

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**

**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**

**SECCION DE POSGRADO**



**“CONTROL DE EROSION DE RIBERAS MEDIANTE  
ENROCADOS EN EL MANEJO DE CUENCAS”**

**TESIS**

**PARA OPTAR EL GRADO DE MAESTRO  
MENCION EN INGENIERIA HIDRÁULICA**

**Ing. Jaime Casafranca Medina**

**Lima – Perú**

**2005**

## RESUMEN

La presente investigación se realizó con el objeto de incrementar el conocimiento y entendimiento sobre el diseño de enrocados, elemento común de protección de ríos y riberas, analizando metodologías de determinación de diámetro de piedra estable que se basan en el esfuerzo cortante aplicado a las partículas considerando fluctuaciones de velocidad y sin tomarlas en cuenta. Estos procedimientos son los llamados métodos de Estabilidad de Momentos (Factores de seguridad). Asimismo considerando que el método anterior es complejo, se analizaron también las metodologías basadas en la velocidad que han sido concebidas considerando las observaciones de enrocados existentes, como los métodos de la ASCE, CABSRS, FHWA, y los determinados a partir de ensayos experimentales como USBR y USACE, con sus respectivas limitaciones. Además, se llevó a cabo una inspección en los enrocados existentes en el sur de Perú, donde se realizó un diagnóstico de la estructura y de los métodos utilizados. Las inspecciones se llevaron a cabo en los ríos Ica, Pisco, Matagente-Chincha, Yucaes y Chillico en Ayacucho y el río Rímac Tramo Urb. Sol de Huampaní en Lima, que en épocas de lluvia incrementan sus caudales y niveles, lo que se acentúa con la presencia del Fenómeno de El Niño.

Es necesario proteger las diferentes riberas contra la erosión y las inundaciones, como parte del Manejo de Cuencas. Considerando las características geométricas y utilizando el programa HECRAS v. 3.1.0 se determinaron las condiciones hidráulicas de cada río y utilizando los métodos mencionados anteriormente se evaluó la resistencia del elemento existente contra los efectos hidrodinámicos del flujo. Del diagnóstico realizado en campo, se concluye que en el Perú no se aplica de manera efectiva una metodología de determinación del factor importante que es la piedra estable, por lo que se proporciona gráficos para velocidades entre 2 y 3 m/s y además una guía de diseño de enrocados de fácil aplicación, en donde se recomiendan los métodos adecuados a los ríos peruanos que en su mayoría presentan pendiente considerable (hasta del 6%), para que de esta forma se tenga un sustento técnico en las futuras construcciones de defensas ribereñas con enrocados.

## **“Control de Erosión de Riberas mediante Enrocados en el Manejo de Cuencas”**

### INDICE

	Pág.
Resumen	
Abstract	ii
Índice	iii
Relación de cuadros	vi
Relación de figuras	vii
Símbolos y abreviaturas	x
Capítulo I: Introducción al Problema de Estudio	1
1.1 Introducción	1
1.2 Antecedentes y Justificación	2
1.3 Problemática	3
1.4 Marco Teórico. Revisión de literatura	4
1.5 Objetivos y utilidad de la investigación	5
1.6 Metodología de la investigación	6
1.7 Organización de la investigación	6
Capítulo II: La erosión de riberas en el Manejo de Cuencas	
2.1 Organización y Filosofía general	8
2.2 Inestabilidad de márgenes	12
2.3 El entorno fluvial	14
2.4 Criterios generales	17
2.5 Uso de enrocados en defensas ribereñas	18
2.5.1 Características	19
2.5.2 Ventajas	20
2.5.3 Factores generales que intervienen en el diseño	20
2.6 Factores Hidráulicos de Diseño	21

2.6.1 Caudales	21
2.6.2 Secciones transversales	21
2.6.3 Resistencia al flujo	22
Capítulo III: Análisis y Diseño del Enrocado	23
3.1 Análisis de la Estabilidad del Enrocado	23
3.1.1 Estabilidad en la ribera	23
3.1.2 Diseño simplificado para enrocados sobre un talud	26
3.1.3 Estabilidad del enrocado en el lecho inclinado	27
3.2 Métodos que Consideran la Velocidad	29
3.2.1 Método de la ASCE	29
3.2.2 Método del USBR	30
3.2.3 Método de California Bank and Shore Rock Slope Protection	32
3.2.4 Método de la FHWA	34
3.2.5 Método del US Army Corps of Engineers	35
3.3 Análisis de Estabilidad considerando Fluctuaciones de Velocidades	39
3.3.1 Estabilidad del enrocado en el lecho	41
3.3.2 Estabilidad del enrocado en el talud	43
3.3.3 Distribución de la velocidad cerca del lecho rugoso	46
3.3.4 Relación levantamiento / esfuerzo de corte	51
3.4 Diseño del Filtro de Protección	54
3.4.1 Filtros granulares	54
3.4.2 Filtros tejidos (geotextiles)	55
3.5 Dimensiones del Enrocado	56
3.5.1 Distribución granulométrica	56
3.5.2 Espesor del revestimiento	57
3.5.3 Extensión longitudinal	58
3.5.4 Extensión vertical	60
3.5.5 Profundidad del pie de talud	61
3.5.6 Esquema de protección	61
3.6 Normas ASTM para control de erosión	63
3.7 Procedimiento para el diseño de enrocados	65
3.8 Procedimiento constructivo de enrocados	67

Capítulo IV: Diagnóstico de Enrocados Existentes	72
4.1 Ica	73
4.2 Pisco-Chincha	83
4.3 Ayacucho	89
4.4 Lima	95
Capítulo V: Evaluación y Proceso de datos obtenidos	99
5.1 Comparación de los métodos de factores de Seguridad	99
5.1.1 Sin considerar fluctuaciones de velocidad, en el lecho y ribera	99
5.1.2 Considerando fluctuaciones de velocidad, en el lecho y ribera	100
5.2 Aplicación de los métodos de velocidad	107
5.3 Discusión de los métodos utilizados	111
Capítulo VI: Conclusiones y Recomendaciones	116
6.1 Conclusiones	116
6.2 Recomendaciones	119
Bibliografía	120
Apéndice: Guía de Diseño de Enrocados	
Anexos	
Base de datos de los estudios métodos USACE y FHWA	
Fotos	
Reportes tabulares del HEC RAS	
Reportes gráficos del HEC RAS	
Reportes del Diseño de enrocados	
Reportes de los métodos de estabilidad de momentos	

**Relación de cuadros**

Cuadro 3.1. Criterios para la Selección de Factores de Seguridad (HEC 11. Federal Highway of Administration 1989)	38
Cuadro 3.2. Valores para el borde libre	60
Cuadro 3.3. Especificaciones ASTM para Control de Erosión y sedimentos	64
Cuadro 4.1. Información recopilada - Ica	76
Cuadro 4.2. Información recopilada_Pisco_Chincha	88
Cuadro 4.3. Información recopilada Ayacucho	94
Cuadro 4.4. Información recopilada Lima	98
Cuadro 5.1. Determinación del tamaño de piedra estable para inicio de movimiento	99
Cuadro 5.2. Determinación del tamaño de piedra estable considerando fluctuaciones de velocidad	101
Cuadro 5.3. Porcentaje de seguridad con los métodos aplicados	105
Cuadro 5.4. Reporte de Resultados del Diseño de Enrocados	107
Cuadro 5.5. Resumen de diámetros estables de los ríos en estudio determinados con los métodos de velocidad	109
Cuadro 5.6. Elementos de los enrocados en las zonas de estudio	110

**Relación de figuras**

Figura 2.1. Arbol de los factores que afectan la estabilidad de los encauzamientos (Pilarczyk 1990)	11
Figura 2.2. El lecho de los ríos de sierra (Yucaes-Ayacucho) están constituidos por cantos rodados y abundante bolonería.	16
Figura 3.1. Esquema de Fuerzas actuantes en un elemento del Enrocado (Simons and Sentürk 1977)	24
Figura 3.2. Estabilidad del enrocado en el lecho	28
Figura 3.3. Diámetro de piedra estable con $S_s=2.65$	32
Figura 3.4. Factor de corrección de velocidad en cauces curvos (USACE 1994)	36
Figura 3.5. Gráfico para la determinación del ángulo de reposo del material considerando el diámetro ( Simons y Senturk 1977)	38
Figura 3.6. Diagrama de fuerzas correspondiente al inicio del movimiento sobre un lecho horizontal y talud de ribera	40
Figura 3.7. Distribución de la turbulencia de la velocidad media en la proximidad al lecho rugoso. Rango rugoso (Christensen 1972)	51
Figura 3.8. Relación levantamiento / esfuerzo de corte en función de la relación rugosidad / tamaño de grano efectivo (Christensen 1972).	53
Figura 3.9. Graduación sugerida por Simons (1977)	57
Figura 3.10. Extensión longitudinal de la protección en cauces Alineados y curvos	59
Figura 3.11. Esquema de Protección con Enrocado	62
Figura 3.12. Procedimiento para el diseño con Enrocado (HEC11-FHWA 1994)	66
Figura 4.1. Plano de sección transversal ejecutado aguas arriba de la bocatoma La Achirana	75
Figura 4.2. Sección típica del enrocado en la quebrada tortolitas	76
Figura 4.3. Sección Km 0+160 del tramo de protección aguas arriba de la bocatoma la Achirana, río Ica. Distribución de velocidades obtenida con la simulación del HEC RAS.	77
Figura 4.4. Sección Km 0+420 del tramo de protección Quebrada Tortolitas, afluente del río Ica. Distribución de velocidades obtenida con la simulación del HEC RAS.	77
Figura 4.5. Sección típica del enrocado San Juan de Macacona	79
Figura 4.6. Sección típica del enrocado colocado en la quebrada Cansas	80
Figura 4.7. Sección Km 49+250 del tramo de protección	

Macacona, río Ica. Distribución de velocidades obtenida con la simulación del HEC RAS.	81
Figura 4.8. Sección Km 2+000 del tramo de protección Cruce canal La Achirana, Quebrada Cansas. Distribución de velocidades obtenida con la simulación del HEC RAS.	81
Figura 4.9. Sección típica del revestimiento con enrocado Río Pisco Sector Bernales.	84
Figura 4.10. Sección Km 0+060 del tramo de protección Bernales del río Pisco . Distribución de velocidades obtenida con la simulación del HEC RAS.	85
Figura 4.11. Sección Km 0+100 del tramo de protección Wiracocha del río Matagente en Chincha . Distribución de velocidades obtenida con la simulación del HEC RAS.	86
Figura 4.12. Sección típica de enrocado Río Matagente Sector Wiracocha Chincha.	87
Figura 4.13. Planta del río Yucaes y sección típica del enrocado	90
Figura 4.14. Sección Km 0+100 del tramo de protección, río Yucaes – Ayacucho, distribución de velocidades obtenida con la simulación del HEC RAS.	91
Figura 4.15. Planta del río Chillico y sección típica del enrocado	92
Figura 4.16. Sección Km 0+150 del tramo de protección, río Chillico – Ayacucho, distribución de velocidades obtenida con la simulación del HEC RAS.	93
Figura 4.17. Sección Nº 10 del tramo de protección, río Rimac tramo Urb. Sol de Huampaní, Lima, distribución de velocidades y niveles de inundación obtenidos con la simulación del HEC RAS.	96
Figura 4.18. Esquema del enrocado de protección, río Rímac tramo Urb. Sol de Huampaní, Lima 2001.	97
Figura 5.1 Comparación de Métodos en el cálculo del Diámetro estable, considerando fluctuación de velocidades (CFV ) y sin considerar fluctuación de velocidades (SFV)	102
Figura 5.2. Factores de Seguridad obtenidos sin considerar fluctuaciones de velocidad (SFV) y considerando fluctuaciones de velocidad (CFV) para el inicio del movimiento	103
Figura 5.3. Diámetro de piedra estable obtenidos considerando y sin considerar fluctuación de velocidades	104
Figura 5.4. Factores de Seguridad obtenidos considerando y sin considerar fluctuaciones de velocidad en el talud	105
Figura 5.5. Diámetros de piedra obtenidos considerando y sin	



considerar fluctuaciones de velocidad en el lecho del río	106
Figura 5.6. Factores de Seguridad obtenidos considerando y sin considerar fluctuaciones de velocidad en el lecho del río	107
Figura 5.7. Diámetro estable determinado con la velocidad considerando un FS=1.2	112
Figura 5.8. Diámetro estable determinado con la velocidad considerando un FS=1.5	112
Figura 5.9. Diámetro estable determinado con la velocidad considerando un FS=2.00	113
Figura 5.10. Gráfico para determinar el tamaño de piedra estable en función de la velocidad	114
Figura 5.11. Gráfico para determinar el tamaño de piedra estable en función del tirante	115

**Simbolos y abreviaturas**

$\theta$	ángulo del talud de la ribera ( $^{\circ}$ )
$\phi$	ángulo de reposo del material ( $^{\circ}$ )
$\lambda$	ángulo entre la horizontal y un campo de velocidades ( $^{\circ}$ )
$\tau_o$	esfuerzo de corte, fuerza tractiva en $\text{Kg/m}^2$
$\tau_c$	esfuerzo cortante crítico ( $\text{Kg/m}^2$ )
$\tau_h$	esfuerzo de corte instantáneo en el lecho horizontal ( $\text{Kg/m}^2$ )
$\tau_b$	esfuerzo de corte instantáneo en la ribera ( $\text{Kg/m}^2$ )
$\tau_o$	promedio del esfuerzo de corte del lecho ( $\text{Kg/m}^2$ )
$\tau_{cr,h}$	esfuerzo de corte crítico lecho horizontal no cohesivo ( $\text{Kg/m}^2$ )
$\tau_{cr,b}$	esfuerzo de corte crítico talud de ribera no cohesivo ( $\text{Kg/m}^2$ )
$\lambda_h$	levantamiento por unidad de área en el lecho horizontal (F)
$\lambda_b$	levantamiento por unidad de área en la ribera (F)
$\lambda$	promedio del levantamiento por unidad de área (F)
	número de estabilidad
$\alpha$	pendiente hidráulica (m/m)
$\rho$	densidad del fluido ( $\text{Kg/m}^3$ )
$\nu$	viscosidad cinemática del fluido (
$\kappa$	constante de Von Kármán
$\beta$	factor de longitud de mezcla forzada
$u'$	valor instantáneo de la fluctuación de velocidad
$u$	valor promedio de la velocidad
$u_{35}$	velocidad promedio medida a una distancia $y = 0.35 D_{35}$ (m/s)
$u_r$	velocidad de corte (m/s)
	desviación estándar de $u'$
$n$	$= u'/\sigma_u$ es la fluctuación de velocidades normalizada
$l$	longitud de mezcla (m)
Re	Número de Reynolds
$S_s$	gravedad específica, peso específico relativo
$F_L$	fuerza de levantamiento o sustentación (F)
$F_D$	fuerza de arrastre (F)
$W_s$	peso de la partícula sumergida en Kg
$V$	velocidad en m/s
$V_s$	velocidad frente a la partícula en m

$V_{ss}$	velocidad local de profundidad media en m
$V_{prom}$	velocidad promedio aguas arriba de una curva en m
$Y$	tirante de agua en m
$Y_s$	profundidad máxima de socavación local en m
$K$	grano representativo del lecho en m
$k$	rugosidad de grano equivalente en m
$C$	coeficiente de corrección de estabilidad de la piedra.
$C_s$	coeficiente de estabilidad para falla inicial
$C_v$	coeficiente de distribución vertical de velocidades
$C_T$	coeficiente de espesor
$C_L$	coeficiente de levantamiento
$K_1$	coeficiente de corrección el talud
$R$	Radio de curvatura del cauce (m)
$B$	Ancho superficial del cauce (m)
$D_s$	tamaño de piedra en m
$D_{100}$	tamaño de partícula del cual el 100% es más fino en peso, (m)
$D_{85}$	tamaño de partícula del cual el 85% es más fino en peso, (m)
$D_{50}$	diámetro medio del material del lecho del cauce (m)
$D_{35}$	tamaño de grano del cual el 35% es más fino en peso, (m)
$D_{30}$	tamaño de partícula del cual el 30% es más fino en peso, (m)
$D_{15}$	tamaño de partícula del cual el 15% es más fino en peso, (m)
$G$	peso flotante por unidad de área (kg/m <sup>2</sup> )
$g$	gravedad en m/s <sup>2</sup>
$r$	tamaño de grano
1V:XH	inclinación del talud
FS	factor de seguridad
$S_f$	factor de seguridad
$H_m$	Extensión vertical del enrocado (m)
$B_L$	borde libre (m)
ASCE	American Society of Civil Engineers
USBR	United States Bureau of Reclamation
CABSRSP	California Bank and Shore Rock Slope Protection
FHWA	Federal Highway Administration
USACE	United States Army Corps of Engineers
ASTM	American Standard Testing of Materials
HEC RAS	Hydrologic Engineering Center River Analysis System
PERPEC	Programa Especial de Rehabilitación y protección de cauces
ATDR	Agencia Técnica del Distrito de Riego

## CAPITULO I

### INTRODUCCIÓN AL PROBLEMA DE ESTUDIO

#### 1.1 INTRODUCCIÓN

El Manejo de Cuencas Hidrográficas en nuestro país cumple un rol importante en la problemática ambiental. Por esta razón, se enfoca desde un punto de vista integral; pues se trata de la interrelación de usos de suelos, medidas de protección, manejo y control. Además, un enfoque integral requiere que se involucren diferentes disciplinas y técnicas, por ejemplo la ingeniería de ríos, ingeniería económica, ambiental, técnicas de modelamiento matemático y físico, técnicas de monitoreo, etc. La función del manejo no solo proporciona un programa de investigación integrada propia, sino también construye un puente entre la investigación y la aplicación práctica. Este último punto es muy importante para la implementación de los resultados de la investigación.

