas arriba y aguas abajo.

Cuando se desea colocar los gaviones tipo colchón bajo el agua, se puede utilizar una grúa para transportarlos hacia el lugar deseado, siempre armando los gaviones en una zona sin contacto con el agua, o bien, para ciertas instalaciones que se realicen a gran profundidad se puede utilizar una barcaza o un pontón.

**4. Métodos constructivos.** Para una buena instalación de los gaviones es recomendable seguir los siguientes pasos (McCullah, 2000)

- Los gaviones se deben diseñar de acuerdo a los estándares de los fabricantes
- Los gaviones deben ser fabricados de tal manera que todos los lados, tapas y diafragmas puedan ser ensamblados en el sitio de construcción
- Todas las unidades deben estar tejidas conformando cajones separados
- Cuando la longitud de los gaviones excede 1.5 veces el ancho horizontal, el gavión debe dividirse con diafragmas de la misma malla

- Primero se deben unir las esquinas cosiéndolas correctamente para luego colocar los diafragmas
- Los gaviones deben anclarse por lo menos un metro debajo del fondo de la corriente para asegurar que la socavación no destruya la cimentación del gavión
- Colocar los diversos filtros cubriendo el piso y los lados de la excavación
- Excave la cimentación con una pendiente hacia atrás en tal forma que los muros en gaviones tengan un ángulo hacia adentro del talud
- Coloque la primera capa de piedra hasta 30cm de altura e inmediatamente coloque conectores de alambre internos que unan las caras opuestas de cada gavión. Se recomienda colocar conectores cada 30cm de longitud. Colocar los tirantes uniendo las caras de los gaviones y los tirantes diagonales conformando las esquinas
- Utilice tamaños de rocas apropiados, de materiales duros de acuerdo a los diseños. El tamaño de las piedras debe de ser de 70 a 130mm para recubrimientos y de 100 a 300mm para muros

Figura 23: Revestimiento en el asiento minero Morococha



(Maccaferri, 2006)

Para calcular el peso del gavión se recomienda usar una porosidad que esté entre el 30% y el 40%. Se recomienda usar pesos unitarios de entre 1.7 y 1.8 Ton/m<sup>3</sup>.

Se recomienda colocar tirantes a cada 30cm de altura utilizando el mismo calibre de alambre de los gaviones y con esto lograr evitar deformaciones en la malla por la presión que ejercen las rocas sobre ella. Estos tirantes deben colocarse de manera horizontal en dirección de los diafragmas. También se colocan tirantes diagonales en los gaviones de esquina de cada franja de gaviones.

Por otro lado, se usan alambres de calibres 12 al 15 para cocer los gaviones, llegando a representar hasta el 5% del peso del alambre del gavión. Se quiere que la unión de la malla sea de resistencia menor a la malla en sí, para que la unión sea el punto débil de la estructura y sirva como advertencia antes de que el gavión colapse. Para la mano de obra, se dice que 6 personas logran armar 13 m<sup>3</sup> de gaviones en una jornada de 8 horas, teniendo a disposición la roca al pie de la obra de protección.

**5. Diseño del revestimiento con gaviones.** El primer paso para el diseño del revestimiento con gaviones es el definir la tensión ejercida por el agua sobre el fondo del canal,

$$\tau_0 = \gamma_w * R * S$$

$\tau_0$ ... tensión del agua sobre el canal

$\gamma_w$ ... Peso específico del agua

R... Radio hidráulico

S... Pendiente longitudinal del canal

Cuando la relación ancho/profundidad media es mayor o igual a 30, se puede sustituir el valor del radio hidráulico por la profundidad media del canal sin tener repercusión en los cálculos. Cuando esta relación se encuentra entre 8 y 30, se puede utilizar el valor de “y” en vez de “R”, lo cual conlleva a un diseño conservador, debido a que “y” será siempre mayor que “R”.

$$\tau_0 = \gamma_w * y * S$$

La tensión tangente crítica es definida como la tensión que puede soportar el revestimiento antes de dejar de cumplir su función de protección, y está definida como  $\tau_{0,c}$ ,

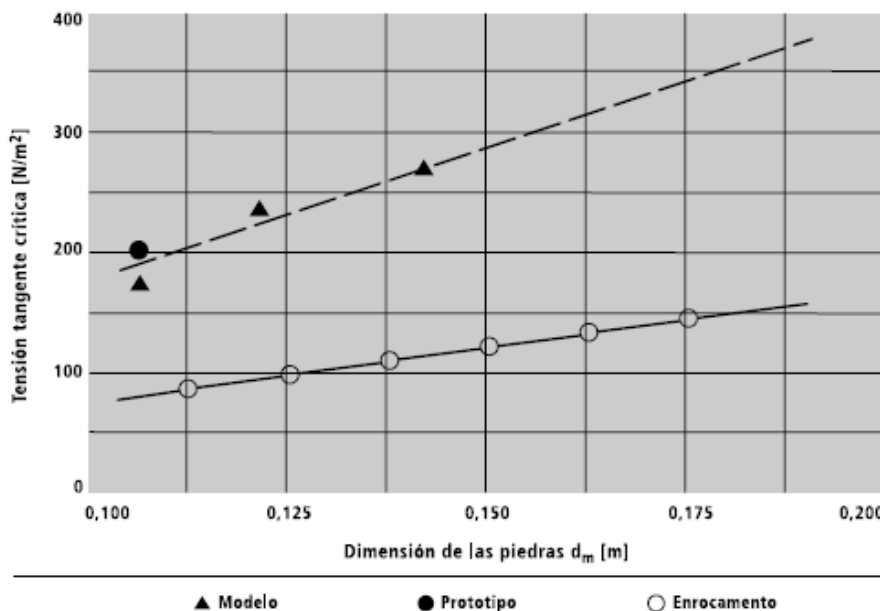
$$\tau_{0,c} = C^* * (\gamma_s - \gamma_w) * d_m$$

$C^*$ ... parámetro de Shields

El parámetro de Shields se puede asumir como 0.1 para el revestimiento con gaviones. Para que el revestimiento en la sección se considere como estable, se debe de cumplir la siguiente relación,

$$\tau_0 \leq \tau_{0,c}$$

Figura 24: Tensión tangente crítica en función de la dimensión de la piedra



(Maccaferri, 2001)

El movimiento de la roca dentro de los gaviones no significa que exista una falla del revestimiento, debido a la resistencia adicional que brinda la malla, por lo que la tensión  $\tau_{0,c}$  puede ser superada en un 20% sin causar falla, es decir,

$$\tau_0 \leq 1.2 * \tau_{0,c}$$

Al aplicar esta última relación se deben considerar las deformaciones que se puedan dar en los gaviones.

La tensión en las márgenes del canal se puede calcular, obteniendo resultados conservadores para el revestimiento, asumiendo,

$$\tau_m = 0.75 * \gamma_w * y * S$$

La tensión tangente crítica en los márgenes se calcula por la ecuación siguiente,

$$\tau_{m,c} = \tau_{0,c} * \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \alpha}{\sin^2 \psi}}$$

$\psi$ ... ángulo de fricción interna del material utilizado para el revestimiento ( $\pm 41^\circ$ )