Por otra parte la erosión de riberas involucra pérdidas económicas y naturales, afectando de este modo el equilibrio de la cuenca. Esta es la razón por la que se desarrollan medidas de protección contra la erosión fluvial, utilizando diferentes formas y tipos. Considerando esta situación se deben presentar resultados de investigaciones como por ejemplo guías de métodos para seleccionar revestimientos adecuados en riberas o recomendaciones de diseño para protección de riberas, y aspectos estructurales para riberas ambientalmente aceptables, restauración de ríos y riberas, etc.

Una forma común de control de erosión de riberas es mediante el uso del Enrocado, que si bien en nuestro país su estudio es incipiente, o casi nulo, es eficiente mientras se aplique de un modo adecuado. Además, el tema de prevención exige estudios adecuados, para evitar desastres, por lo que es necesario proveer

de herramientas y capacitación a los profesionales que intervengan en este trabajo.

La presente investigación se realiza con el objeto de incrementar el conocimiento y entendimiento sobre el diseño de enrocados, tomando metodologías de determinación de diámetro de piedra estable que han sido ensayados en modelos hidráulicos y observados en la aplicación de los ríos por parte de las instituciones norteamericanas, que vienen actualizándose continuamente, y adecuarlas a nuestra realidad. Así mismo se recomienda las características necesarias para la resistencia adecuada de la protección frente a los efectos hidrodinámicos del flujo en los ríos.

Considerando lo anterior se ha tomado como ámbito de estudio los enrocados existentes en el sur del país, realizando un diagnóstico de su estructura y los métodos utilizados, entre los que se encuentran en los ríos Ica, Pisco, Matagente-Chincha; Yucaes y Chillico en Ayacucho y río Rímac Tramo Urb. Sol de Huampaní en Lima. Estos lugares se encuentran sometidos a intensas crecidas de los niveles de sus ríos en los meses de noviembre a abril, por esta razón es necesario proteger los diferentes suelos contra la erosión y las inundaciones.

## **1.2 ANTECEDENTES Y JUSTIFICACIÓN**

Debido a los peligros de inundaciones y pérdidas de suelos a los que está expuesta una cuenca, y nosotros como parte integrante de ésta, las defensas ribereñas se han constituido en una forma de protección, cualquiera fuera el tipo. La intervención sobre riberas y márgenes se enfrenta a un problema fluvial de gran envergadura. El elemento estructural a proyectar debe tener una resistencia suficiente, que sea conveniente y que esté ajustada al potencial erosivo del río en ese punto. Considerando que las protecciones son más caras cuanto más rígidas y resistentes, la discusión tipológica se sitúa en el marco de diseño, por lo que es necesario disponer de

herramientas de cálculo que permitan al ingeniero dos cosas: estimar el grado de seguridad de proyecto, y dimensionar los espesores, distribución y longitud de los elementos empleados en cada una de las unidades de obra dispuestas.

El material disponible cercano a la mayoría de nuestros ríos es la piedra; sin embargo en nuestro país, no se ha implementado o sistematizado una metodología para determinar el tamaño o diámetro capaz de resistir las fuerzas hidrodinámicas de la corriente, taludes adecuados de los terraplenes, filtros, gradación del material, espesores, tipo de colocación, etc. Se debe entender que un río es diferente a otro, su comportamiento fluvial es distinto, por lo que cada defensa ribereña requiere un estudio particular, dentro de lo posible.

Las obras de emergencia, si bien no incluyen los estudios necesarios, se construyen con frecuencia. Por esta razón la investigación proporciona los lineamientos necesarios y entendibles para una protección eficiente.

Finalmente, es preciso señalar que gran parte de la motivación proviene de la necesidad de investigar especialmente aquellos aspectos útiles para nuestra realidad, con el objeto de conocer nuestro entorno y orientar la investigación a la solución de problemas.

### **1.3 PROBLEMÁTICA**

En el contexto de nuestro país, para el periodo de lluvias y del Fenómeno de El Niño, el Gobierno programa la construcción de obras de defensa ribereñas. En 1982, El Niño tomó por sorpresa al país, con consecuencias catastróficas para la economía y la estructura urbana, especialmente en el norte; mientras que entre 1997-1998 las pérdidas alcanzaron los tres mil 500 millones de

dólares en el ámbito nacional, según informes de la Corporación Andina de Fomento (CAF).

El Ministerio de Agricultura se hace cargo del reforzamiento, descolmatación y encauzamiento de ríos; defensa de márgenes y quebradas; construcción de espigones y muros de encauzamiento; levantamiento de diques y enrocados, reconstrucción de compuertas, control de aguas en bocatomas; y el Ministerio de Transportes, otro de los sectores más sensibles en las emergencias, pone en marcha el reforzamiento de puentes y pontones; enrocado de márgenes de puentes; construcción y limpieza de badenes y muros de mampostería.

La prevención es cara pero necesaria; en el caso de la descolmatación de ríos son miles de kilómetros por trabajarse, y si no se realiza en un año, al siguiente se debe hacer dos veces. Sin embargo los trabajos de defensas ribereñas con enrocados casi no soportan un temporada fuerte de lluvias.

#### **1.4 MARCO TEORICO. REVISIÓN DE LITERATURA**

La utilización de enrocados en los ríos de nuestro territorio, muchas veces no cumplen con su cometido, debido al estudio limitado que se realiza. La bibliografía existente es escasa, siendo muy pocas las publicaciones que se refieren al cálculo de protecciones. Las tensiones tangenciales en el fondo están estudiadas a partir del transporte de sedimentos, pero son complicadas y tediosas de aplicar, no adecuadas por la pequeña cantidad que suelen tener las actuaciones en márgenes.

Existen ábacos para dimensionar enrocados, fórmulas y expresiones empíricas para protecciones en canales y ríos, estudios sobre modelo reducido de procedimiento, y experiencias que han funcionado bien en diversos casos, sin embargo la teoría existente y complicada limita proyectar situaciones genéricas.

Los ingenieros estamos por lo tanto acostumbrados a resolver problemas de muy diversa índole y a trabajar con alto grado de incertidumbre, aprovechando ideas y conceptos de otros campos podemos plantear una metodología para el que nos ocupa.

La revisión de literatura se realizó considerando las diferentes metodologías aplicadas antes de iniciar la investigación, y por facilidad de desarrollo del tema, se describe en forma detallada en el capítulo III.

## **1.5 OBJETIVOS Y UTILIDAD DE LA INVESTIGACIÓN**

Considerando la necesidad de concebir un buen proyecto de diseño de enrocados, expresado anteriormente, esta investigación tiene los siguientes objetivos:

### **1.5.1 Objetivos generales**

En el presente trabajo se desea profundizar el conocimiento sobre el diseño de enrocados, específicamente la determinación de un diámetro de piedra estable capaz de resistir las fuerzas hidrodinámicas del flujo del río, por considerarse uno de los elementos críticos e influyentes en la falla de protecciones de riberas que altera el manejo de la cuenca hidrográfica.

### **1.5.2 Objetivos específicos**

- ✓ Analizar las metodologías existentes para determinar el tamaño de piedra estable
- ✓ Evaluar y diagnosticar la aplicación de enrocados en el sur de país
- ✓ Proporcionar consideraciones técnicas de diseño de enrocados, considerando diámetro de piedra estable y demás elementos conformantes, con la finalidad de tomar en cuenta la estabilidad y resistencia.
- ✓ Proporcionar un procedimiento de cálculo adecuado a la realidad de nuestros ríos.



## **1.6 METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN**

La metodología de la investigación es teórica, con aplicación a diferentes enrocados construidos en el sur del país, previo diagnóstico de su estado actual, para luego determinar con los datos obtenidos en campo, los diferentes parámetros hidráulicos, tales como son: la velocidad, tirantes, fuerza tractiva, utilizando el programa unidimensional HEC RAS. Con los parámetros obtenidos de cada río, se procedió a calcular el diámetro estable de piedra, realizando comparaciones entre los calculados y los existentes. Se proporciona además una guía de diseño integral de enrocados y un programa de fácil y rápido manejo que determina el diámetro estable de piedra capaz de resistir las fuerzas hidrodinámicas de la corriente de agua.

## **1.7 ORGANIZACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN**

La organización de la investigación, se desarrolla de la siguiente forma:

Inicialmente considerando el problema de estudio, la justificación y antecedentes y problemática, nos enfocamos brevemente el estado de la construcción de los enrocados en nuestro país. Además nos referimos a los aspectos generales de manejo de cuencas, el uso de enrocados y sus ventajas, considerando los diferentes parámetros que intervienen en el diseño del enrocado, como factores hidráulicos y geométricos de un río, mecanismos de erosión y causas de falla de una protección de ribera.

También se ha efectuado un análisis teórico de la estabilidad del enrocado como control de erosión de riberas, en el lecho del río así como en el talud. Para el análisis se desarrolló el método de factores de seguridad sin considerar las fluctuaciones de la velocidad, los métodos de velocidad, determinados en otras realidades, para la obtención del diámetro de piedra estable, y el

análisis de la estabilidad del enrocado en el lecho y talud de un río considerando las fluctuaciones de velocidad. De igual forma se explica el diseño del filtro de protección, la determinación de la dimensión del enrocado, la granulometría o graduación, el espesor y se muestra el esquema de protección.

Además se realizó el diagnóstico de la aplicación de enrocados en el sur del país, como son: los ríos Ica, Pisco, Matagente, Yucaes, Chillico y Rímac; es decir se efectuó la obtención de los datos de campo de las protecciones de riberas; y con las herramientas anteriormente indicadas, se procedió a la evaluación de los datos obtenidos en campo, para luego proveer una guía de diseño simplificado de diseño de enrocados que consideran los métodos de velocidad y estabilidad de momentos con y sin fluctuaciones de velocidad.

## CAPITULO II

### LA EROSIÓN DE RIBERAS EN EL MANEJO DE CUENCAS

#### 2.1 ORGANIZACIÓN Y FILOSOFIA GENERAL

La administración de las defensas ribereñas, dentro del Manejo de Cuencas, debe enfocarse desde un punto de vista integral, pues se trata de la interrelación de usos de suelos, medidas de protección, manejo y control. Un enfoque integral requiere que se involucren diferentes disciplinas y técnicas, por ejemplo la ingeniería de ríos, económica, ambiental, técnicas de modelamiento matemático y físico, técnicas de monitoreo, otros. La función del manejo no solo proporciona un programa de investigación integrada propia, sino también construye un puente entre la investigación y la aplicación práctica. Este último punto es muy importante en la implementación de los resultados de investigación.

En el control o manejo de cauces, que se ubica dentro del Manejo Integral de la Cuenca, se deben considerar los siguientes conceptos:

##### **A. Control de Erosión**

Se denominan así a todas las acciones de prevención y control realizadas para mitigar la erosión producto principalmente de las inundaciones, y en caso de que esto ocurriera, inducir a que su efecto sea menos dañino a las obras que se encuentran en su recorrido.

##### **B. Manejo de Inundaciones**

Se denominan así a todas las actividades, que se realicen para atenuar, conducir y depositar el flujo, con el objeto de controlar la erosión de riberas, de modo que cuando ocurra una avenida, su

acción dinámica no cause daños a la infraestructura urbana, agraria o de riego.

### **C. Prevención y Control**

Las primeras medidas de prevención son aquellas a realizarse para disminuir los daños producidos por las inundaciones. Estas medidas son de control de erosión y están dirigidas a la prevención geomorfológica, hidrológica e hidráulica para regular el balance de agua y al manejo de cuencas.

Las medidas de control están divididas en control activo y control pasivo. El control activo se basa en contra medidas de orden técnico, control de escorrentía superficial, control de caudal, medidas estructurales de ingeniería. El control pasivo se basa en medidas de manejo del paisaje, medidas económicas y de agricultura, manejo de flora o bosque, manejo de peligros y manejo de riesgos.

### **D. Riberas**

La dimensión ribereña de cada río es diferente, es habitual que haya sido reducida o incluso destruida por la presión humana. La legislación peruana define como ribera: “El terreno mojado por las crecidas ordinarias por encima del nivel de aguas bajas además condiciona el uso del suelo y las actividades a desarrollar”. Las márgenes y las superficies aledañas son las más conflictivas, al coincidir los intereses económicos particulares con los riesgos más graves de inundación en crecidas extraordinarias y con los procesos erosivos naturales.

En el Perú, existen instituciones que desempeñan un rol importante en el manejo de control de erosión de riberas, pero no se realizan investigaciones por falta de financiamiento.

Se deben presentar resultados de investigaciones como por ejemplo guías de métodos para seleccionar revestimientos adecuados en riberas, recomendaciones de diseño para protección de riberas, aspectos estructurales para riberas ambientalmente aceptables, restauración de ríos y riberas, otros.

La ayuda para identificar y definir el problema, es entender una adecuada selección de estrategia de investigación e implementar los resultados, contando con la participación de un equipo profesional y de comités especiales. Un elemento importante en los procesos de control de calidad de diseño y ejecución de proyectos, es el árbol de factores que afectan la estabilidad de los encauzamientos proporcionados por Pilarczyk (1990), que es una herramienta para preparar programas de investigación y de proyectos de control de erosión para seleccionar las prioridades y que se muestra en la figura 2.1.

La figura 2.1 nos muestra que la falla de las defensas ribereñas se deben a las macro y micro inestabilidad producidas. En nuestro país, los eventos imprevistos y la influencia humana son los factores más resaltantes para se produzca una falla, pues nuestro territorio esta sujeto a eventos extraordinarios de lluvias y por tanto a crecidas, avenidas y huaycos (El Niño), que debilitan las defensas ribereñas ya sea por socavación de su base o simplemente porque no resisten la potencia del flujo de los ríos. A esta situación se suma, en la mayoría de veces, el diseño incorrecto, mal concebido, con poco criterio de hidráulica fluvial, que contribuyen al colapso final de una obra de defensa ribereña, más aún, cuando se tratan de “obras de emergencia”.