$\alpha$ ... inclinación de la margen del canal

En el caso que la inclinación del margen del canal supere por poco el ángulo de fricción interna del material utilizado para el revestimiento, se pueden agregar estacas para fijar los gaviones al suelo. Para verificar la estabilidad del revestimiento, se debe cumplir con la relación,

$$\tau_m \leq \tau_{m,c}$$

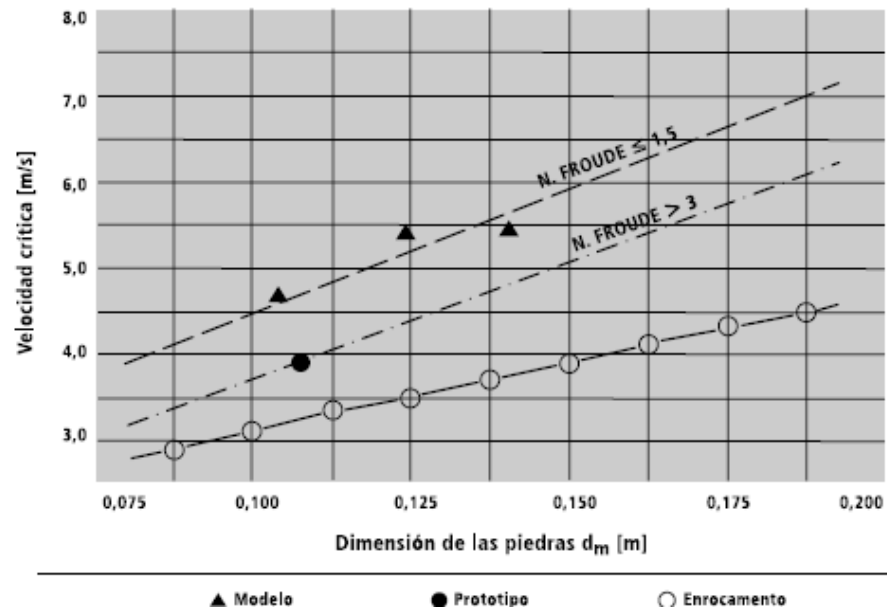
O bien,

$$\tau_m \leq 1.2 * \tau_{m,c}$$

Siempre y cuando se verifiquen las deformaciones internas del revestimiento.

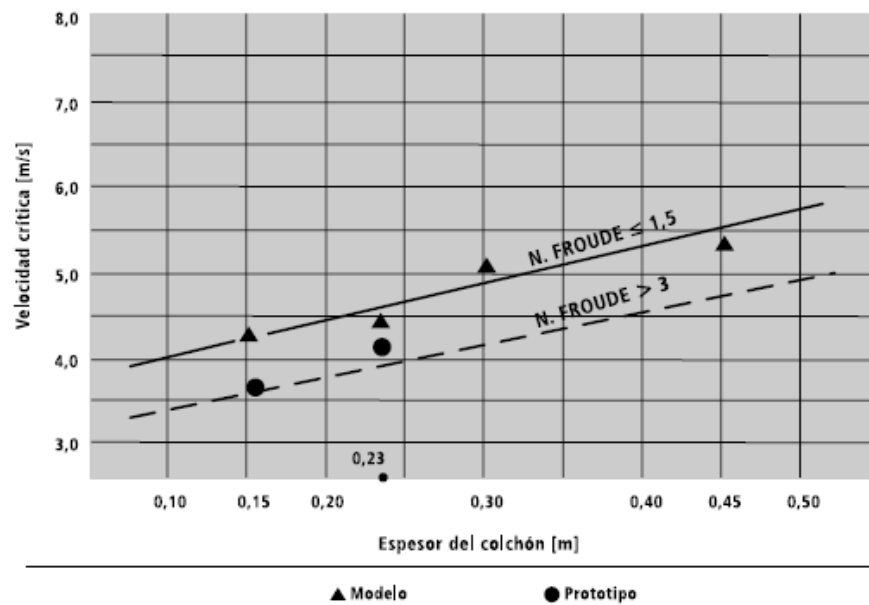
Cuando se toman mediciones de la velocidad del río y no se cuentan con datos precisos de los parámetros para el cálculo del revestimiento, se puede hacer uso de la Figura 25 y la Figura 26 para un dimensionamiento de los colchones y así obtener el  $d_{50}$  y del revestimiento y el espesor recomendado para los colchones.

Figura 25: Velocidad crítica en función de las dimensiones de las piedras



(Maccaferri, 2001)

Figura 26: Velocidad crítica en función del espesor del colchón

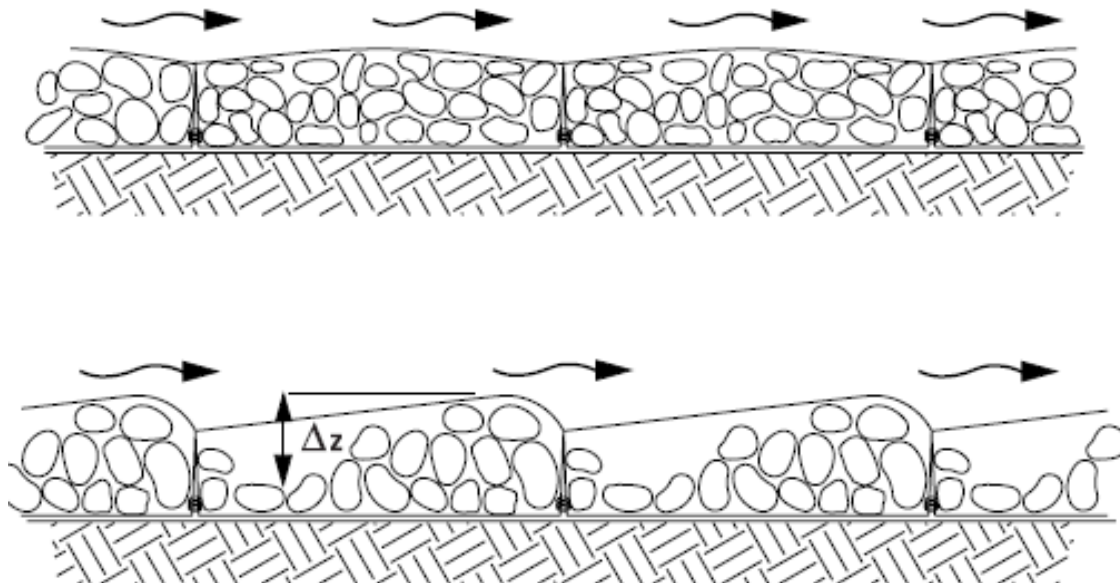


(Maccaferri, 2001)

Como se mencionó anteriormente, en el caso de incrementar la tensión tangente crítica en un 20% se deben tomar en cuenta las deformaciones dentro de la estructura del revestimiento debido a un reacomodo de las rocas dentro de

los diafragmas. El valor  $\Delta Z$  se define como la reducción del espesor del recubrimiento aguas arriba del diafragma debido a la tensión del flujo del agua,

Figura 27: Esquema del movimiento de las piedras en el interior de los diafragmas



(Maccaferri, 2001)

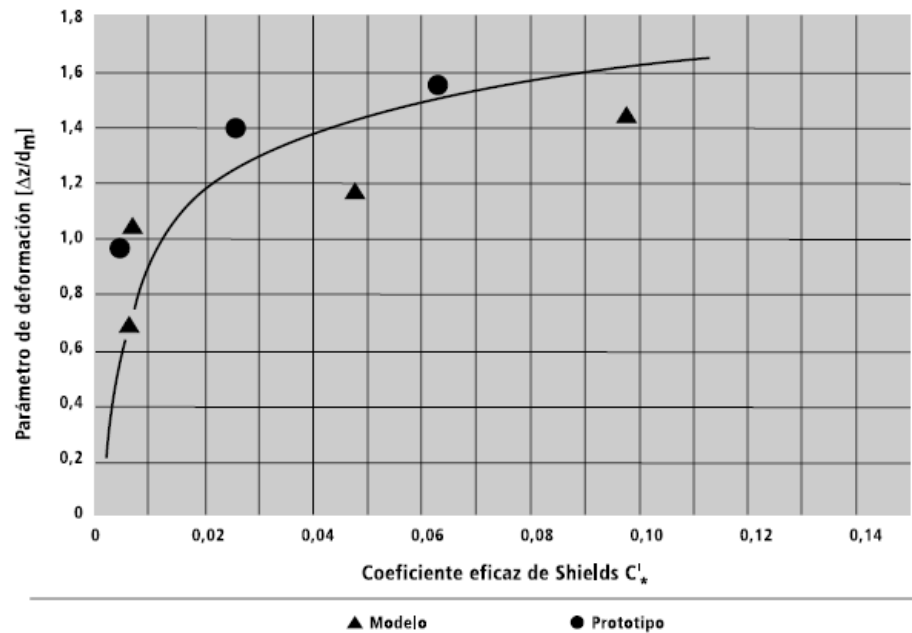
Para calcular la deformación que se da en cada diafragma, se relaciona el coeficiente eficaz de Shields, calculado de la siguiente forma, ya sea para el fondo del canal o para el margen,

$$C'^* = \frac{\tau_{0,c} - \tau_0}{(\gamma_s - \gamma_w) * d_m}$$

$$C'^* = \frac{\tau_{m,c} - \tau_m}{(\gamma_s - \gamma_w) * d_m}$$

Se toma el mayor de los dos calculados y se obtiene la relación  $\frac{\Delta Z}{d_m}$  de la Figura 28,

Figura 28: Relación entre el parámetro de deformación y el coeficiente eficaz de Shields



(Maccaferri, 2001)

Se debe cumplir la siguiente relación,

$$\frac{\Delta Z}{d_m} \leq 2 * \left( \frac{t}{d_m} - 1 \right)$$

La velocidad que se encuentra entre el revestimiento con el colchón y el suelo se puede calcular con la siguiente ecuación,

$$V_b = \frac{1}{0.02} * \left( \frac{d_m}{2} \right)^{2/3} * S^{1/2}$$

$V_b$ ... velocidad en la interfaz colchón – fondo

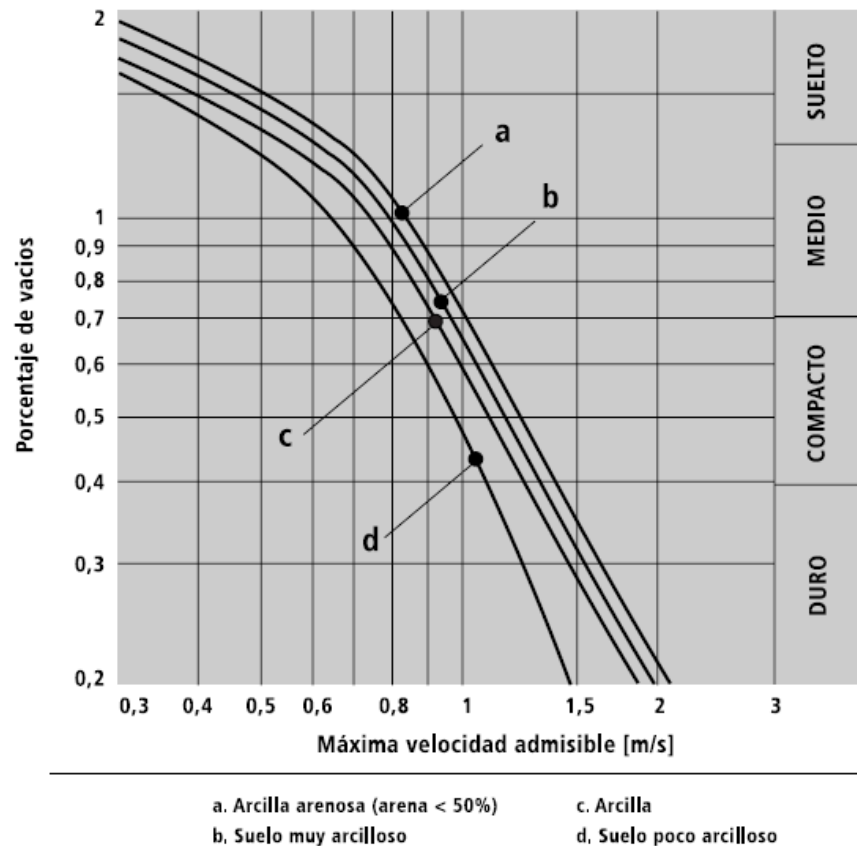
La velocidad admisible en la interacción con el material de fondo se puede calcular, para suelos no cohesivos, con la ecuación,

$$V_e = 16.1 * \sqrt{d_{m,s}}$$

$d_{m,s}$ ... diámetro medio del suelo sobre el cual se coloca el revestimiento

Para suelos cohesivos se hace uso de la Figura 29,

Figura 29: Valores de las máximas velocidades admisibles para suelos cohesivos



(Maccaferri, 2001)

Si  $V_b \leq V_e$ , no es necesario utilizar un filtro para el revestimiento. En caso que se necesite un filtro adicional con grava o arena, el espesor se puede calcular con la siguiente ecuación,

$$S = \frac{d_v}{0.05} * \left[ 1 - \left( \frac{V_e}{V_b} \right)^2 \right]$$

$$d_v = \frac{d_{50, filtro}}{5}$$

Luego, se deben cumplir las siguientes condiciones,

$$\frac{d_{50, filtro}}{d_{50, suelo}} \leq 40 \quad , \quad \frac{d_{15, filtro}}{d_{85, suelo}} \leq 5 \quad , \quad 5 \leq \frac{d_{15, filtro}}{d_{15, suelo}} \leq 40$$

**6. Ventajas y desventajas.** Los gaviones tienen una flexibilidad limitada, ya que el alambre cede cuando existen asentamientos diferenciales notables entre los bloques o colchones que están amarrados con alambre formando una única estructura. Por otro lado, tiene un uso limitado, en donde la roca es muy pequeña para ser colocada como rip rap, teniendo en cuenta las características del estribo.

Entre las ventajas que se pueden mencionar de los gaviones, está que estos se adaptan perfectamente a hundimientos o asentamientos menores en pequeños tramos del suelo o estribo. Así también, como se mencionó anteriormente, se destaca el uso de roca más pequeña que la del riprap.

La mayor desventaja de los gaviones es la corrosión que se puede dar en los cajones y con ello, el deterioro de la estructura y la reducción del tiempo de vida de esta. La vida útil de los gaviones puede superar los 50 años, siempre y cuando tengan el recubrimiento necesario con zinc y PVC. La mano de obra incrementa para el armado y el llenado de los cajones, así como las uniones entre las estructuras individuales.

La reparación de los gaviones es más difícil y más cara que la reparación de una protección por medio de rip rap. La estructura de protección es menos flexible lo cual la hace más vulnerable a los asentamientos en tramos pequeños del suelo.

El recubrimiento de PVC del armado con alambre puede ser dañado por la arena del río, por gravas en tramos donde el transporte y la velocidad son mayores, o por cualquier otro sedimento que este siendo transportado. Cuando alguno de los cables de la estructura se rompen, las rocas pueden ser removidas del cajón, ya que estas son de menor tamaño que las que se colocarían de ser una protección por rip rap.

Los gaviones no deben ser utilizados en la parte baja del estribo cuando el canal del río está sujeto a erosión y abrasión. Por último, los gaviones pueden ser movidos del área que estaban destinados a proteger, debido a ríos con

grandes pendientes y altas velocidades, haciendo que ciertas áreas que deben ser protegidas queden expuestas y ser vulnerables a erosión.

## **D. MÉTODO 4: MANTOS DE CONTROL DE EROSIÓN**

**1. Funcionalidad.** Los mantos de control de erosión son soluciones prácticas cuando la velocidad del río no es tan elevada y cuando se estima que el tiempo de las crecidas es corto, menos de 5 horas. Para el diseño se debe separar qué parte del canal quedará dentro del agua por un largo período de tiempo, y qué parte del canal no queda en contacto con el agua o llega a estar en contacto con ella durante cortos períodos de tiempo.

Los mantos de control de erosión, o ECBs, pueden estar divididos en dos tipos:

El primero, los degradables y temporales, hecho de fibras naturales o de polímeros unidos mecánicamente, estructuralmente o químicamente para conformar un manto continuo. Al momento de degradarse, la protección la sigue brindando la vegetación que crece entre el manto. La vegetación reduce la velocidad del río, debido a que se logra aumentar el coeficiente  $n$  de Manning y adicionalmente logra reducir el impacto directo de las gotas de agua de lluvia sobre el suelo.

El segundo tipo es un manto no degradable. Consiste de fibras sintéticas estabilizadas contra los rayos UV. Este tipo de mantos brinda suficiente firmeza y espesor para poder ser llenado con suelo y permitir que crezcan las raíces dentro de esta matriz, o en el caso de ser la parte que estará sumergida dentro del agua constantemente, puede ser llenada de grava de 1" a 2" para darle mayor estabilidad al manto.