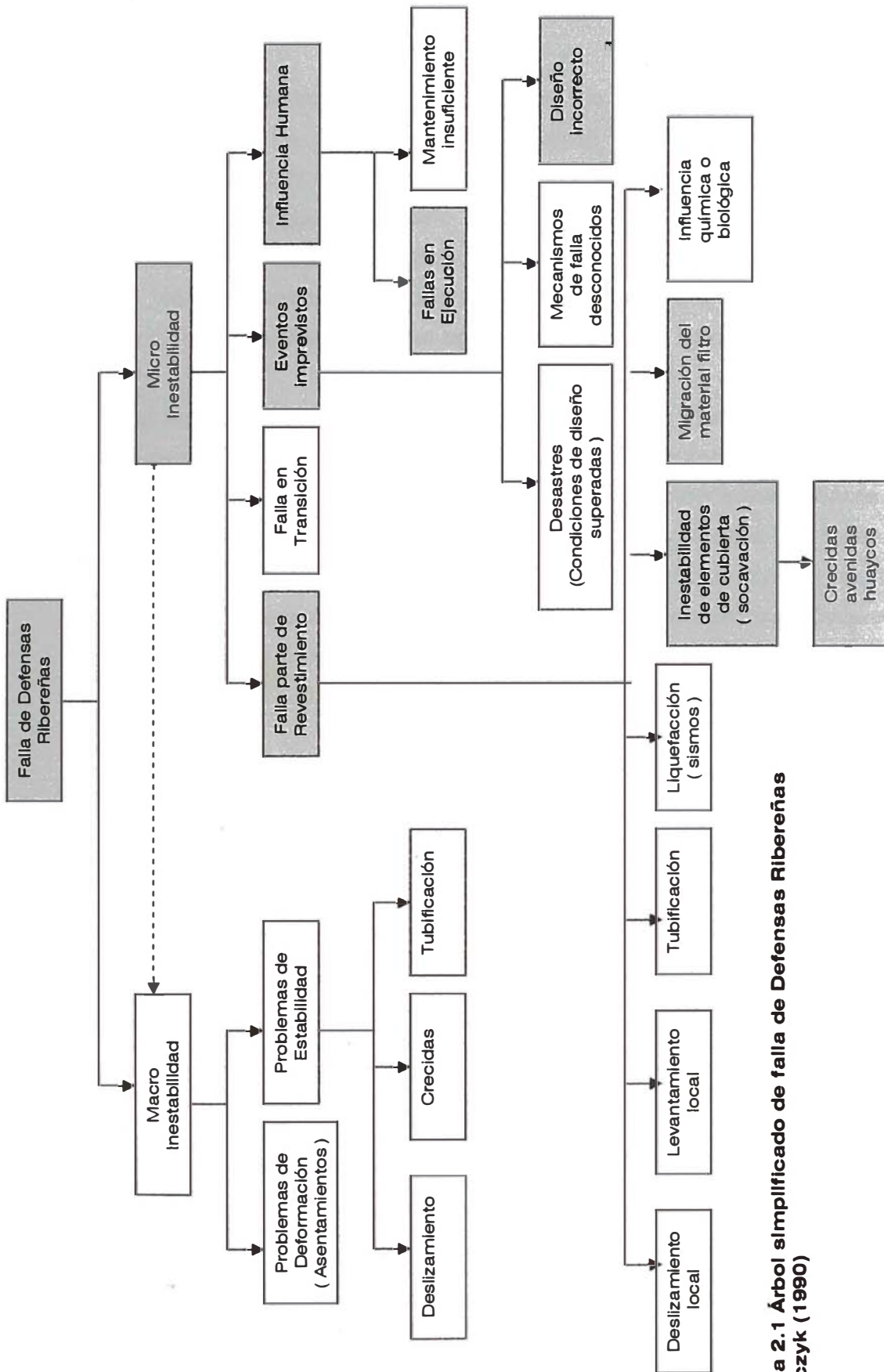


Figura 2.1 Árbol simplificado de falla de Defensas Ribereñas  
Pilarczyk (1990)

## 2.2 INESTABILIDAD DE MÁRGENES

La característica fundamental de la dinámica fluvial es la variabilidad. La actitud humana frente a los ríos es demasiado ordenadora. Un ejemplo: en muchos casos sería más barato dejar libre un meandro (permitirle evolucionar) estableciendo un sistema compensatorio para los propietarios de las terrenos limítrofes, que la vigente actitud antropocéntrica, “domadora” del medio; sin embargo la lucha contra el agua todavía sigue siendo un reto.

Los factores que afectan a la evolución de los márgenes van desde la geología o el clima, pasando por las propiedades de suelo y vegetación, morfología del cauce y sedimentación, hasta las características instantáneas del flujo. La importancia de cada uno de estos factores va asociada a la escala temporal que se considere: para órdenes de magnitud lo suficientemente pequeños, los aspectos locales serán los determinantes, mientras que para períodos de 20 a 50 años empezarán a influir factores más generales.

La inestabilidad de una margen se produce cuando se altera el equilibrio existente entre el agua, el suelo y la vegetación. Esta alteración puede ser debida a factores inherentes a la dinámica fluvial o a factores externos. Los primeros son avenidas, huaycos, corrientes, o la propia evolución del cauce (aparición y desaparición de meandros, variación de la pendiente del lecho) debida a los procesos de erosión y sedimentación. Los segundos son consecuencia de fenómenos accidentales, tales como incendios, deslizamientos de laderas o terremotos, y de la acción humana, que en general responde a objetos diversos:

- a. **Aprovechamientos agrícolas**, que al ocupar riberas y cauces alteran el ecosistema natural, apoderándose de las llanuras de inundación y talando árboles de ribera.

**b. Encauzamientos:** Son alteraciones radicales de los cauces, realizadas con métodos contundentes y destinadas a contener los límites y a conducir el curso. Son características de zonas urbanas o urbanas marginales y suelen modificar además el trazado y la anchura del cauce. El caso extremo consiste en la eliminación de meandros mediante reconducciones más rectas. Reduciendo el recorrido se aumenta la pendiente y, por tanto, la capacidad hidráulica, pero el aumento de velocidad pondrá en riesgo erosivo todo el tramo afectado.

**c. Aprovechamientos hidráulicos:** Presas, embalses, y barrajes alteran la calidad del agua y decantan los sedimentos que transporta el agua. El flujo de caudal limpio adquiere una capacidad erosiva muy alta en la fracción granulométrica depositada, debilitando los márgenes, que serán más sensibles en las crecidas.

**d. Canales de derivación y obras de paso,** que alteran el régimen fluvial natural. No tienen efectos tan agresivos como los anteriores pero reclaman atención desde el punto de vista medioambiental.

**e. Extracción de áridos:** Estas importantes alteraciones al cauce, obedecen a intereses económicos que hoy en día no pueden ser justificados, existiendo alternativas de precio y calidad equivalente. Suponen una afección temporal tan grave, que requieren una activa labor de regeneración al concluir la actividad. Teniendo en cuenta que el área extractiva se clausura con materiales de baja calidad geotécnica, la superficie final debe ser estabilizada mediante estructuras que garanticen una elevada durabilidad.

**f. Coincidencia de infraestructuras con las riberas.** En zonas de orografía abrupta, el cauce del río dibuja un estrecho pasillo entre laderas por las que es casi imposible encajar un trazado vial. Entonces las obras de infraestructura afectan a una parte de la ribera.



La primera consecuencia de todos estos procesos es la afección sobre la vegetación de ribera, cuya pérdida supone la desaparición del elemento cohesivo y protector frente a la erosión de la capa superior del suelo, potenciando la inestabilidad general del margen, a la vez que proporciona un descenso de la rugosidad de la ribera, ya que su presencia, como obstáculo, absorbe parte de la energía del agua. Como consecuencia, aumentan la velocidad y las fuerzas hidrodinámicas sobre el suelo.

Los procesos erosivos en el lecho del cauce terminan por reflejarse en los márgenes, que es un factor de riesgo presente prácticamente en la totalidad de actuaciones en ríos y que se conoce como “socavación” y que se produce cuando el “pie” (la cimentación) de la actuación se erosiona gradualmente, hasta que la margen pierde estabilidad. Es un proceso cuyas causas, fuerzas y desarrollo no pueden ser controlados en actuaciones que sólo afecten a la ribera.

### **2.3 EL ENTORNO FLUVIAL**

El estudio de cualquier práctica no puede hacerse de forma concreta, analizando los elementos que confluyen en una determinada área, sino que debe atender a la globalidad de la realidad fluvial.

El conocimiento hidrológico de la cuenca permite conocer valores de frecuencia y magnitud de los procesos de crecida ordinarios y extraordinarios, caudales medios y comportamiento estacional. Con ello se determinan los requerimientos de cálculo de capacidad hidráulica, la importancia que la posible laminación en el área de proyecto pueda tener curso abajo, el régimen climático que condiciona las especies de revegetación y el rango de mayor probabilidad de afección frente a la erosión, entre otras características que en cada caso cobrarán mayor o menor protagonismo.

En zonas de potencial desarrollo urbano o urbano-marginal es importante estudiar el aumento de aportaciones como consecuencia del aumento de escorrentía, ya que puede ser un condicionante de peso.

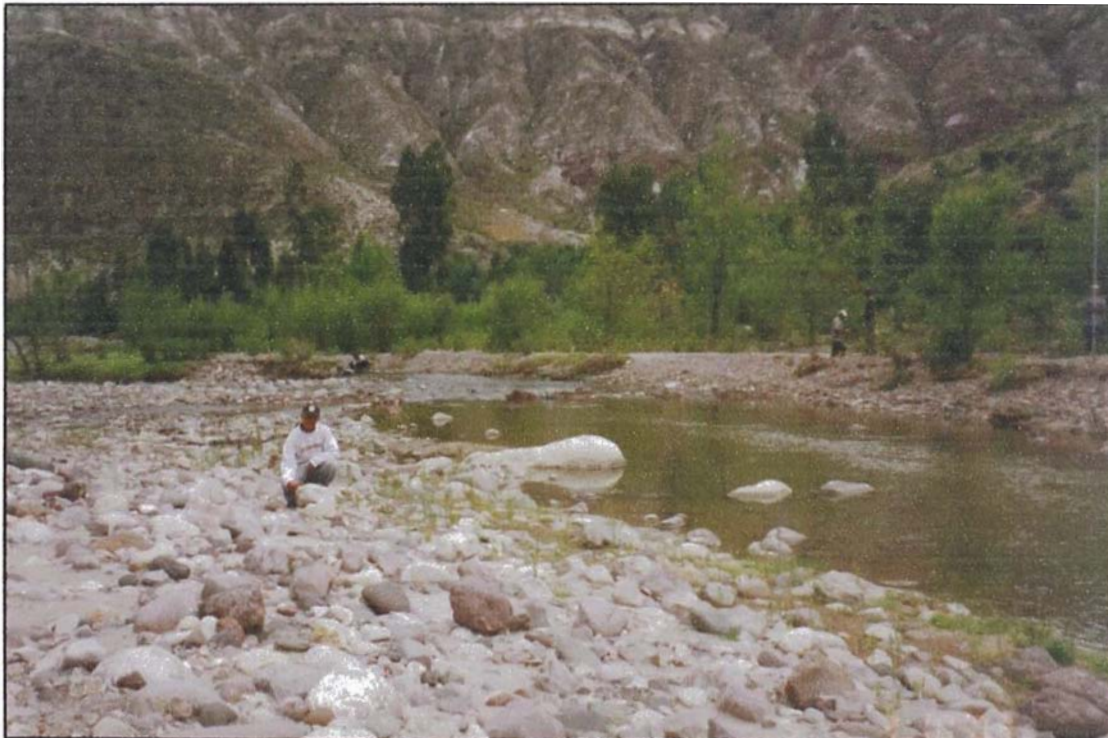
La modificación de las condiciones hidráulicas de una parte del río repercute sobre un entorno aguas arriba y abajo (en pocas ocasiones se está en régimen crítico o supercrítico). Las consecuencias de cualquier actuación deben ser estudiadas en un marco de mayor alcance, pues los proyectos sobre márgenes generalmente no disponen de medios para esta fase del estudio. La urgencia o la simple falta de atención llevan a efectuar actuaciones locales en las que no se tienen en cuenta los posibles efectos generados. Es, hoy en día, necesario afrontar el tratamiento de ríos mediante planes directores de dimensiones kilométricas. Disponer de guías de este tipo permitiría actuar controlando los efectos generados no deseados.

La actuación sobre márgenes modifica la rugosidad del cauce y altera el rozamiento del agua. Dos ideas que pueden tomarse como criterios generales son las siguientes: cualquier modificación de velocidades en ríos supone un cambio en el equilibrio erosión-sedimentación; la ruptura de este equilibrio, convierte al río claramente en erosivo, aumentando los riesgos generales en avenidas. Además se presentan dos factores desfavorables que se asocian con estas situaciones: disminuye el área de inundación, que es la que proporciona capacidad de laminación, y aumenta la proporción de transporte sólido en suspensión, que podría alcanzar valores de hasta el 25 % del caudal.

En el curso alto (ríos de sierra), la velocidad en crecida es suficiente como para movilizar bloques del orden de la tonelada de peso; los lechos son dinámicos y formados por bolonería, cantos rodados y gravas gruesas, como se muestra en la figura 2.2; mientras que las partículas menores son arrastradas por los caudales normales hacia

las zonas de menor pendiente. En las zonas bajas, el agua circula más despacio y, por lo tanto, su capacidad erosiva disminuye. Normalmente los márgenes son más débiles en esta zona y también se producen situaciones de inestabilidad. Por tanto, toda actuación ha de ser resistente a los estrictos esfuerzos a que sea sometida por la dinámica fluvial.

El medio fluvial es un conjunto de sistemas diversos que pueden ser fuente de inspiración. La observación de las especies vegetales mejor adaptadas a cada circunstancia permite comprender una gran variedad de combinaciones estructurales. Reproducir las, o simplemente potenciarlas, significa en cualquier caso una mejora en la capacidad de integración paisajística de las obras en márgenes.



**Figura.Nº 2.2. El lecho de los ríos de sierra (Yucaes-Ayacucho) están constituidos por cantos rodados y abundante bolonería.**

## 2.4 CRITERIOS GENERALES

La defensas de riberas y márgenes se enfrenta a un problema fluvial de gran envergadura. El elemento estructural a proyectar tendrá una resistencia suficiente, que es conveniente que esté ajustada al potencial erosivo del río en ese punto. Las protecciones son más caras cuanto más rígidas y resistentes.

Por otro lado, los sistemas naturales estables poseen una capacidad portante correlacionada con la fuerza del río. Así, por contraste, los elementos excesivamente duros serán ajenos al medio, difícilmente se integrarán y su impacto paisajístico durará muchos años, siempre y cuando la actuación no se convierta en un foco de degradación de la ribera, en cuyo caso el efecto negativo durará mientras no se haga una corrección activa.

El tipo de protección de ribera a utilizar debe reunir una larga serie de factores condicionantes:

**a. El espacio disponible:** Es frecuente que la presión especulativa sobre la ribera limite su dimensión natural.

**b. La composición geológica:** Por un lado, el empleo de materiales de la zona abarata los costos de la defensa; por otro lado, el estudio geotécnico de los márgenes proporciona una importante información cualitativa sobre las verdaderas necesidades de refuerzo estructural.

**c. El entorno ribereño:** Empleando las especies vegetales presentes en las zonas, siempre que sean compatibles con las protecciones de proyecto, e imitando las secciones transversales naturales en el diseño de actuaciones en riberas, se consiguen soluciones estables e integradas.

**d. El estudio hidráulico del curso:** La elección adecuada del tipo de protección depende del potencial erosivo del río, que a su vez es función de la velocidad en avenidas y del trayecto en planta. La parte interior de las curvas no es erosiva; los riesgos son máximos en los giros de mayor curvatura.

**e. El agente erosivo:** El estudio del factor de inestabilidad permite conocer el mínimo necesario para la corrección estructural. Diseñar la solución en función de ese mínimo redundará en un ahorro de dinero y reduce la afección al medio. Si la erosión se produce por la falta de cobertura vegetal, bastará con reconstruirlo y no será necesario un enrocado o muro rígido.

Por todos estos motivos, es recomendable combinar diferentes tipos resistentes, a pesar de que pueden complicarse los procesos industriales y disminuir el rendimiento. No se trata de fragmentar las obras en tramos de artesanía, sino de disponer de libertad para ajustar dos o tres tipos dentro de una misma actuación.