**2. Método de instalación.** Como primer paso para una correcta instalación de los mantos de control de erosión se debe remover las rocas, vegetación o cualquier objeto que evite tener una superficie regular en el estribo.

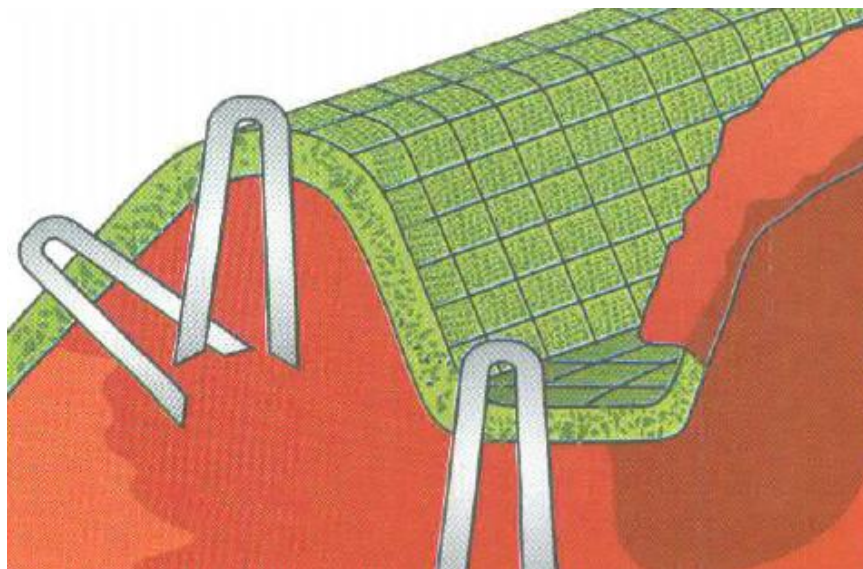
Figura 30: Preparación y colocación de los mantos



(Maccaferri, 2008)

En los estribos no se cuenta con una superficie fuera del talud para poder anclar la manta, lo cual es recomendado, pero hay un método de instalación para estos casos, el cual incluye anclajes continuos en la parte superior del estribo para garantizar la adherencia del manto en el suelo. Luego se desenrolla el manto hacia abajo, dejando en el caso de un manto con doble malla, la malla con menor abertura hacia abajo o en el caso de contar con una sola manta, dejar ésta hacia arriba.

Figura 31: Tipos de anclaje, en superficie plana y en talud



(Amanco)

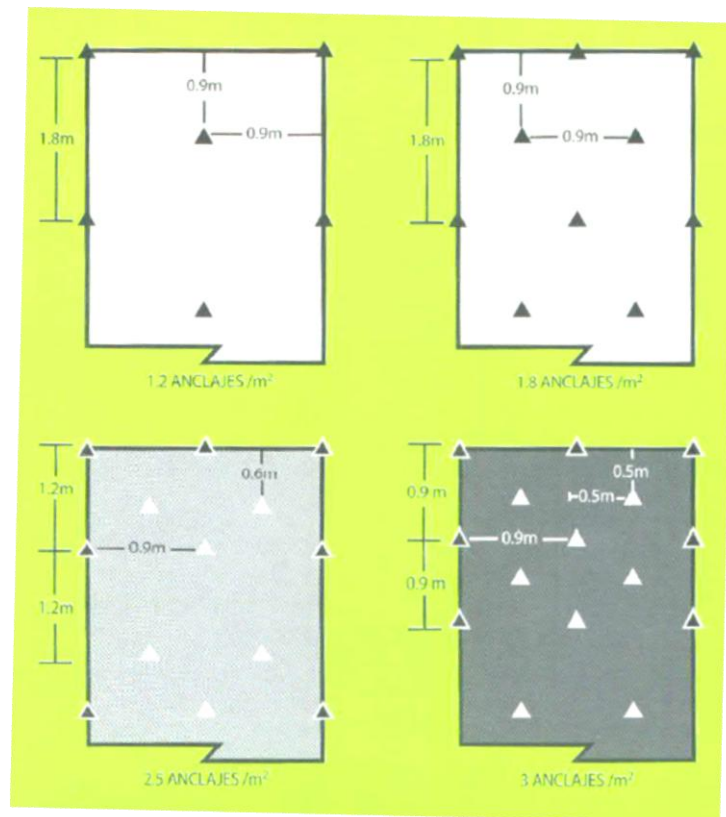
Los rollos se deben traslapar al menos 7.5cm con grapas con espaciado máximo de 45cm. Dependiendo de la inclinación del talud, existen recomendaciones de los anclajes a colocar, por metro cuadrado de malla.

Figura 32: Anclajes recomendados por metro cuadrado



(Amanco)

Figura 33: Distribución de anclajes sugerido



(Amanco)

Luego, para incrementar la protección de los mantos, en la parte del talud en donde no se está en contacto constante con el agua, se rellena con suelo orgánico y se siembra vegetación.

Figura 34: Vegetación en los mantos



(Maccaferri, 2008)

**3. Diseño de los mantos de control de erosión.** El Soil Conservation Service, SCS, creó una clasificación de la vegetación para los mantos, dependiendo de la altura y la densidad de la vegetación. Se clasifican en 5 categorías, de la A a la E, siendo la A la que presenta mayor resistencia al flujo y la E, la menor.

**Tabla 21: Clasificación del grado de retardo para varias clases de pasto**

RETARDO	CUBIERTA	CONDICIÓN
<b>A. Muy alto</b>	Hierba weeping love	Excelente germinación alto (promedio 30 in.)
	Bluestem ischaemum amarilla	Excelente germinación alto (promedio 36 in.)
<b>B. Alto</b>	Kudzu	Crecimiento muy denso y sin corte.
	Pasto bermuda	Buena germinación alto (promedio 12 in.).
	Pasto nativa mezclada ( pequeña bluasten, grama azul y otras hierbas largas y cortas de midwest)	
	Pasto weeping love	Buena germinación sin cortar a maquina.
	Maleza de trébol sericea	Buena germinación, alto (promedio 24 in.).
	Alfalfa	Buena germinación, no boscoso alto (promedio 19 in.).
	Pasto weeping love	Buena germinación, sin corte (promedio 11 in.).
	Kudzu	Buena germinación, cortada a máquina (promedio 13 in.).
<b>C. Moderado</b>	Gramma Azul	Crecimiento denso, sin corte.
		Buena germinación, sin corte (promedio 13 in.).
	Pasto crab	Suficiente germinación, sin corte (10 a 48 in.).
	Pasto Bermuda	Buena germinación, cortada a máquina (promedio 6 in.).
	Maleza de trébol común	Buena germinación sin corte (promedio 11 in.).
	Mezcla -legumbre-verano (hierba de huerta, forraje, pasto italiano de centeno y maleza de trébol común)	
<b>D. Bajo</b>	Pasto chilopoda	Buena germinación sin corte (6 a 8 in.).
	Pasto azul Kentucky	Cubierta muy densa (promedio).
		Buena germinación, encabezada (6 a 12 in.).
	Pasto Bermuda	Buena germinación cortado a 2.5 in. De altura.
	Maleza de trébol común	Excelente germinación sin corte (promedio 4.5 in.).
<b>E. Muy bajo</b>	Pasto búfalo	Buena germinación sin corte (3 a 6 in.).
	Mezcla hierba-legumbre-otoño, primavera (pasto de huerta, forrajes, hierba italiana de centeno y maleza de trébol común)	
	Maleza trébol sericea.	Buena germinación, sin corte (4 a 5 in.).
		Después de cortar a 2 in. de altura, muy buena germinación antes del corte.
<b>E. Muy bajo</b>	Pasto Bermuda	Buena germinación cortado a 15 in. de altura.
	Pasto Bermuda	Raíces quemadas.

(Geosistemas PAVCO S.A., 2009)

La densidad depende del número de tallos por área, un buen recubrimiento con pasto tendrá aproximadamente 2,000 a 4,000 tallos/m<sup>2</sup>, mientras que un recubrimiento pobre, alrededor de un tercio de ese rango, y un recubrimiento excelente, 5/3 de ese rango. La combinación de la altura de la vegetación y la densidad de la misma se relacionan en el coeficiente de rugosidad del pasto,  $C_n$ ,

$$C_n = \alpha * C_s^{0.10} * h^{0.528}$$

$\alpha$ ... 0.35 para cálculos en el sistema internacional, 0.237 en el sistema inglés

$C_n$ ... coeficiente de rugosidad del pasto

$h$ ... altura de los tallos del pasto

$C_s$ ... coeficiente de la densidad del pasto

Tabla 22: Valores del coeficiente de densidad del pasto  $C_s$ 

Condiciones	Excelente	Muy buena	Buena	Regular	Pobre
$C_s$ (SI)	580	290	106	24	8.6
$C_s$ (Sist. Inglés)	49	25	9.0	2.0	0.73

(FHWA, 2005)

El coeficiente de Manning y el  $C_n$  se relacionan con la siguiente ecuación,

$$n = \alpha * C_n * \tau_0^{-0.4}$$

$\alpha$ ... 1.0 para cálculos en el sistema internacional, 0.213 en el sistema inglés

$\tau_0$ ... esfuerzo cortante medio

El recubrimiento con pasto mantiene alejado al esfuerzo cortante de la superficie del suelo. Al esfuerzo cortante restante en la superficie del suelo se le denomina esfuerzo cortante efectivo. Si este esfuerzo cortante efectivo es menor que el esfuerzo cortante permisible, la erosión en la superficie estará controlada.

$$\tau_e = \tau_d * (1 - C_f) * \left(\frac{n_s}{n}\right)^2$$

$\tau_d = \gamma * d * S_0$ ... esfuerzo cortante máximo en el fondo del canal

$C_f$ ... factor de cobertura del suelo

$n$ ... coeficiente de rugosidad de Manning

$n_s$ ... coeficiente de rugosidad del suelo

$$n_s = \alpha * (D_{75})^{1/6}$$

$\alpha$ ... 0.015 para cálculos en el sistema internacional, 0.026 en el sistema inglés

Tabla 23: Factor de cobertura del suelo,  $C_f$ 

Forma de Crecimiento	Excelente	Muy buena	Buena	Regular	Pobre
Césped	0.98	0.95	0.90	0.84	0.75
Manejo	0.55	0.53	0.50	0.47	0.41
Mezclado	0.82	0.79	0.75	0.70	0.62

(FHWA, 2005)

El esfuerzo permisible del suelo, para suelos no cohesivos depende únicamente del tamaño del suelo, cuando el  $D_{75}$  es menor a 1.3mm, es esfuerzo permisible es contante,  $1.0 \text{ N/m}^2$ , y para los otros casos,

$$\tau_{p,suelo} = \alpha * D_{75}$$

$\alpha$ ... 0.75 para cálculos en el sistema internacional, 0.4 en el sistema inglés

Para suelos cohesivos, el esfuerzo permisible está relacionado con la fuerza cohesiva del suelo así como la relación de vacíos. La fuerza cohesiva depende del Índice de plasticidad y la densidad del suelo es función de la relación de vacíos del suelo “e”.

$$\tau_{p,suelo} = (c_1 * IP^2 + c_2 * IP + c_3) * (c_4 + c_5 * e)^2 * c_6$$

Tabla 24: Coeficientes  $c_1$  al  $c_6$  según tipo de suelo

Clasificación ASTM	Rango aplicable	$c_1$	$c_2$	$c_3$	$c_4$	$c_5$	$c_6$ SI	$c_6$ Sist. Inglés
GM	$10 \leq PI < 20$	1.07	14.3	47.7	1.42	-0.61	$4.8 \times 10^{-3}$	$10^{-4}$
	$20 \leq PI$			0.076	1.42	-0.61	48.	1.0
GC	$10 \leq PI < 20$	0.0477	2.86	42.9	1.42	-0.61	$4.8 \times 10^{-2}$	$10^{-3}$
	$20 \leq PI$			0.119	1.42	-0.61	48.	1.0
SM	$10 \leq PI < 20$	1.07	7.15	11.9	1.42	-0.61	$4.8 \times 10^{-3}$	$10^{-4}$
	$20 \leq PI$			0.058	1.42	-0.61	48.	1.0
SC	$10 \leq PI < 20$	1.07	14.3	47.7	1.42	-0.61	$4.8 \times 10^{-3}$	$10^{-4}$
	$20 \leq PI$			0.076	1.42	-0.61	48.	1.0
ML	$10 \leq PI < 20$	1.07	7.15	11.9	1.48	-0.57	$4.8 \times 10^{-3}$	$10^{-4}$
	$20 \leq PI$			0.058	1.48	-0.57	48.	1.0
CL	$10 \leq PI < 20$	1.07	14.3	47.7	1.48	-0.57	$4.8 \times 10^{-3}$	$10^{-4}$
	$20 \leq PI$			0.076	1.48	-0.57	48.	1.0
MH	$10 \leq PI < 20$	0.0477	1.43	10.7	1.38	-0.373	$4.8 \times 10^{-2}$	$10^{-3}$
	$20 \leq PI$			0.058	1.38	-0.373	48.	1.0
CH	$20 \leq PI$			0.097	1.38	-0.373	48.	1.0

(FHWA, 2005)

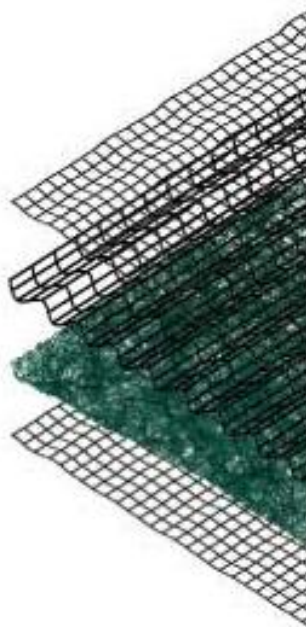
El esfuerzo permisible de la vegetación y del suelo es el siguiente,

$$\tau_p = \frac{\tau_{p,suelo}}{(1 - C_f)} * \left(\frac{n}{n_s}\right)^2$$



Uno de los fabricantes líderes en mantos de control de erosión maneja el uso de productos permanentes capaces de resistir tensiones cortantes elevadas. Dependiendo del tipo de producto a usar, pueden soportar velocidades de 2.9 m/s hasta 3.8 m/s en condiciones sin vegetación, aumentando su capacidad a 4.6 m/s hasta 7.6 m/s en condiciones en donde la vegetación es de tipo A, B o C. Estos mantos permanentes están hechos de diferentes materiales, mezclando 70% paja y 30% fibra de coco en el producto SC230®, o 100% fibra de coco en el C350®, y su producto más resistente, el P550® está hecho de 100% fibra de polipropileno.

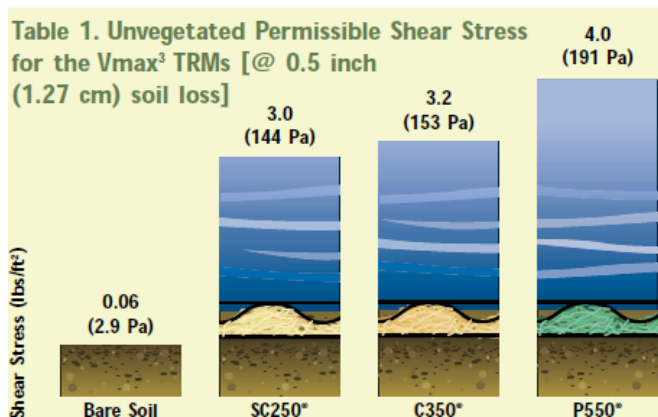
Figura 35: Estructura de los diferentes tipos de mantos VMAX3®



(TENSAR INTERNATIONAL CORPORATION, 2012)

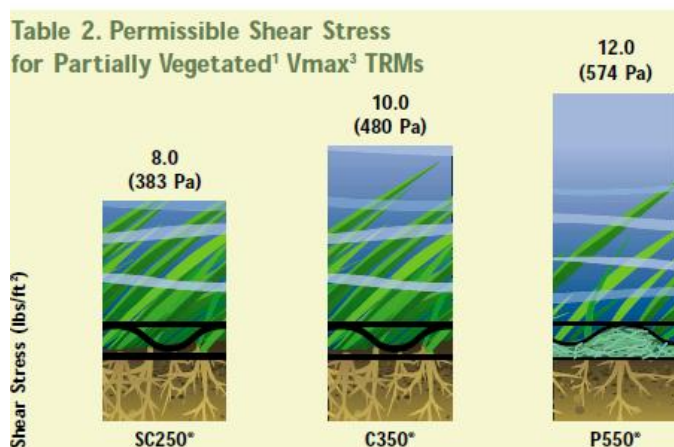
En estudios de laboratorio se han llegado a determinar las tensiones cortantes permisibles para los tres tipos de mantos VMAX3® que maneja Tensar International Corporation. Se han analizado en casos sin vegetación, durante el crecimiento de la vegetación, y con vegetación.