## **2.5 USO DE ENROCADOS EN DEFENSAS RIBEREÑAS**

El enrocado se constituye en una protección estructural flexible, y primera alternativa en ríos donde existe roca en calidad y cantidad suficiente. Sin embargo la carencia de conocimientos acerca de la estabilidad de la piedra frente las corrientes hidrodinámicas de los ríos, la convierte en vulnerable a menos que se dimensione de manera adecuada. Existen ábacos para dimensionar enrocados, fórmulas y expresiones empíricas para protecciones en canales y ríos, estudios sobre modelo reducido, y experiencias que han funcionado bien en diversos casos; sin embargo el sustento técnico existente no es suficiente de modo tal que se permita proyectar situaciones genéricas. Esto se agrava cuando no se cuenta con suficiente información de campo.

El modelo físico básico consiste en un sistema de dos capas. La externa debe resistir el contacto con el agua y la interna debe poder absorber y anclar las solicitaciones, siendo éstas, las funciones protectoras que ejerce el revestimiento en cualquier ser vivo; sus propiedades físicas coinciden con las ideales de una protección de una margen: flexibilidad, resistencia, capacidad de auto acomodo y adherencia uniforme y continua hacia el estrato de anclaje. El modelo de cálculo consecuente con estas hipótesis puede ser enunciado mediante los siguientes conceptos generales orientados a crear una sistemática práctica.

### 2.5.1 Características:

**1. Resistencia:** consiste en la comprensión de qué función estructural ejerce cada una de las partes, componentes o fenómenos físicos que el revestimiento y la base de reparto que deben resistir.

**2. Resistencia mecánica:** las características mecánicas significativas en las protecciones de márgenes son la flexibilidad, relacionada con la capacidad de adaptación a las deformaciones del terreno, la resistencia última, parámetro que indica la magnitud de los esfuerzos que podrá resistir, y la dureza, que es la propiedad superficial frente la erosión.

**3. Integración paisajística:** es un concepto de análisis ambiental. En él se incluye una serie de factores relacionados con la capacidad que la defensa tiene de relacionarse con el medio de referencia. En general, toda intervención sobre márgenes posee una finalidad paisajística, aunque ésta aparezca de forma colateral.

**4. Durabilidad:** este es el factor relacionado con el mantenimiento. El problema de la inversión en ríos está asociado al riesgo inherente a toda defensa en riberas. A pesar de los esfuerzos no se puede garantizar en cualquier caso que los plazos entre revisiones

alcancen los valores a que estamos acostumbrados en otros campos de la Ingeniería Civil; la experiencia señala como factor fundamental la “buena práctica” de estas obras.

### **2.5.2 Ventajas**

Tiene ciertas ventajas sobre otros materiales, por ejemplo: es flexible, no tiene ninguna alteración, tampoco es débil ante pequeños movimientos de la ribera producto de asentamientos u otros ajustes menores.

Su construcción no es complicada, no se necesitan equipos o prácticas especiales.

El enrocado es durable y recuperable para futuros usos.

La efectividad del costo de las piedras disponibles proporciona una alternativa viable que cualquier otro tipo de revestimientos.

Aunque el enrocado se coloque bajo el nivel de agua, no se requiere de una cimentación especial.

La apariencia del enrocado es natural y después de un periodo de tiempo la vegetación crece entre las piedras.

Finalmente cuando se concluye con su finalidad protección, las piedras son recuperadas.

### **2.5.3 Factores generales que intervienen en el diseño**

Los factores importantes a ser considerados en el diseño de una protección utilizando enrocados, como se indica en el HIRE 1990, son:

- Geometría del río y sección transversal
- Pendiente del lecho y talud de márgenes a ser protegidos relacionado con la extensión.
- Velocidad (magnitud y dirección) del flujo alrededor de la piedra, relacionado con el caudal de diseño.
- Durabilidad de la piedra
- Densidad o peso específico
- Angulo de reposo de la piedra

- Forma y angularidad de la piedra
- ¿Qué forma y peso de las piedras serían estables en el cauce?
- ¿Qué espesor de revestimiento se requiere?
- ¿Es necesario un filtro entre la ribera y el revestimiento para permitir la tubificación pero prevenir la erosión del suelo de la ribera a través del revestimiento?
- ¿Cómo se estabilizaría el revestimiento en el pie del talud?
- ¿Cómo sería la unión del revestimiento en la ribera en los extremos aguas arriba y abajo?

## **2.6 Factores Hidráulicos de Diseño**

### **2.6.1 Caudales**

En los diseños de enrocados y otros revestimientos se aplica la relación de caudal de diseño con periodos de retorno de 2 a 100 años, dependiendo del lugar a proteger y del mantenimiento que se considere realizar. Sin embargo, el diseñador debe ser consciente que en algunos casos, una descarga más baja puede producir condiciones hidráulicas adversas con respecto a la estabilidad del enrocado. Por lo que se deben evaluar diversos niveles de descarga y de este modo asegurar que el diseño sea adecuado para todas las condiciones.

Mediante un análisis hidrológico se determina la descarga de diseño, así como los factores de riesgo, y otros aspectos.

### **2.6.2 Secciones Transversales**

La geometría de la sección transversal del cauce es necesaria para establecer los parámetros de diseño, como profundidad de flujo, ancho, velocidad, radio hidráulico, etc., requeridos para los procedimientos de diseño del enrocado. Además para establecer la construcción de una sección transversal en la colocación del material del revestimiento.



Cuando el perímetro entero del cauce está estabilizado, la selección de la geometría apropiada está solo en función de las propiedades de transporte del cauce y cualquier restricción geométrica limitante. Sin embargo, cuando sólo se va a proteger la ribera del cauce, el diseño considerará la geometría del fondo del cauce existente. Por consiguiente, un solo perfil del cauce normalmente no es suficiente para establecer el diseño de la sección transversal. También se debe observar la historia de los cambios en la geometría del cauce; es decir la dinámica lateral del río.

### **2.6.3 Resistencia al flujo**

El análisis hidráulico realizado como parte del proceso de diseño del enrocado requiere la estimación del coeficiente de la rugosidad. La evaluación de esta rugosidad, se determina usando fotografías comparativas o ecuaciones de resistencia basadas en características físicas de cauces naturales. Éstas últimas se basan en las características del material del fondo del cauce, irregularidades de la superficie, variaciones en geometría de la sección, obstrucciones, vegetación, meandros, profundidad de flujo, y pendiente del cauce; además, se deben considerar los cambios estacionales. Los procedimientos para la evaluación del alcance de los coeficientes de la rugosidad promedio se detallan en diferente bibliografía.

## CAPITULO III

### ANÁLISIS Y DISEÑO DEL ENROCADO

#### 3.1 ANALISIS DE LA ESTABILIDAD DEL ENROCADO

##### 3.1.1 Estabilidad en la ribera

La estabilidad de las partículas sobre un talud, está en función de:

1. La magnitud y dirección de la velocidad del cauce
2. El ángulo del talud de la ribera  $\theta$
3. Características de las piedras incluyendo la geometría, angularidad y gravedad específica ( $S_s$ ).

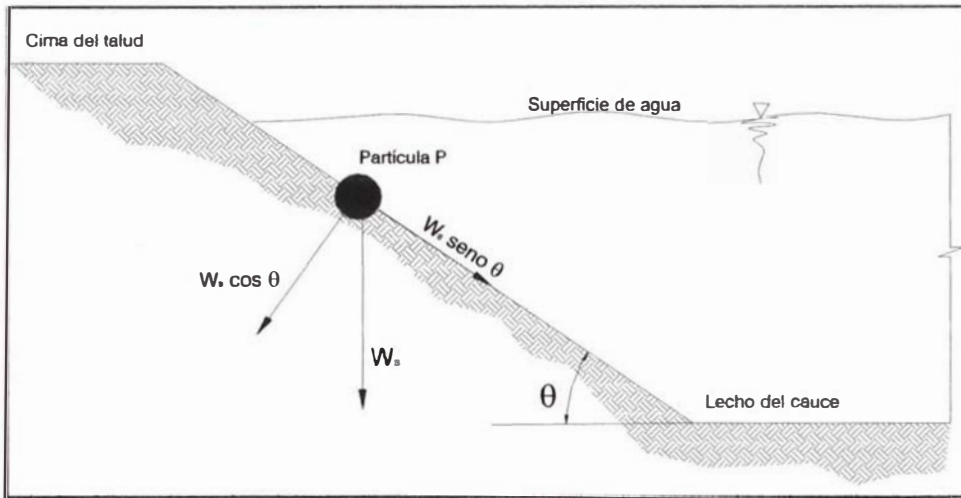
Considerando el análisis realizado por Stevens y Simons (1977), para iniciación de movimiento de partículas para gravas y piedras, se considera un flujo a lo largo de un talud, como se muestra en la figura 3.1, las fuerzas identificadas sobre la partícula P, como la presión del fluido que actúan sobre la superficie, son:

- $F_L$ , fuerza de levantamiento o sustentación, fuerza del fluido normal al plano del talud, es cero cuando la velocidad del flujo es cero.
- $F_D$ , fuerza de arrastre, fuerza del fluido actuante sobre la partícula en la dirección del fluido alrededor de la partícula. Es normal a la fuerza de levantamiento  $F_L$  y cero cuando la velocidad el fluido es cero.
- $W_s$  es el peso de la partícula sumergida

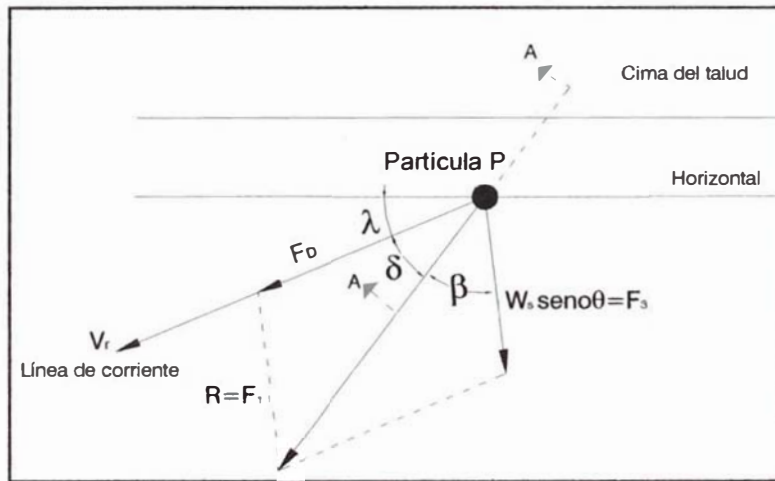
Las partículas además de deslizarse tienden a rodar, por lo que es necesario considerar la estabilidad en términos de momentos cerca del punto de rotación.

Las fuerzas actuantes en el plano del talud son  $F_D$  y  $W_s \text{ seno } \theta$  como se muestra en la figura 3.1.a; la fuerza de levantamiento que

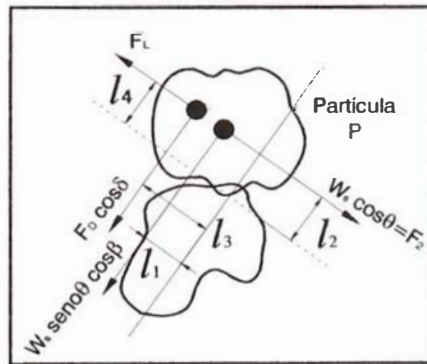
actúa normal al talud y la componente del peso sumergido  $W_s \text{ seno}\theta$  normal al talud se muestra también en la misma figura.



a. Fuerzas actuantes sobre una partícula



b. Vista normal al talud



c. Punto de contacto o rotación

Figura 3.1. Esquema de Fuerzas actuantes en un elemento del Enrocado (Simons and Sentürk 1977)

En la figura 3.1.b, la dirección del movimiento está definida por el vector R. El punto de contacto cerca del contacto que ocurre en la dirección R se identifica como O en la figura 3.1.c

El factor de estabilidad contra la rotación de la partícula está definido como la relación de los momentos resistentes fuera de la ribera por el peso sumergido y el momento de la fuerza del fluido que tiende a rotar la partícula fuera de la posición permanente. De este modo se tiene:

$$FS = \frac{l_2 W_s \cos \theta}{l_1 W_s \sin \theta \cos \beta + l_3 F_D \cos \delta + l_4 F_L} \quad (3.1)$$

El análisis de estabilidad, determinado por Stevens(1968), y presentado en Simons y Senturk(1977), muestra que el factor de seguridad FS para un talud donde el flujo tiene un vector velocidad no horizontal se relaciona con las propiedades de la piedra, talud y características del flujo mediante las ecuaciones:

$$FS = \frac{\cos \theta \tan \phi}{n' \tan \phi + \text{seno } \theta \cos \beta} \quad (3.2)$$

en el que:

$$\beta = \tan^{-1} \left[ \frac{\cos \lambda}{\frac{2 \text{seno } \theta}{\eta \tan \phi} + \text{seno } \lambda} \right] \quad (3.3)$$

$$\eta' = \eta \left[ \frac{1 + \text{seno}(\lambda + \beta)}{2} \right] \quad (3.4)$$

y

$$\eta = \frac{21 \tau_o}{(S_s - 1) \gamma D_s} \quad (3.5)$$

$D_s$ , es el tamaño de piedra en m,  $S_s$  peso específico relativo y  $\phi$  es el ángulo de reposo, y dados un campo de velocidades en un ángulo  $\lambda$  con la horizontal que produce un esfuerzo de corte  $\tau_o$  sobre un talud de ángulo  $\theta$ .

*Si el FS es mayor que la unidad, el enrocado es estable; si FS es uno, la piedra está iniciando su movimiento; y si FS es menor que la unidad, el enrocado es inestable.*

### 3.1.2 Diseño simplificado para enrocados sobre un talud

Cuando la velocidad a lo largo del talud no tiene una componente hacia abajo (ejemplo, el factor de la velocidad está a lo largo de la horizontal), puede desarrollarse un diseño simple como se describe en HIRE 1990.

Para un flujo horizontal a lo largo de un talud, las ecuaciones que relacionan el factor de estabilidad, número de estabilidad, ángulo de talud, y el ángulo de reposo para la piedra son obtenidos de las ecuaciones anteriores, con  $\lambda = 0$

$$\beta = \tan^{-1} \left[ \frac{\eta \tan \phi}{2 \operatorname{seno} \theta} \right] \quad (3.6)$$

$$\eta' = \eta \left[ \frac{1 + \operatorname{seno} \beta}{2} \right] \quad (3.7)$$

Sustituyendo las ecuaciones anteriores en la ec. 3.2, la expresión para el factor de estabilidad para un flujo horizontal sobre un talud es:

$$FS = \frac{Sm}{2} \left( \sqrt{\zeta^2 + 4} - \zeta \right) \quad (3.8)$$

en el que

$$\zeta = Sm \eta \sec \theta \quad (3.9)$$

y

$$Sm = \frac{\tan \phi}{\tan \theta} \quad (3.10)$$

si resolvemos las ecuaciones 3.8 y 3.9 para  $\eta$  se tiene:

$$\eta = \frac{S_m^2 - FS^2}{FS S_m^2} \cos \theta \quad (3.11)$$

Basados en los resultados obtenidos por Lewis(1971), de estudios realizados en terraplenes se recomienda un FS=1.5

### 3.1.3 Estabilidad del enrocado en el lecho inclinado

El flujo sobre un lecho con pendiente hidráulica  $\alpha$ , es equivalente a un flujo oblicuo sobre un talud lateral con  $\theta = \alpha$  y  $\lambda = 90^\circ$ , como se muestra en la figura 3.2. En la ecuación 3.3, hacemos  $\beta=0$  y reemplazando en la ecuación 3.5 se tiene:

$$\eta' = \eta \left[ \frac{1 + \text{seno}(90 + 0)}{2} \right] = \eta \quad (3.12)$$

Que es igual a:

$$\eta = \frac{21\tau_o}{(\gamma_s - \gamma)D} \quad (3.4)$$

combinando con la ecuación 3.2, se tendrá:

$$FS = \frac{\cos \alpha \tan \phi}{\eta \tan \phi + \text{seno} \alpha} \quad (3.13)$$

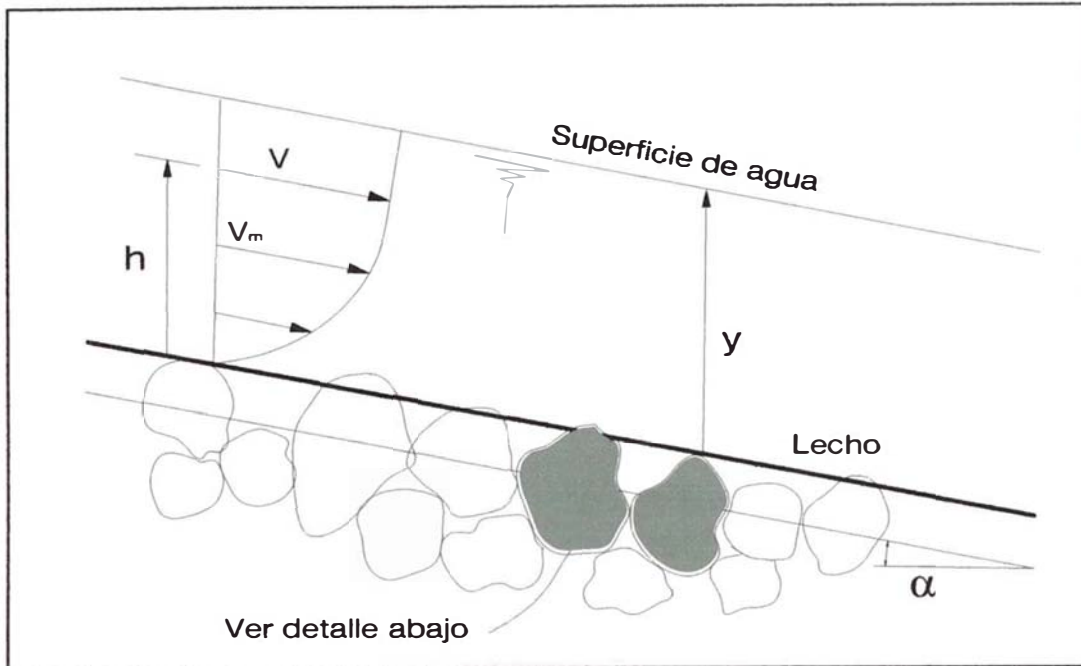
reordenando la ecuación anterior para  $\eta$ , produce:

$$\eta = \cos \alpha \left[ \frac{1}{FS} - \frac{\tan \alpha}{\tan \phi} \right] \quad (3.14)$$

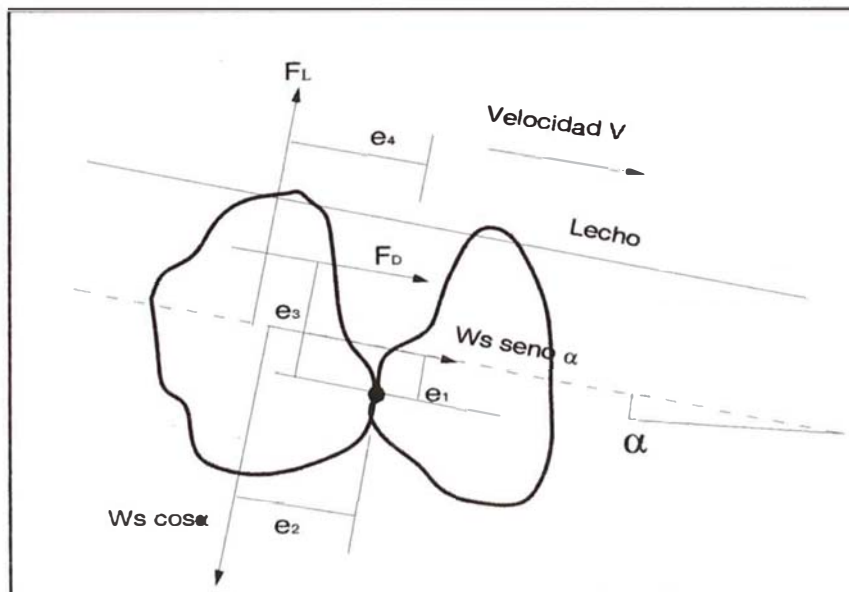
En un lecho plano,  $\alpha = 0$ , y si las partículas están en la condición de inicio de movimiento  $FS = 1$ , por lo que  $\eta = 1$ ; entonces se tiene:

$$0.047 = \frac{\tau_c}{(S_s - 1)\gamma D} \quad (3.15)$$

Este es el criterio de inicio de movimiento de Meyer Peter y Müller, en donde el  $\tau_o$  se vuelve en  $\tau_{oc}$ , que corresponde al esfuerzo cortante crítico.



a. Esquema de análisis



b. Detalle

Figura 3.2. Estabilidad del enrocamiento en el lecho

### 3.2 MÉTODOS QUE CONSIDERAN LA VELOCIDAD

Los métodos que consideran la velocidad, para la determinación del tamaño efectivo de la piedra, han sido obtenidos en Laboratorio y otros en base a observaciones de enrocados existentes, es decir el comportamiento frente a las crecidas. Tienen como parámetro importante a la velocidad, que generalmente es la velocidad media del cauce. Entre los más conocidos tenemos los siguientes:

Método ASCE	(1974)
Método USBR	(1978)
Método CABSRSRSP	(1994)
Método FHWA	(1994)
Método USACE	(1994)

#### 3.2.1 Método de la Asociación Americana de Ingenieros Civiles (American Society of Civil Engineers - ASCE)

La ASCE, a través del Comité de Ingeniería de Sedimentación realizó en los años 70 estudios de protección de riberas. Para el uso de los enrocados este comité determinó una adaptación de la fórmula propuesta por Isbach(1935) para la construcción de presas. La expresión se modificó en base a las observaciones de enrocados existentes y que considera el talud de la ribera, resultando la siguiente expresión:

$$W = \frac{0.000041 S_s V^6}{(S_s - 1)^3 \cos^3 \theta} \quad (3.16)$$

donde:       $W$       : peso de la piedra (Kg)  
                $S_s$       : gravedad específica del material  
                $V$       : velocidad generalmente tomada a 3 m de la orilla o velocidad media (m/s)  
                $\theta$       : ángulo del talud con la ribera

considerando que el peso de una partícula se relaciona con el volumen del diámetro esférico equivalente, se tiene:



$$W = \frac{\pi \gamma_s D^3}{6} \quad (3.17)$$

Igualando las ecuaciones anteriores, la ec. 3.17 se reduce a:

$$D_{50} = \frac{0.347 V^2}{(S_s - 1)g \cos \theta} \quad , \text{ en m} \quad (3.18)$$

expresada en unidades métricas: V (m/s) y g ( 9.81 m/s<sup>2</sup>).

Como modelo de aplicación práctica la expresión de cálculo se restringe a:

- ✓ tirantes de no más que 12 m y preferible menores que 9 m;
- ✓ el ángulo de impacto del flujo no debe exceder 30°.
- ✓ pendientes suaves del lecho, hasta 0.5%
- ✓ flujo en régimen subcrítico

En el primer caso, la cantidad de piedras requeridas y la dificultad de la colocación propia se vuelve restrictiva. En el segundo, prevalece el peligro de falla debido al descalce o socavación.

### **3.2.2 Método del Departamento de Recuperación de Tierras United States Bureau of Reclamation (USBR)**

La USBR desarrolló un procedimiento de diseño de enrocado para aplicaciones en cuencos disipadores (US DOT 1978), encontrados en los trabajos de Berry (1948). Este procedimiento es empírico basado en numerosos ensayos y observaciones de laboratorio.

El procedimiento estima el tamaño medio de piedra en función a la velocidad localizada (en m/s), de fondo del flujo,  $V_b$ ; en la ubicación donde la transición del flujo está dentro del cuenco de disipación.

Si la velocidad de fondo no puede ser determinada, se puede utilizar la velocidad local promedio para el cálculo. Esta última puede determinarse utilizando los procedimientos del USACE 1994.

El tamaño de piedra, para  $D_{100}$ , también puede ser determinado de la figura 3.3, que está en función de la velocidad.

Cambell (1966) presentó un diseño de enrocado basado en la velocidad para piedras colocadas en cauces, observando la estabilidad en las riberas, y en aplicaciones de cuencos amortiguadores. Usando la aproximación de Isbach para el tamaño de piedra y aplicando la ley de distribución logarítmica de velocidades. Cambell desarrolló una serie de relaciones entre la velocidad y tamaño de piedra.

Los procedimientos de Cambell y la USBR fueron ensayados para disipar energía y proporcionar un pie de talud estable como transiciones del flujo en el cuenco disipador o estructura similar.

Si se asume una velocidad de fondo igual a la velocidad contra la piedra  $V_s$ , se determina:

$$V_s^2 = 49.1 (S_s - 1) D_{100}, \quad (3.19)$$

con  $D_{100}$  en pies.

Searcy(1967) relaciona la velocidad contra la piedra con la velocidad media del siguiente modo:

$$\frac{V_s}{V} = \frac{1}{0.958 \log\left(\frac{y}{k}\right) + 1} \quad (3.20)$$

cuando  $y=K$ , se tiene que  $V=V_s$ .

Luego reemplazando en la ec. 3.20 y reordenando términos, se obtiene:

$$D_{100} = \frac{V^2}{14.97(S_s - 1)}, \text{ en m} \quad (3.21)$$

Donde  $V$  está en m/s.

Siendo el  $D_{50} = 0.76 D_{100}$  con un factor de seguridad de 1.09, y el espesor del revestimiento igual  $1.5D_{100}$  ó  $2D_{50}$ , cualquiera que resulte mayor.

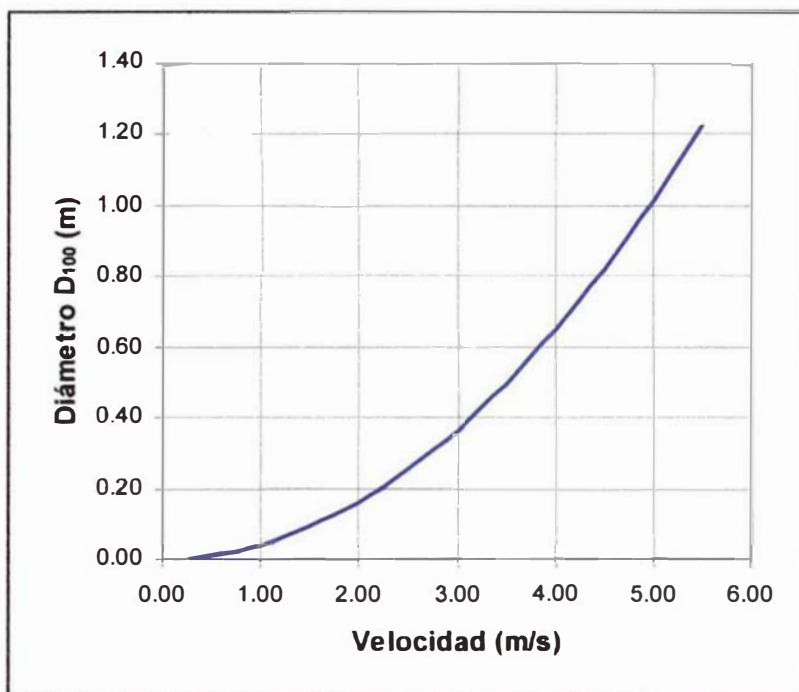


Figura 3.3. Diámetro de piedra estable con  $S_s=2.65$

### 3.2.3 Método de Protección Departamento de Transportes California (California Bank and Shore Rock Slope Protection )

Este procedimiento considera claramente el diseño del California Bank and Shore (CABS) propuesta por el Departamento de Transportes del estado de California (DOT 1970) y actualizado el año 2000 (CALTRANS-2000) de protección de taludes y se basa en el método de la velocidad.

Algunos revisores de proyectos anteriores vieron que la velocidad era conveniente para cálculos comparativos de tamaño de piedra. Entre los datos necesarios para determinar la velocidad promedio del cauce, se considera las secciones del flujo paralelo o contra las riberas, verificando estas relaciones obtenidas con fotografías aéreas, mapas, planos de construcción de estructuras existentes y material cercano.

La expresión utilizada considera el peso mínimo de piedra capaz de resistir las fuerzas externas y fue calculada en función de observaciones enrocados existentes en las riberas y playas de California:

$$W = \frac{0.00002 S_s V^6}{(S_s - 1)^3 \text{sen}^3 (70 - \phi)} \quad (3.22)$$

donde:

$\phi$  es el ángulo de reposo del enrocado ( $^{\circ}$ )

$W$  peso mínimo de la piedra en Kg.

Igualando con la ec. 3.17, y despejando D, obtenemos:

$$D_{50} = \frac{0.27 V^2}{(S_s - 1)g \text{sen}(70 - \phi)} \quad , \text{ en m} \quad (3.23)$$

donde V está en m/s.

Para un flujo a nivel del lecho, se reduce a:

$$D_{50} = \frac{0.27 V^2}{(S_s - 1)g} \quad , \text{ en m} \quad (3.24)$$

con V:

$V = 2/3V_m$  velocidades tangenciales

$V = 4/3V_m$  velocidades de impacto frontal

Las limitaciones que presenta este método son:

- ✓ La expresión no indica el rango de pendientes del lecho, ya que se enfoca en la defensa contra las aguas del mar y se adapta a las riberas de ríos con pendiente suave (menores a 0.2%)
- ✓ El flujo es de régimen subcrítico
- ✓ Tiende a reducir el efecto de la velocidad.
- ✓ Aplicable a revestimientos con taludes no tan empinados que van desde 1V:2.5H ó 1V:3H hasta 1V:1.5H

### 3.2.4 Método de la Administración Federal de Carreteras de EE.UU (Federal Highway Administration - FWHA)

La FWHA, presenta una revisión realizada al HEC 11 el año 1994 y también se basa en la experiencia adquirida en la protección de terraplenes de carreteras y estribos de puentes desde 1970.

Según Chow(1950), la fuerza tractiva permisible, es la máxima unidad de fuerza tractiva que no causa erosión en material del lecho del cauce desde cierto nivel. Los métodos de fuerza tractiva generalmente se consideran correctos académicamente, sin embargo, el enfoque de velocidad promedio tiene mayor acogida por la comunidad de ingenieros.

Las relaciones de diseño que se basan en la teoría de fuerza tractiva también tienen como parámetro primario a la velocidad y se presenta en la ec. 3.25; considerando además un flujo uniforme y gradualmente variado; la calibración se realizó utilizando los datos de las investigaciones de US Geological Survey en diferentes ríos, determinándose la siguiente expresión:

$$D_{50} = 0.00594 C V^3 / (y^{0.5} K_1^{1.5}) \quad , \text{en m} \quad (3.25)$$

Donde:

- V velocidad promedio del cauce principal (m/s)
- y tirante medido en el cauce principal (m)
- C coeficiente de corrección de estabilidad y de tamaño de piedra.

$$C = 1.61 [FS / (S_s - 1)]^{1.5} \quad (3.26)$$

$S_s$  peso específico relativo

FS factor de seguridad

C = 1 si  $S_s=2.65$  y  $FS=1.2$

- $K_1$  coeficiente de corrección el talud

$$K_1 = [1 - (\sin^2 \theta / \sin^2 \phi)]^{0.5} \quad (3.27)$$

$\theta$  ángulo de la ribera con la horizontal; y

ángulo de reposo del enrocado

El factor de estabilidad está definido como la relación del esfuerzo de corte del enrocado y el esfuerzo cortante promedio ejercido por el flujo. Cuando el FS es mayor a 1, el esfuerzo de corte crítico del material es más grande que el inducido por el flujo. El enrocado se considera estable. También se usa para reflejar el nivel de incertidumbre de las condiciones hidráulicas de un lugar en particular, es decir para incrementar el diseño del tamaño de piedra.