Figura 36: Esfuerzo cortante permisible para los mantos VMAX3® sin vegetación en lb/pie2 (Pascuales)



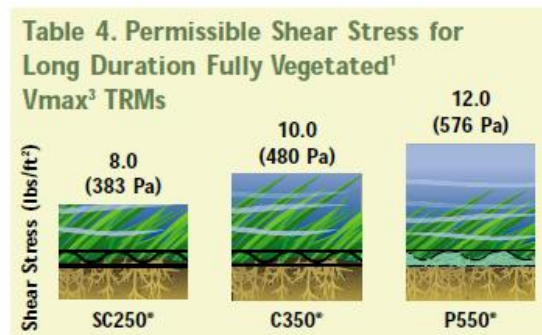
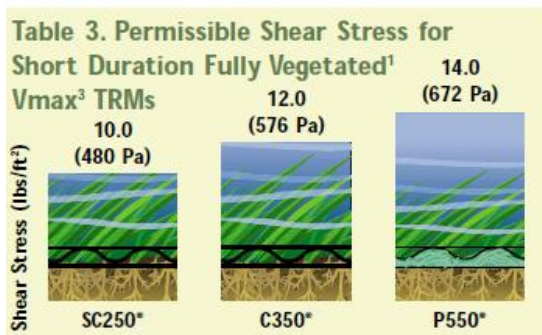
(TENSAR INTERNATIONAL CORPORATION, 2012)

Figura 37: Esfuerzo cortante permisible para los mantos VMAX3® con crecimiento de vegetación en lb/pie2 (Pascuales)



(TENSAR INTERNATIONAL CORPORATION, 2012)

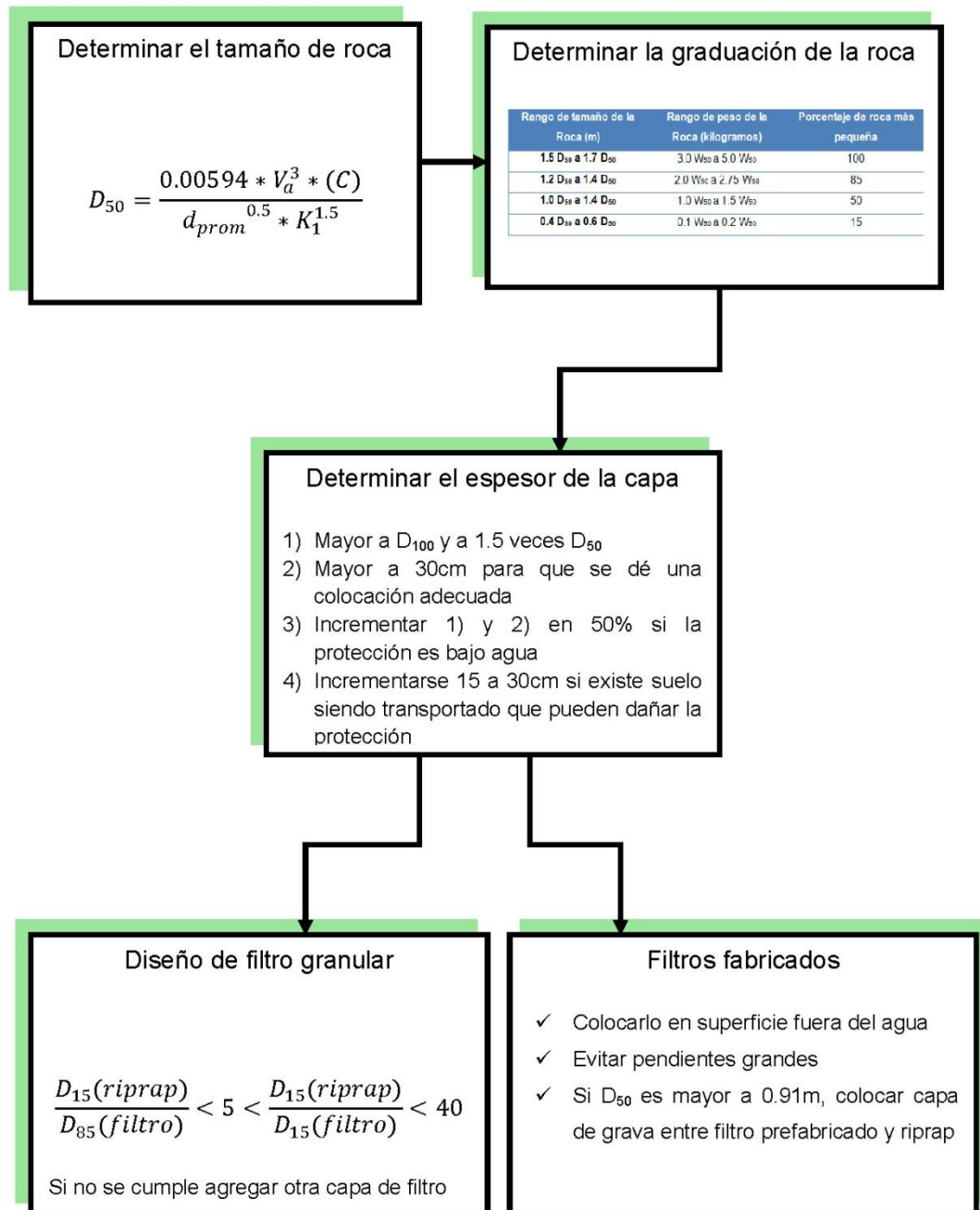
Figura 38: Esfuerzo cortante permisible a corto plazo (izquierda) y a largo plazo (derecha) para los mantos VMAX3® con recubrimiento total de vegetación en lb/pie2 (Pascuales)