Los datos de campo usados para la calibración de esta expresión se muestra en los anexos.

Las limitaciones de la aplicación de la expresión 3.25 son:

- ✓ Pendientes de lecho del río entre 0.005% y 2%
- ✓ Tirantes de agua entre 1.40 m y 15 m
- ✓ Velocidades promedio entre 1 m/s y 5 m/s
- ✓ Descargas entre 3.7 m<sup>3</sup>/s y 2,200 m<sup>3</sup>/s

### **3.2.5 Método del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EE.UU (US ARMY CORPS OF ENGINEERS – USACE)**

Este método utiliza la velocidad local de profundidad media, es decir el diseñador sería capaz de determinar la velocidad que el esfuerzo de corte local (Maynord 1988); además se define la estabilidad para espesores  $1.5D_{100}$ (máx) y taludes hasta 1V:1.5H y planos.

La velocidad característica para taludes  $V_{ss}$  es la velocidad local de profundidad media a 20% del tirante medida desde la base del talud. Para el caso de cauces curvos, la figura 3.4 muestra la relación  $V_{ss}/V_{prom}$ , donde  $V_{prom}$  es la velocidad promedio aguas arriba del final de una curva, que está en función del radio de la curva y ancho superficial (R/B); R y B se determinan solamente en el flujo del cauce principal y no incluye las áreas de inundación.

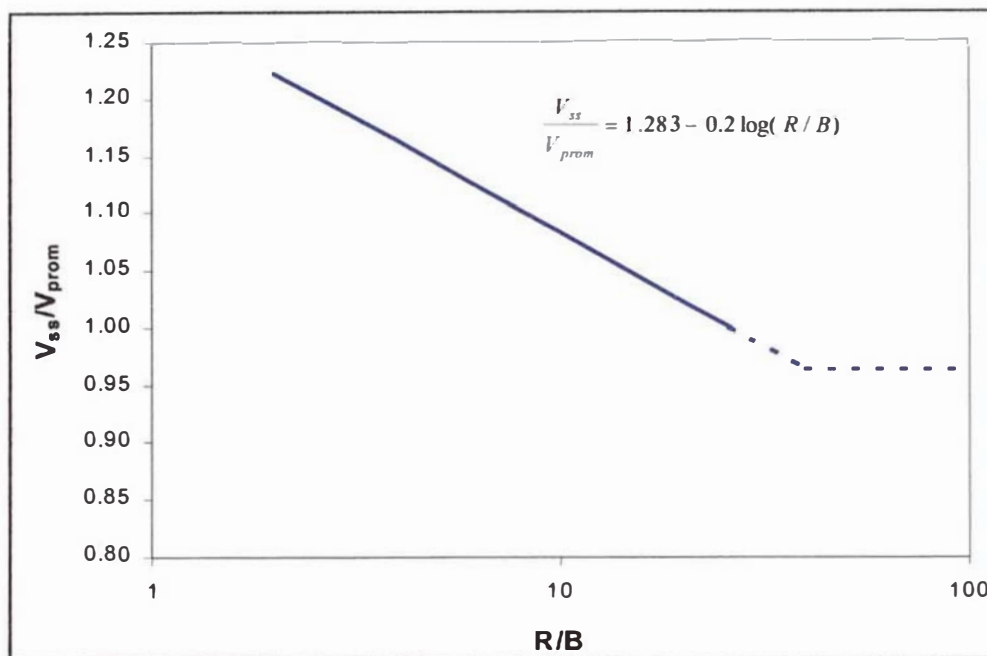


Figura 3.4. Factor de corrección de velocidad en cauces curvos  
(USACE 1994)

La ecuación básica para representar el tamaño de piedra en cauce rectos o curvos, obtenida experimentalmente, es:

$$D_{30} = S_f C_s C_v C_T y \left[ \left( \frac{1}{S_s - 1} \right)^{1/2} \frac{V}{\sqrt{K_1 g y}} \right]^{2.5} \quad (3.28)$$

donde

$D_{30}$  = tamaño del cual el 30% es más fino en peso, (m)

$S_f$  = factor de seguridad, = 1.5

$C_s$  = coeficiente de estabilidad para falla inicial

$$D_{85}/D_{15} = 1.7 \text{ a } 5.2$$

= 0.30 para roca angular

= 0.375 para piedra redondeada

$C_v$  = coeficiente de distribución vertical de velocidades

= 1.0 cauces rectos, interior de curvas

=  $1.283 - 0.2 \log(R/B)$ , exterior de curvas (1 para  $R/B > 25$ )

= 1.25, aguas abajo de estructuras de concreto y

extremo de diques y espigones

= coeficiente de espesor

= 1 para espesores =  $1D_{100}$  o  $2D_{50}$

$y$  =tirante local de flujo (m)

(en la misma ubicación de la velocidad)

$V$  =velocidad local de tirante medio,  $V_{ss}$  para taludes del Enrocado, (m/s)

$K_1$  =factor de corrección del talud, en función de  $\theta$

$$K_1 = -0.672 + 1.492 \cot \theta - 0.449 \cot^2 \theta + 0.045 \cot^3 \theta \quad (3.29)$$

Algunos diseñadores prefieren el uso tradicional  $D_{50}$ , para lo cual

$$D_{50} = D_{30}(D_{85}/D_{15})^{1/3} \quad (3.30)$$

Los datos experimentales realizados por Maynard (1988), son la base para la obtención de la expresión 3.28, los que se calibraron además con los datos de Blodgett y McConaughy (1986), utilizados por el método de la FHWA. Ambas bases de datos se muestran en los anexos.

Las limitaciones de aplicación de este método, ensayados en canales de pendiente variable son:

- ✓ Pendientes hasta 6%
- ✓ Tirantes de agua hasta 1.20 m
- ✓ Velocidades promedio hasta 3.80 m/s
- ✓ Considerando la calibración en base a las observaciones de campo, el rango de aplicación se extiende a las mencionadas en el método de la FHWA, extendiéndose la pendiente.

La figura 3.5. nos muestra la determinación del ángulo de fricción en función del diámetro de piedra, elaborado en base a experimentaciones en laboratorio.



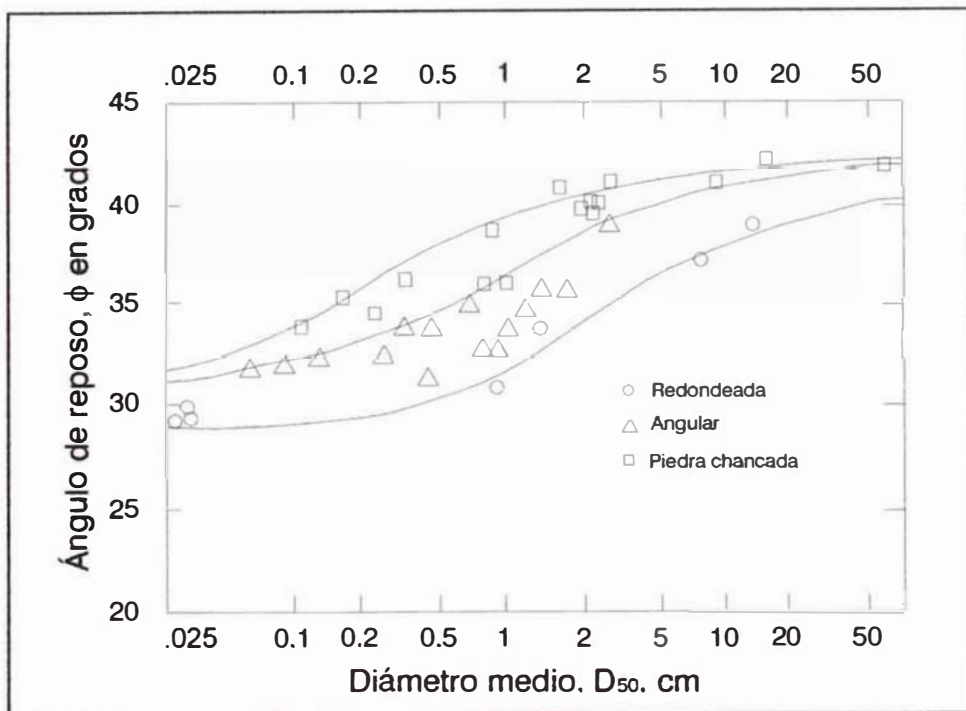


Figura 3.5. Gráfico para la determinación del ángulo de reposo del material considerando el diámetro ( Simons y Senturk 1977)

El cuadro 3.1 muestra un cuadro para elegir el factor de seguridad en el cálculo de la piedra estable.

**Cuadro 3.1. Criterios para la Selección de Factores de Seguridad**

Descripción	Rango FS
Flujo uniforme; tramo recto o ligeramente curvo (radio de curvatura / ancho de cauce >30); impacto de escombros flotantes mínimos; pequeña o ninguna incertidumbre en los parámetros de diseño.	1.0 - 1.2
Flujo gradualmente variado; curvatura moderada (30>radio de curvatura / ancho de cauce>10); impacto de escombros flotantes moderados.	1.3 - 1.6
Flujo aproximándose a rápidamente variado; curvatura aguda (10>radio de curvatura / ancho de cauce); impacto potencial significativo de escombros flotantes; viento significativo; flujo de alta turbulencia; mezcla de flujo Turbulento en estribos de puentes; incertidumbre significativa en los parámetros de diseño.	1.6 - 2.0

HEC 11. Federal Highway of Administration 1989

### **3.3 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CONSIDERANDO FLUCTUACIÓN DE VELOCIDADES**

El criterio básico de estabilidad para lechos no cohesivos es para el movimiento que se inicia cuando el ángulo entre la resultante de la fuerza activa, incluyendo la fuerza de sustentación o levantamiento de Einstein, sobre la capa superior de las partículas y la normal al lecho, es igual al ángulo de reposo del material. La introducción de una ley de distribución de velocidades cerca del lecho donde las leyes clásicas fallan, junto con una relación de rugosidad / tamaño de grano, definido como rugosidad de arena equivalente dividido por tamaño de partícula el cual el 35% por peso es más fino, y la aplicación del criterio de estabilidad conducen a un factor de corrección. Aplicando al esfuerzo de corte crítico de un lecho horizontal, éste factor de corrección produce un esfuerzo crítico del talud de ribera del mismo material.

La fuerza activa resultante es una combinación del peso flotante y de las fuerzas hidrodinámicas (arrastre y levantamiento actuantes sobre la partícula).

El criterio de estabilidad conduce a dos diferentes expresiones para un esfuerzo de corte instantáneo que causa el inicio del movimiento dependiendo en donde se localice el área unitaria del lecho, es decir sobre un lecho horizontal o en el talud de la ribera. Ambos casos se muestran en la figura 3.6.

En el último caso el esfuerzo de corte instantáneo que inicia el movimiento es más pequeño que en el primer caso ya que una componente del peso flotante está amplificando el esfuerzo de corte. Un caso especial se da con una ribera cuya inclinación de su talud (ángulo de talud respecto a la horizontal) es igual al ángulo de reposo. En este caso el inicio del movimiento es causado por la gravedad solamente siempre y cuando se asuma que el esfuerzo de corte instantáneo actúa en la dirección del flujo principal. Esto

significa que la influencia de las corrientes secundarias, sobre la orientación del esfuerzo de corte sobre la ribera, se desprecie.

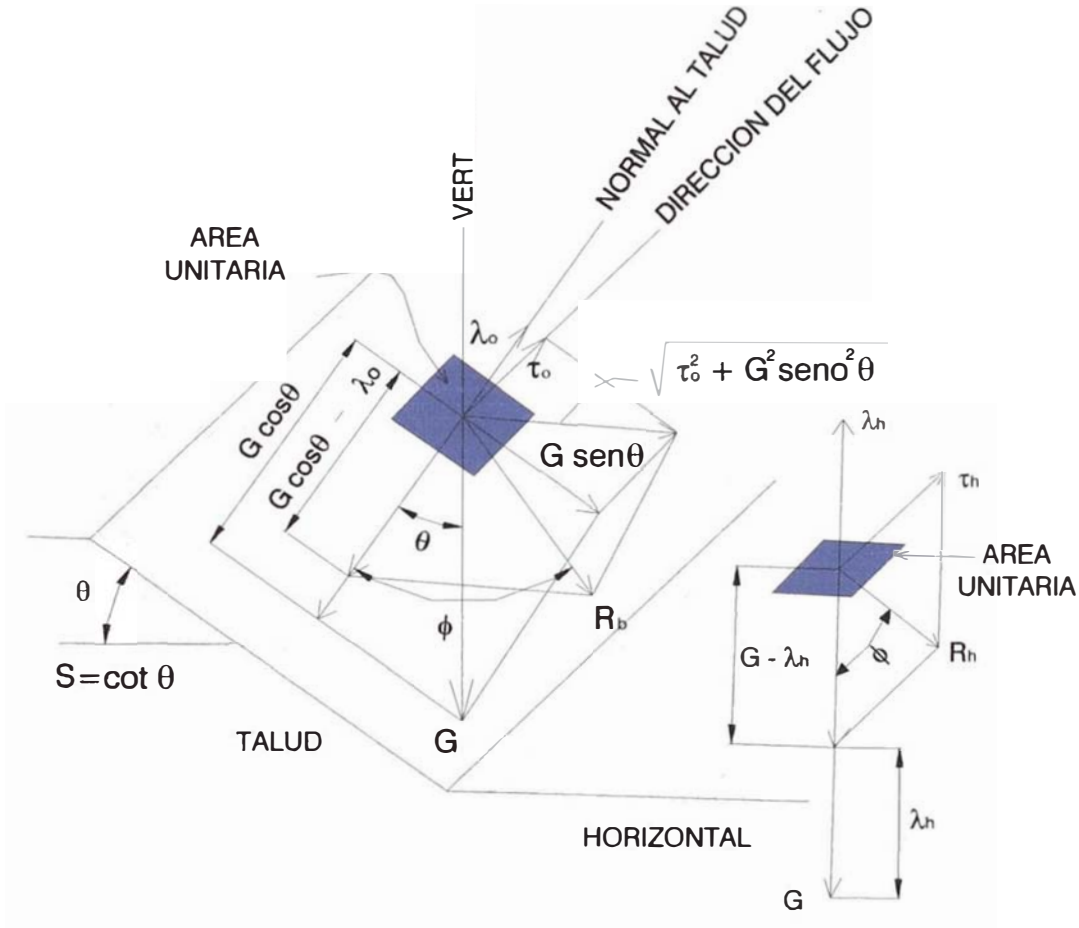


Figura 3.6. Diagrama de fuerzas correspondiente al inicio del movimiento sobre un lecho horizontal y talud de ribera

### 3.3.1 Estabilidad del enrocado en el lecho

En principio se considera la capa superior de granos en un área unitaria del lecho horizontal no cohesivo como se muestra en el lado derecho de la figura 3.6. El peso flotante por unidad de área de esta capa es  $G$ . Las otras fuerzas activas actuantes son el arrastre por unidad de área (esfuerzo de corte), y el levantamiento por unidad de área. La última fuerza es de naturaleza hidrodinámica y estaría variando debido a las fluctuaciones turbulentas de la velocidad cerca del lecho cuando el flujo está en el estado rugoso, como se asume aquí, donde el número de Reynolds basado en la rugosidad de grano equivalente es tan alta (aproximadamente 70) y el espesor de la subcapa laminar es despreciable comparado al tamaño de los elementos rugosos.