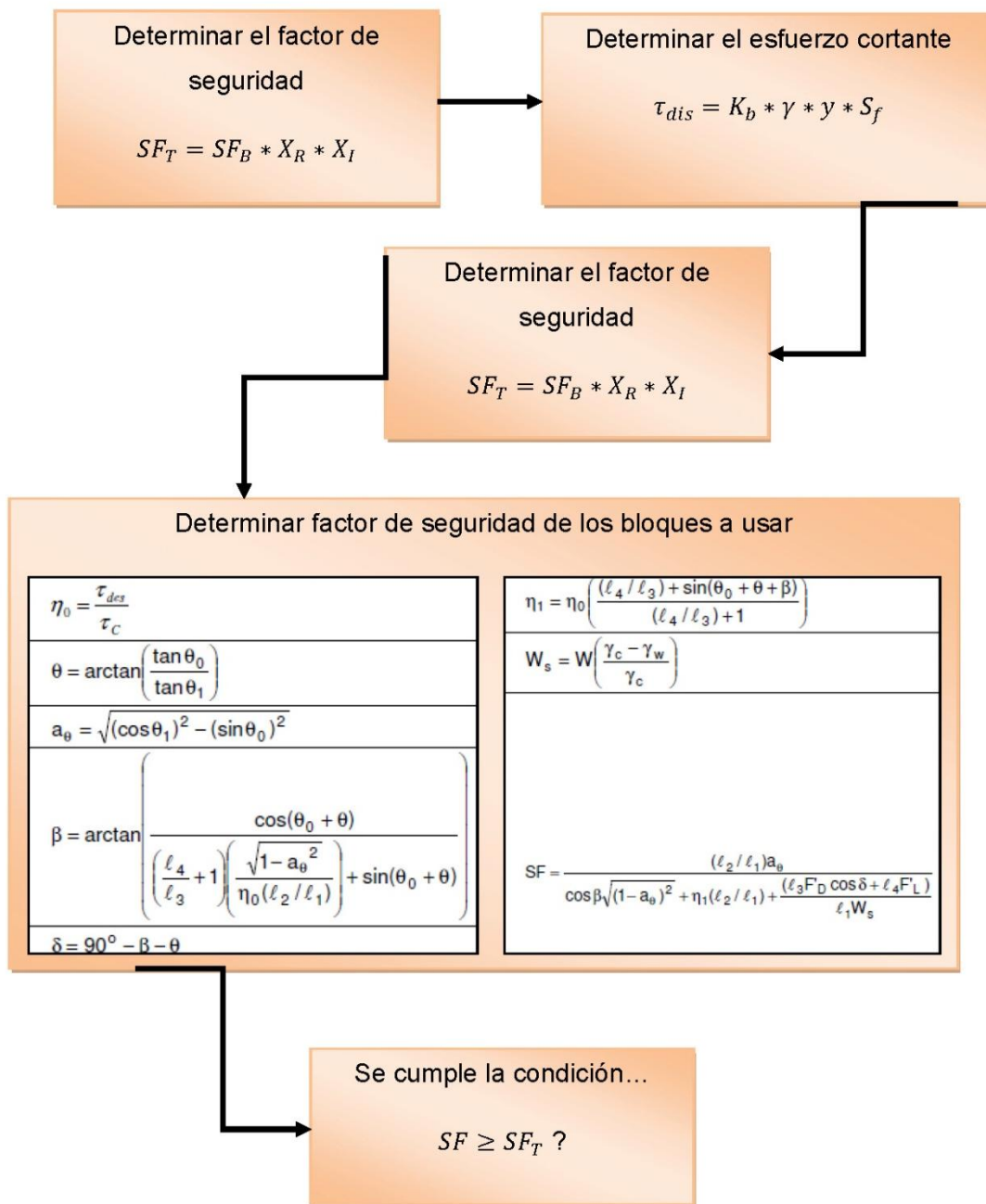
(TENSAR INTERNATIONAL CORPORATION, 2012)