Cuando el movimiento está cerca del inicio, los valores instantáneos del esfuerzo de corte y levantamiento por unidad de área son  $\tau_h$  y  $\lambda_h$ , respectivamente, donde  $h$  se refiere al lecho horizontal. En este instante el ángulo entre la normal al lecho y la fuerza activa resultante  $R_h$  es igual al ángulo de reposo  $\phi$  del material del lecho como se indica en el diagrama de fuerza de la figura 3.6.

$$G = (\gamma_s - \gamma) \frac{\pi D_{50}^3}{6} \quad (3.31)$$

además :

$$\tan \phi = \frac{\tau_h}{G - \lambda_h} \quad (3.32)$$

del cual, se obtiene:

$$\tau_h = \frac{G \tan \phi}{1 + \frac{\lambda_h}{\tau_h} \tan \phi} \quad (3.33)$$

Este es el esfuerzo de corte instantáneo en el que la falla está cerca de ocurrir sobre el lecho horizontal. Debido a la naturaleza estadística de la fluctuación de velocidades y de la resultante de las fluctuaciones de esfuerzo de corte y levantamiento,  $\tau_h$  puede ser relacionado a un valor promedio del esfuerzo de corte cuando se de la probabilidad de erosión (probabilidad de que el esfuerzo de corte

instantáneo exceda a  $\tau_h$ ). Este valor promedio  $\tau_{cr,h}$ , es el clásico esfuerzo de corte crítico de un lecho horizontal no cohesivo.

Asumiendo que el valor instantáneo de  $\tau_h$  es proporcional al cuadrado de la velocidad instantánea a una distancia constante desde, pero cerca del lecho y que el correspondiente valor promedio sea proporcional al promedio de esta velocidad al cuadrado; entonces se puede establecer que:

$$\frac{\tau_h}{\tau_{cr,h}} = \left( \frac{u}{\bar{u}} \right)^2 \quad (3.34)$$

donde el factor de proporcionalidad sería el mismo en ambos casos.

Introduciendo el valor instantáneo de la correspondiente fluctuación de velocidad  $u' = u - \bar{u}$ , la ecuación anterior puede escribirse como:

$$\frac{\tau_h}{\tau_{cr,h}} = \left( \frac{\bar{u} - u'}{\bar{u}} \right)^2 = \left( 1 + \frac{\sigma_u}{\bar{u}} \cdot n \right)^2 \quad (3.35)$$

en el que  $\sigma_u$  es la desviación estándar de  $u'$  y  $n = u'/\sigma_u$  es la fluctuación de velocidades normalizada.

Algunas observaciones directas realizadas por Laufer, Fague y Townsend, Reichardt y otros (1932-1949), parecen indicar que el valor de  $\sigma_u/\bar{u}$  es constante y cercanas en las proximidades del lecho ( $\approx 0.15 - 0.18$ ).

Usando las observaciones de fluctuaciones de levantamiento de Einstein y El-Samni (1949), Christensen (1965) ha demostrado que la fluctuación de velocidades son distribuidos normalmente cerca del lecho y que  $\sigma_u/\bar{u}$  aquí puede ser constante e igual a **0.16**, un valor que guarda estrecha relación con las observaciones directas mencionadas anteriormente. El valor de  $n$ , puede encontrarse

desde cualquier tabla de probabilidad integral Gaussiana, con la probabilidad de excedencia de  $\tau_h$  adecuada y así el riesgo de erosión será resuelto.

Christensen y Bush (1971), han demostrado que conforme a las observaciones del esfuerzo de corte críticos, se obtendrían si esta probabilidad fuera **0.001** correspondiente a un valor de **n = 3.09**. Entonces de las ecuaciones 3.33 y 3.35, se puede concluir que:

$$\bar{\tau}_{cr,h} = P\tau_h = \frac{PG \tan \phi}{1 + \frac{\lambda_h}{\tau_h} \tan \phi} \quad (3.36)$$

En el que **P** es una constante e igual a :

$$P = \frac{1}{\left(1 + \frac{\sigma_u}{u} \cdot n\right)^2} \quad (3.37)$$

### 3.3.2 Estabilidad del enrocado en el talud

Se considera un área unitaria sobre el talud de ribera con una inclinación  $\theta$  respecto a la horizontal y se define como **s=cot**  $\theta$  (Christensen 1972). Las fuerzas actuantes sobre la capa superior de los granos sobre la unidad de área cuando el movimiento se acerca al inicio se muestra en la parte izquierda de la figura 3.6. Los valores  $\lambda_b$  y  $\tau_b$  son instantáneos y corresponden al levantamiento por unidad de área y el esfuerzo de corte correspondiente. El subíndice **b** se refiere a la ribera. **G** es el peso flotante de la capa superior de la ribera como sobre el lecho horizontal donde el material es el mismo.

De la figura 3.6 se observa que el criterio para el inicio del movimiento sobre el talud es :

$$\tan\phi = \frac{\sqrt{\tau_b^2 + G^2 \operatorname{seno}^2\theta}}{G \cos\theta - \lambda_b} = \frac{\sqrt{1 + \left(\frac{G}{\tau_b}\right)^2 \operatorname{seno}^2\theta}}{\frac{G}{\tau_b} \cos\theta - \frac{\lambda_b}{\tau_b}} \quad (3.38)$$

que se puede escribir como una ecuación cuadrática con  $G / \tau_b$  desconocido:

$$\left(\frac{G}{\tau_b}\right)^2 - 2 \frac{\frac{\lambda_b}{\tau_b} \cos\theta}{\cos^2\theta - \operatorname{seno}^2\theta \cot^2\phi} \cdot \frac{G}{\tau_b} + \frac{\left(\frac{\lambda_b}{\tau_b}\right)^2 - \cot^2\phi}{\cos^2\theta - \operatorname{seno}^2\theta \cot^2\phi} = 0 \quad (3.39)$$

la solución de esta ecuación es:

$$\frac{G}{\tau_b} = \frac{\frac{\lambda_b}{\tau_b} \cos\theta + \sqrt{\cos^2\theta - \operatorname{seno}^2\theta \cot^2\phi + \left(\frac{\lambda_b}{\tau_b}\right)^2 \operatorname{seno}^2\theta \cot^2\phi}}{\cos^2\theta - \operatorname{seno}^2\theta \cot^2\phi} \quad (3.40)$$

del cual:

$$\tau_b = \frac{G(\cos^2\theta - \operatorname{seno}^2\theta \cot^2\phi)}{\frac{\lambda_b}{\tau_b} \cos\theta \pm \sqrt{\cos^2\theta - \operatorname{seno}^2\theta \cot^2\phi + \left(\frac{\lambda_b}{\tau_b}\right)^2 \operatorname{seno}^2\theta \cot^2\phi}} \quad (3.41)$$

Correspondiente a la ecuación 3.33 en un caso de lecho horizontal. La ecuación 3.41 sería idéntica cuando  $\theta=0$ . Aplicando sólo el signo positivo delante de la raíz cuadrada en el denominador de la ecuación anterior.

El esfuerzo de corte instantáneo  $\tau_b$  sobre la ribera correspondiente al inicio del movimiento  $\theta$  puede relacionarse con el esfuerzo de corte crítico  $\tau_{cr.b}$  sobre la ribera de la misma manera como  $\tau_h$  es relacionado con el esfuerzo de corte  $\tau_{cr.h}$  sobre lecho horizontal.

De este modo se tiene:

$$\tau_{cr.b} = P \tau_b \quad (3.42)$$

donde la constante P tendría el mismo valor que en la ec.3.36 ya que la estructura de turbulencia cerca de la ribera sería la misma cercana al lecho horizontal. Además la probabilidad de erosión también sería la misma sobre la ribera y el lecho.

El factor que se aplicaría para el esfuerzo de corte crítico de un lecho horizontal de un material no cohesivo considerando obtener el esfuerzo de corte crítico de la ribera del mismo material, según Christensen 1972, es:

$$\frac{\overline{\tau_{cr.b}}}{\overline{\tau_{cr.h}}} = \frac{\overline{\tau_b}}{\overline{\tau_h}} \quad (3.43)$$

Introduciendo las ec.3.33 y 3.41 y  $s = \cot \theta$ , y por eliminación del peso flotante desconocido de la capa superior de granos por unidad de área, se obtiene:

$$\frac{\overline{\tau_{cr.b}}}{\overline{\tau_{cr.h}}} = \frac{(s^2 - \cot^2 \phi) \cot \phi + \frac{\lambda_b}{\tau_b}}{s \frac{\lambda_b}{\tau_b} + \sqrt{(s^2 - \cot^2 \phi) + \left(\frac{\lambda_b}{\tau_b}\right)^2} \cot \phi} \cdot \frac{1}{\sqrt{1+s^2}} \quad (3.44)$$

Considerando que el levantamiento por unidad de área y el correspondiente esfuerzo de corte es proporcional a la misma velocidad instantánea cuadrática en la proximidad del lecho y que el correspondiente valor promedio de estas fuerzas por unidad de área es proporcional al valor promedio correspondiente de esta velocidad cuadrática, se puede establecer la siguiente relación:

$$\frac{\lambda_h}{\tau_h} = \frac{\overline{\lambda_h}}{\overline{\tau_h}} \quad (3.45)$$

y

$$\frac{\lambda_b}{\tau_b} = \frac{\overline{\lambda_b}}{\overline{\tau_b}} \quad (3.46)$$



Además ya que ambas relaciones serían iguales a la relación cuadrada de velocidad promedio/ velocidad de fricción cerca del lecho y considerando que esta relación es independiente de la pendiente del cauce se puede concluir que:

$$\frac{\lambda_h}{\tau_h} = \frac{\lambda_b}{\tau_b} = \frac{\bar{\lambda}}{\tau_o} \quad (3.47)$$

donde  $\lambda$ , es el promedio del levantamiento por unidad de área sin considerar la pendiente del lecho y  $\bar{\tau}_o$ , el promedio del esfuerzo de corte del lecho. Esta relación levantamiento / esfuerzo de corte sería evaluada usando los resultados de la determinación experimental de Einstein, sobre el coeficiente de levantamiento hidrodinámico para un lecho granular.

Sin embargo en cada evaluación se requiere conocer el perfil de velocidades en las cercanías al lecho donde las leyes logarítmicas clásicas fallan, al menos en un flujo de estado rugoso. Este problema se trata a continuación.

### 3.3.3 Distribución de la velocidad cerca del lecho rugoso

En el estado de flujo rugoso el espesor de la subcapa laminar es despreciable comparado con la rugosidad de grano equivalente  $k$ , la distribución de la velocidad promedio está dado por:

$$\frac{\bar{u}}{u_f} = 8.5 + 2.5 \ln \frac{y}{k} = 2.5 \ln \frac{29.7 y}{k} \quad (3.48)$$

en el que  $u$  es la velocidad promedio en la dirección del flujo a una distancia  $y$  desde un lecho teórico y  $u_f$ , la velocidad de corte.

La validez de la ec.3.48 el cual está basado en la hipótesis de longitud de mezcla de Prandtl (1925), se establece en la distancia moderada desde el lecho, sin embargo, la falla cerca del lecho, donde  $y$  está próximo a cero, resulta que la velocidad promedio se

aproxima a un valor altamente irreal de menos infinidad indicando que esta ecuación produciría velocidades erróneas y negativas cerca del lecho.

También la omisión el esfuerzo cortante viscoso y la proporcionalidad entre la longitud de mezcla a la distancia desde el lecho en el enfoque de Prandtl resulta discrepante cerca del lecho cuando el concepto de longitud de mezcla se compara con la expresión de Boussinesq (1877) para el esfuerzo de Reynolds en flujo turbulento que envuelve la aparente velocidad o **remolinos** de la viscosidad cinemática.

A causa de las discrepancias arriba mencionadas y considerando que el inicio del movimiento de partículas sobre el perímetro mojado de un curso de agua dependería de las fuerzas dinámicas actuantes sobre las partículas en cuestión y ya que estas fuerzas dependen de las velocidades en la vecindad inmediata del lecho puede concluirse que el perfil de velocidad dada por la ec.3.48 no puede usarse en el presente desarrollo.

El perfil de velocidades sin las discrepancias previamente discutidas cerca del lecho han sido desarrollados por Rotta y Van Driest (1956). Sin embargo, estos estudios han resultado con algunas funciones complicadas para el perfil de velocidades que no son convenientes para el uso del presente estudio. Por esta razón se desarrolla una expresión simple.

De acuerdo al valor promedio de Prandtl sobre el esfuerzo de corte a una distancia  $y$  desde le lecho se puede escribir:

$$\bar{\tau} \cong \bar{\tau}_o = \rho l^2 \left( \frac{d\bar{u}}{dy} \right)^2 \quad (3.49)$$

en el que  $\tau_o$  es el valor promedio del esfuerzo de corte promedio,  $l$  la longitud de mezcla, y  $\rho$  la densidad del fluido. En un lecho teórico,  $y=0$ , por lo que el valor mínimo de  $l$  sería:

$$l = \frac{\nu}{u_f} \quad (3.50)$$

al inicio del rango rugoso donde las fuerzas viscosas serían predominantes en el lecho, por ejemplo cuando el número de Reynolds es:

$$\frac{u_f k}{\nu} = 70 \quad (3.51)$$

en el que  $\nu$  es la viscosidad cinemática del fluido. La expresión para  $l$  dada por la ec.3.50 puede considerarse como una longitud de mezcla ficticia que sería llevada a la ec.3.49 considerando la ley de Stoke para flujo viscoso en el lecho.

Cuando el **Re** incrementa la longitud de mezcla también incrementa en un lecho teórico, debido a la separación cerca de la cima de los elementos rugosos y la formación de vórtices entre estos. Se asume que este incremento en la longitud de mezcla sería proporcional a la rugosidad de arena equivalente  $k$ . El factor desconocido  $\beta$  sería cero al inicio del rango rugoso y podría esperarse una aproximación a una constante por incremento del **Re**.

Como la distancia desde el lecho teórico está incrementando, se asume que la longitud de mezcla incrementaría en la misma proporción como el asumido por Prandtl.

Así para completar la expresión de la longitud de mezcla, se puede escribir:

$$l = \frac{\nu}{u_f} + \beta k + \kappa y \quad (3.52)$$

en el que  $\kappa = 0.4$ , constante de Von Kármán

Introduciendo la ec.3.52 y  $u_f = \sqrt{\tau_o / \rho}$  en la ec.3.49, y resolviendo para  $d(u/u_f)$ , se tiene:

$$d\left(\frac{\bar{u}}{u_f}\right) = \frac{d y}{\frac{v}{u_f} + \beta k + \kappa y} \quad (3.53)$$

y por integración:

$$\frac{\bar{u}}{u_f} = \frac{1}{\kappa} \ln\left(\frac{v}{u_f} + \beta k + \kappa y\right) + C \quad (3.54)$$

C es una constante de integración.

Las dos cantidades desconocidas,  $\beta$  y  $C$ , en la ecuación anterior, pueden ser determinadas considerando las siguientes condiciones de borde, que simplemente expresan que la velocidad promedio sería igual a cero en un lecho teórico y que el nuevo perfil de velocidades sería idéntico al clásico perfil dado en la ec.3.48 a grandes distancias del lecho, así:

Condición de borde 1:

$$\bar{u} = 0 \quad \text{para } y = 0$$

Condición de borde 2:

$$\frac{\bar{u}}{u_f} \rightarrow 8.5 + 2.5 \ln \frac{y}{k} \quad \text{para } y \rightarrow \infty$$

aplicando la condición de borde 1 a la ec.3.54, se tiene:

$$C = -\frac{1}{\kappa} \ln\left(\frac{v}{u_f} + \beta k\right) \quad (3.55)$$

mientras que aplicando la condición de borde 2 produce:

$$\frac{1}{\kappa} \ln(\kappa y) + C = 8.5 + \frac{1}{\kappa} \ln \frac{y}{k} \quad (3.56)$$

reemplazando  $\kappa=0.4$  en la ec.3.56 y resolviendo esta ecuación para  $C$  se obtiene la siguiente expresión:

$$C = 10.8 - 2.5 \ln k \quad (3.57)$$

reemplazando la ec.3.57 en la ec.3.55 y resolviendo para  $\beta$  se tiene:

$$\beta = \frac{1}{75} - \frac{1}{\frac{u_f k}{\nu}} \quad (3.58)$$

demostrando así que el factor de longitud de mezcla forzada  $\beta$  está en función del **Re** y que se aproxima a una constante cuando este número se extiende al infinito. Cuando el Re es igual a 75,  $\beta$  es cero, correspondiendo al inicio del rango rugoso justo antes de que la separación cerca de la cima del elemento rugoso haya tomado lugar. El valor de 75 coincide con las observaciones que más comúnmente se encuentran citados en la literatura, ejemplo para Schlichting es 70 (1968).