# VII. COMPARACIÓN ENTRE MÉTODOS

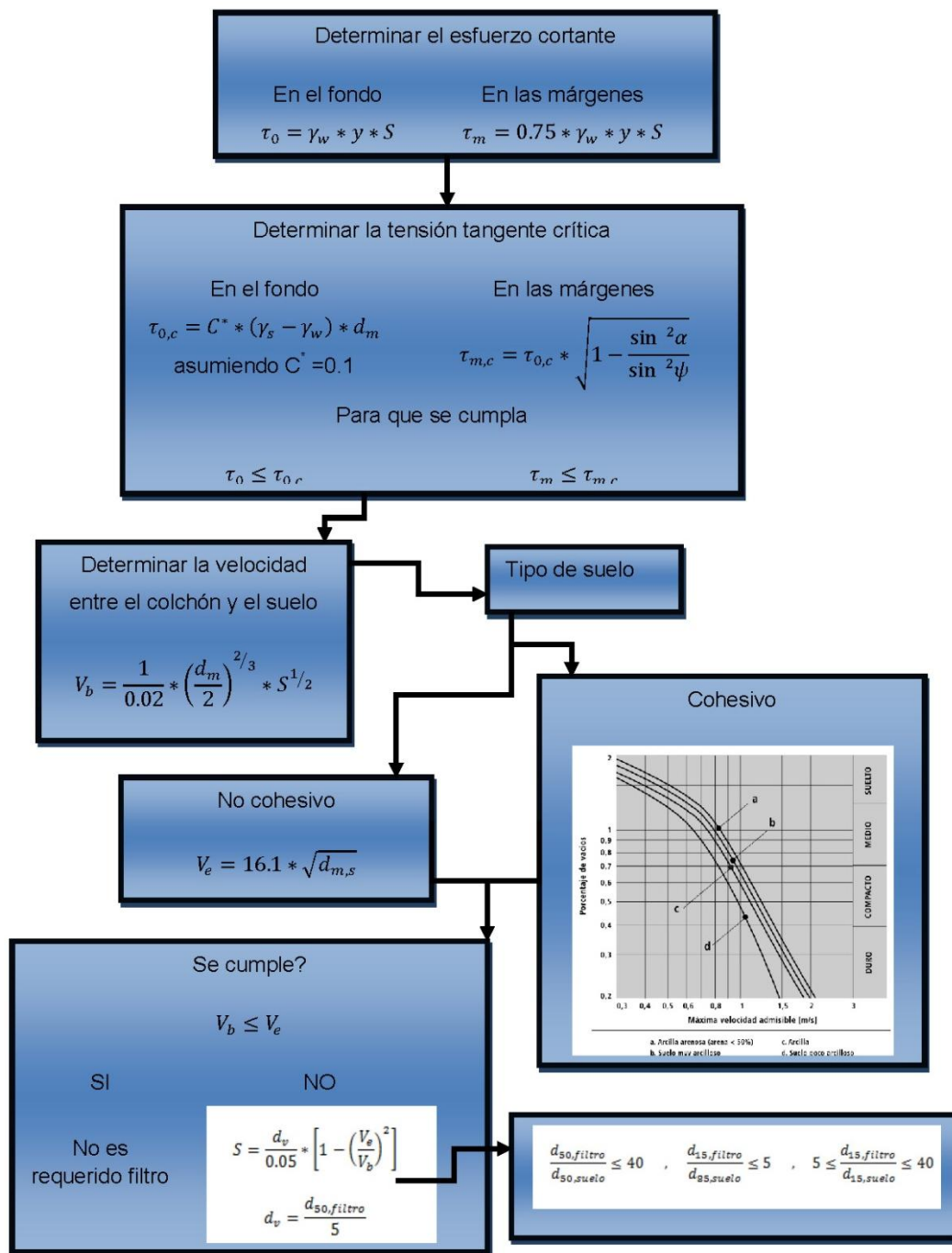
## A. DIAGRAMA DE FLUJO RIPRAP



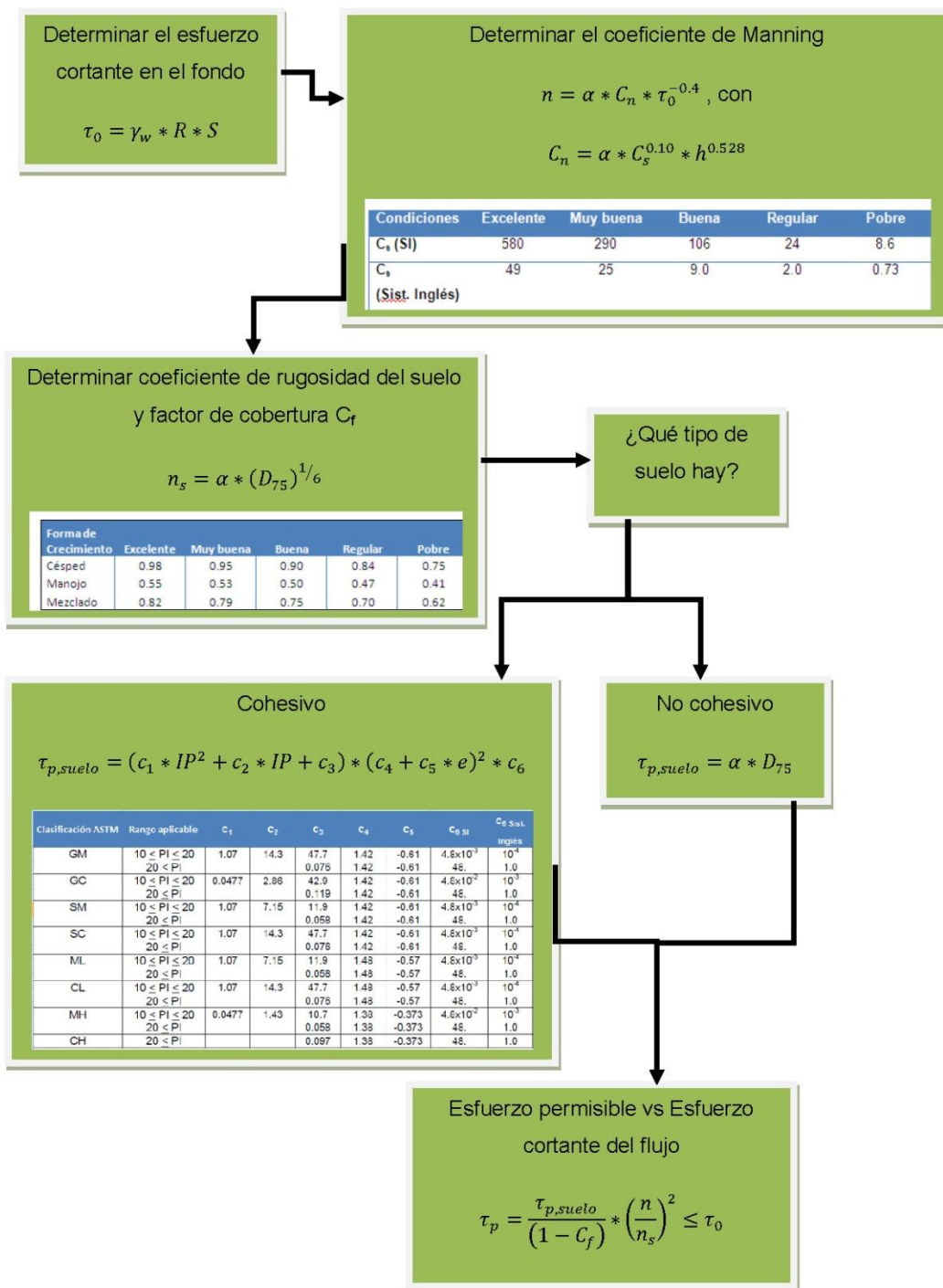
## B. DIAGRAMA DE FLUJO BLOQUES DE CONCRETO



## C. DIAGRAMA DE FLUJO COLCHÓN DE GAVIONES



# D. DIAGRAMA DE FLUJO MANTOS DE CONTROL DE EROSIÓN



## VIII. CONCLUSIONES

- En sitios en donde no se encuentran rocas de gran tamaño, los revestimientos con riprap dejan de ser una buena opción. Como solución se pueden emplear revestimientos con gaviones, que requieren rocas de menor tamaño.
- Un parámetro para la selección del sistema de protección contra erosión a usar es la velocidad que presenta el río, ya que algunos de los métodos descritos pueden ser usados para velocidades bajas, como es el caso de los bloques de concreto, y para velocidades mayores como es el caso de los mantos de control de erosión, del riprap o de los gaviones.
- En ríos con baja profundidad que se alteran drásticamente con las crecidas, aumentando su nivel considerablemente, se pueden emplear mantos de control de erosión para proteger las zonas, ya que la vegetación les brinda un excelente recubrimiento reforzando el suelo.
- La instalación y el diseño de filtros entre el revestimiento y el suelo a proteger es de suma importancia ya que con ello se logra alargar la vida útil del sistema de protección y se reduce el riesgo del aumento de la presión de poro en el suelo, ya que se logra tener una capa drenante, así como una mayor protección a la migración de suelo fino a través del revestimiento.
- La protección del pie del talud es vital para que la socavación que se genera en la parte baja del estribo no debilite la estructura y pueda incluso hacer que falle el puente.

## **IX. RECOMENDACIONES**

- Antes de iniciar el diseño de cualquier sistema de protección contra erosión de un puente se debe de analizar el flujo del río, las condiciones que este presenta tanto aguas arriba como aguas abajo, cambios que se hayan generado en el cauce del río tales como construcciones de presas, otros puentes, entre otras.
- Se deben realizar estudios hidráulicos para conocer las características del flujo del agua, estudios hidrológicos para determinar la cantidad de lluvia que no es absorbida por el suelo y se transforma en escorrentía, el área de la cuenca, la topografía del lugar, incluso se puede hablar con personas que vivan en las cercanías de la zona a analizar para que nos informen acerca de los niveles del río en las crecidas, y tomar todos estos factores en el diseño y así poder revestir eficientemente los estribos de los puentes.
- Se recomienda analizar por separado cada estribo a revestir, por muy similares que puedan parecer los puentes, las condiciones en cada uno de ellos difieren de los otros.

## X. BIBLIOGRAFÍA

Adams, M., Nicks, J., Stabile, T., Wu, J., Schatter, W., & Hartmann, J. (2011). *Geosynthetic Reinforced Soil Integrated Bridge System Interim Implementation Guide*. Federal Highway Administration.

Amanco. *Geosintéticos Pavco, Guía de Instalación: Mantos para Control de Erosión*.

Ayres Associates. (2004). *Field Manual: Scour Critical Bridges: High-Flow Monitoring and Emergency Procedures*. Idaho Transportation Department, Fort Collins, Colorado.

Chase, E. D. (2009). *Point Bonita Lighthouse Suspension Bridge, Trail and Access Road, Coastal Erosion Study Report*. Federal Highway Administration, California.

FHWA. (2009). *Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures: Experience, Selection and Design Guidance - Third Edition, Volume 1 and 2 (HEC 23)*. Fort Collins, Colorado.

FHWA. (1989). *Design of Riprap Revetment (HEC 11)*.

FHWA. (2005). *Design of Roadside Channels with Flexible Linings (HEC-15)*. Denver, CO.

FHWA. (2001). *Evaluating Scour at Bridges (HEC-18)*. Washington, D.C.

FHWA. (2002). *Transportation Research Board 2002 Annual Meeting Presentations from Workshop on Plan of Action for Scour Critical Bridges*.

Geosistemas PAVCO S.A. (2009). *Manual de Diseño con Geosintéticos* (Octava ed.). Bogotá D.C., Colombia.

Jaimes, F. (1977). Los gaviones y el control de erosión. *Conferencia Regional de Geotecnia del Oriente Colombiano*. Bucaramanga.

Lagasse, P. F., Clopper, P. E., Pagán-Ortiz, J. E., Zevenbergen, L. W., Arneson, L. A., Shall, J. D., y otros. (2009). *Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures: Experience, Selection, and Design Guidance-Third Edition, Volume 1*. Federal Highway Administration, Fort Collins, Colorado.

Maccaferri. (2006). *Case History: Morococha*. Perú.

Maccaferri. (2008). *Case History: Río Uruguay*. Concepción do Uruguay, Argentina.

Maccaferri. (2001). *Revestimiento de Canales y Cursos de Agua*.

McCullah, J. (2000). *Erosion draw 3.0*. (CD).

Productos de Concreto S.A. (2008). *CATALOGO ARMORFLEX, Protección de cauces de ríos*.

Productos de Concreto, S.A. (2008). *ARMORFLEX Protección de Cauces de Ríos*. Costa Rica.

Searcy, J. K. (1965). *Design of Roadside Channels*. Federal Highway Administration.

Sturm, T. W. (2004). *Enhanced Abutment Scour Studies*. Federal Highway Administration, Atlanta, GA.

Suárez de Castro, F. (1979). *Conservación de Suelos*. San José, Costa Rica: Instituto Interamericano de Cooperación para la Agricultura (IICA).

Suárez Díaz, J. (2001). *Control de Erosión en Zonas Tropicales*. División Editorial y de Publicaciones Universidad Industrial de Santander.

TENSAR INTERNATIONAL CORPORATION. (2012). *North American Green*. Recuperado el Enero de 2012, de [www.nagreen.com](http://www.nagreen.com)

U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. (2003). *Standard Specifications for Construction of Roads and Bridges on Federal Highway Projects*. Federal Highway Administration.