Reemplazando las ec.3.57 y ec.3.58 en la ec.3.54 se tiene una expresión final para el perfil de velocidades sobre un lecho rugoso en el rango rugoso:

$$\frac{\bar{u}}{u_f} = 2.5 \ln \left[ \frac{29.7 y}{k} + 1 \right] \quad (3.59)$$

Esta expresión es idéntica a la expresión clásica de la ec.3.48 excepto por el término +1 que hace que la velocidad promedio en el tiempo sea cero en un lecho teórico. A grandes distancias desde el lecho, esto es 10 veces la rugosidad, la diferencia entre la nueva y clásica distribución de velocidades, se puede notar fuertemente. El perfil clásico es comparado con el nuevo perfil dado por la ec.3.59 en la figura 3.7.

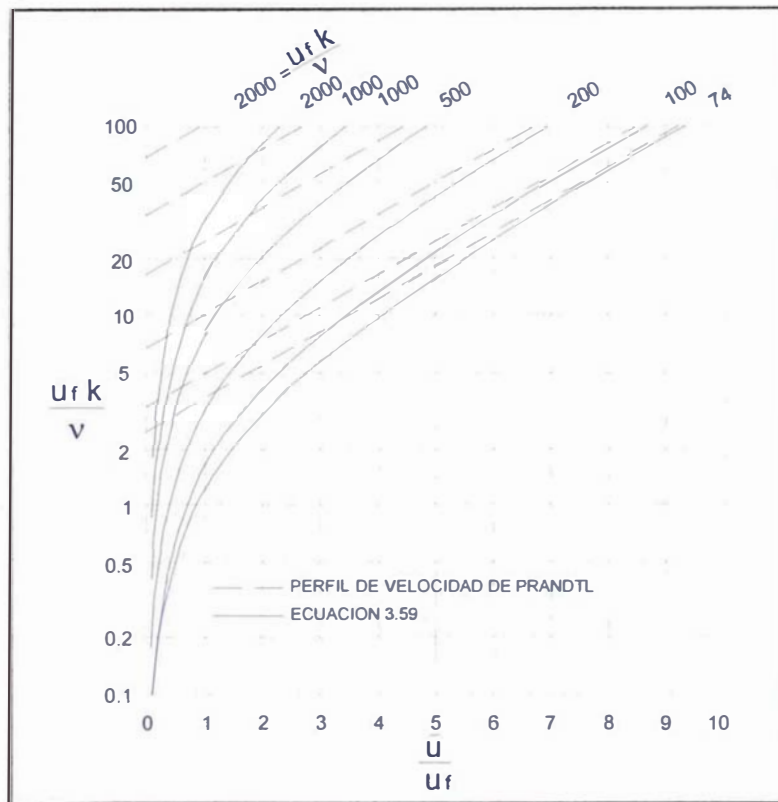


Figura 3.7. Distribución de la turbulencia de la velocidad media en la proximidad al lecho rugoso. Rango rugoso (Christensen 1972)

### 3.3.4 Relación levantamiento / esfuerzo de corte

La relación promedio levantamiento / esfuerzo de corte puede ser evaluado usando la fórmula de Einstein (1949) para un levantamiento promedio por unidad de área de lecho:

$$\bar{\lambda} = C_L (\rho/2) u_{35}^{-2} \quad (3.60)$$

en el que  $C_L$ , es el coeficiente de levantamiento e igual a **0.178**, y  $u_{35}$  es la velocidad promedio medida a una distancia

$$y = 0.35 D_{35} \quad (3.61)$$

desde un lecho teórico;  $D_{35}$  es el tamaño de grano del cual el 35% en peso del material es más fino.

Dividiendo la ec.3.60 entre  $\bar{\tau}_o = \rho u_f^2$  e introduciendo los valores numéricos arriba mencionados del coeficiente de levantamiento produce la relación de levantamiento / esfuerzo de corte:

$$\frac{\bar{\lambda}}{\bar{\tau}_o} = 0.089 \left[ \frac{\bar{u}_{35}}{u_f} \right]^2 \quad (3.62)$$

Consecuentemente la introducción de la relación rugosidad / tamaño de grano  $r$  definido como la rugosidad de arena equivalente dividida por el **grano efectivo**, produce:

$$\frac{\bar{\lambda}}{\bar{\tau}_o} = 0.556 \left[ \ln \left( \frac{10.4}{r} + 1 \right) \right]^2 \quad (3.63)$$

El valor promedio del levantamiento hidrodinámico por unidad de área de lecho está en el orden de  $1 < r < 10$  correspondiente a una superficie de suelo bastante bien graduado. Como la relación rugosidad / tamaño de grano se incrementa debido a la vegetación, escombros y/o una distribución irregular del material granular del lecho, se observa que el valor promedio del levantamiento disminuye. Para valores de  $r$  que exceden a un ciento, el valor promedio del levantamiento es menos que uno por ciento del esfuerzo de corte promedio en el lecho y puede ser despreciado en las investigaciones de estabilidad.

Finalmente el factor de corrección para las riberas introduciendo la ec.3.63 en la ec.3.44 para la relación levantamiento/esfuerzo de corte resulta:

$$\frac{\bar{\tau}_{cr.b}}{\bar{\tau}_{cr.h}} = \frac{(s^2 - \cot^2 \phi) \left( \cot \phi + 0.556 \left[ \ln \left( \frac{10.4}{r} + 1 \right) \right]^2 \right)}{0.556 s \left[ \ln \left( \frac{10.4}{r} + 1 \right) \right]^2 + \sqrt{(s^2 - \cot^2 \phi) + 0.309 \left[ \ln \left( \frac{10.4}{r} + 1 \right) \right]^4} \cot \phi} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + s^2}} \quad \text{ec.3.64}$$

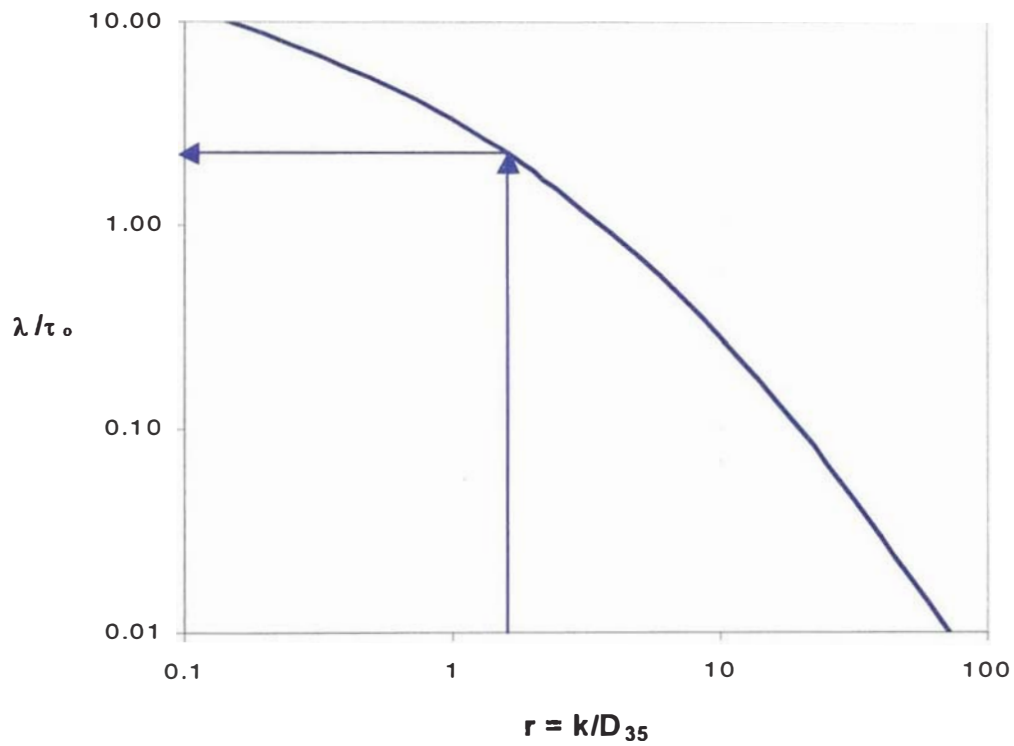


Figura 3.8. Relación levantamiento / esfuerzo de corte en función de la relación rugosidad / tamaño de grano efectivo (Christensen 1972).



### 3.4 DISEÑO DEL FILTRO DE PROTECCIÓN

Un filtro es una capa de transición de arena gruesa, piedra pequeña, o tejido, colocado entre el suelo subyacente y la estructura. El filtro previene la migración de las partículas finas a través de los vacíos en la estructura, distribuye el peso de las unidades armadas para proporcionar asentamiento más uniforme, y permite el alivio de presiones hidrostáticas dentro de los suelos.

Para las áreas sobre la línea de agua, los filtros también impiden, al agua de la superficie, causar erosión (cárcavas) debajo el revestimiento. Un filtro debe usarse siempre y cuando el enrocado se coloque sobre un material no cohesivo sometido al drenaje subsuperficial significativo (como en áreas en donde los niveles de la superficie de agua fluctúan frecuentemente y en áreas de altos niveles de aguas subterráneas).

#### 3.4.1 Filtros granulares

Para el enrocado, una proporción de filtro de 5 o menos respecto al enrocado, entre las capas produce una condición estable. La proporción del filtro se define como la proporción del 15% del tamaño de partículas de la capa más gruesa ( $D_{15}$ ) entre el 85% del tamaño de partículas de la capa más fina ( $D_{85}$ ). Un requisito adicional para la estabilidad es que la proporción del 15% del tamaño de partícula del material más fino debe exceder a 5 pero debe ser menos de 40. Estos requisitos pueden aclararse como (HEC 11 FHWA 1989):

$$\frac{D_{15}(\text{capa gruesa})}{D_{85}(\text{capa fina})} < 5 < \frac{D_{15}(\text{capa gruesa})}{D_{15}(\text{capa fina})} < 40 \quad (3.65)$$

$$\frac{D_{50}(\text{capa gruesa})}{D_{50}(\text{capa fina})} < 40$$

El procedimiento consiste en verificar si la protección necesita de filtro, para lo cual en este primer paso la capa gruesa es enrocado y capa fina es la base. Si no cumple con los rangos establecidos entonces se determina la granulometría del filtro considerando, en este segundo paso, como capa gruesa el filtro y la capa fina la base. En el siguiente paso se requiere verificar la granulometría del filtro con relación al enrocado. Y finalmente se grafica un Huso o rango de la granulometría del filtro entre el enrocado y la base del suelo.

Si una sola capa de material del filtro no satisface los requisitos necesarios, se deben utilizar una o más capas adicionales de material de filtro. No más del 5% del material del filtro debe pasar el tamiz No. 200.

En cuanto al espesor de la capa del filtro, éste debe estar entre 150 mm a 300 mm para una sola capa, y de 100 mm a 200 mm para las capas individuales con una cobertura de capa múltiple (HEC 11-FHWA 1994)

### **3.4.2 Filtros Tejidos (Geotextiles)**

Los filtros de tejido sintético han encontrado uso considerable como alternativas a los filtros granulares o como refuerzo.

Las ventajas relevantes para el uso de filtros tejido son:

- La instalación es generalmente rápida y de labor eficaz.
- Los filtros tejido son más baratos que los filtros granulares.
- Tienen calidad de material más consistente y confiable.
- Tienen buena resistencia a la tensión propia.
- La disponibilidad local del material de filtro granular adecuado no es mayor en las consideraciones de diseño que cuando se usan filtros tejidos.

Mientras que las desventajas incluyen:

- Los filtros tejido pueden ser difíciles de colocar bajo el agua.
- La instalación de algunos tejidos debe realizarse con cuidado para prevenir exposición de rayos ultravioletas indebidos.
- La evidencia experimental indica que cuando las riberas del cauce se someten a acción de olas, el material no cohesivo de la ribera tiene una tendencia a emigrar por debajo de los filtros tejidos; esta tendencia no se observa con los filtros granulares.
- Los filtros tejido pueden inducir fallas de asentamiento movable o modificado cuando se usan debajo del enrocado instalado en taludes empinadas.

El diseño propiamente desarrollado y muy sencillo se encuentra en diferente literatura, tanto de los Fabricantes como libros especializados. En la tabla N° 650-1 de las Especificaciones Técnicas Generales para la Construcción de Carreteras del Ministerio de Transportes (EG-2000), se presentan los parámetros que deben cumplir los geotextiles para su conservación dependiendo del uso que al que se destinen.

### **3.5 DIMENSIONES DEL ENROCADO**

#### **3.5.1 Distribución granulométrica**

También denominada graduación de piedras, en revestimientos tipo enrocado afecta la resistencia contra la erosión. La piedra debe estar graduada razonablemente a lo largo del espesor de capa de enrocado de modo que los límites de graduación no deben ser tan restrictivos ya que los costos de producción serían excesivos y su comportamiento sea flexible.

Un procedimiento de graduación alternativo es coleccionar muestras de campo, a intervalos regulares; cada muestra debe evaluarse para determinar la graduación en el lugar.

La graduación sugerida por Simons (1977), muestra valores obtenidos en laboratorio y aplicados luego en estabilización de ríos.

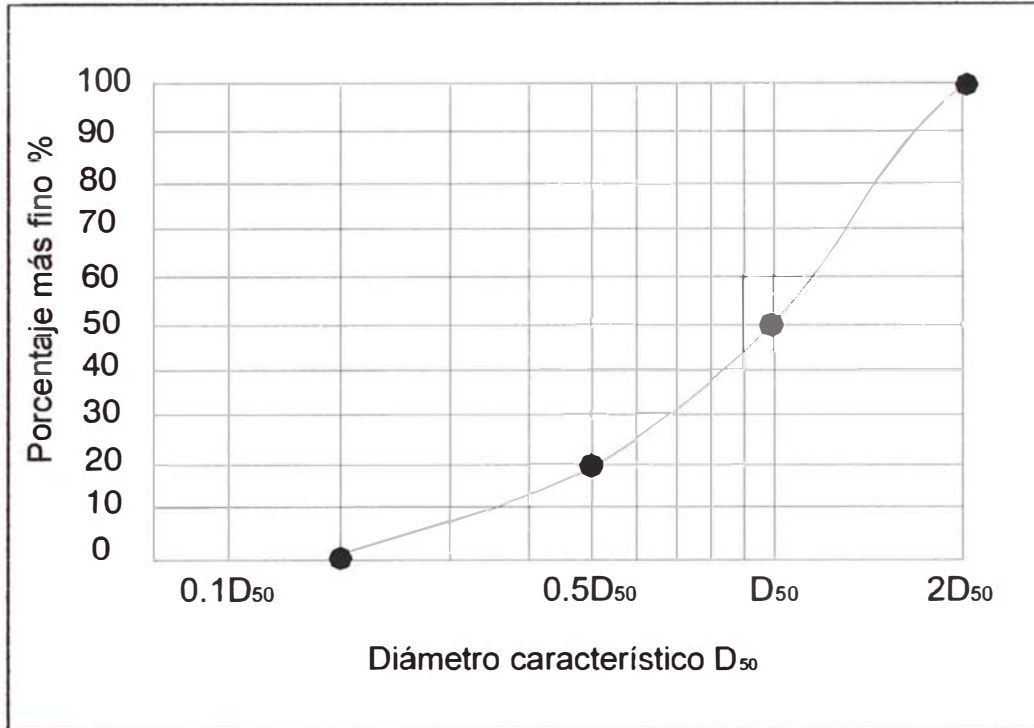


Figura 3.9. Graduación sugerida por Simons (1977)

### 3.5.2 Espesor del revestimiento

Para proporcionar máxima resistencia contra la erosión, todas las piedras deben acomodarse bastante bien dentro del espesor de capa de revestimiento. El sobre dimensionado, incluso en traviesas aisladas, puede causar falla del enrocado evitando apoyo mutuo entre las piedras individuales, proporcionando grandes vacíos que exponen el filtro y materiales del lecho,. De esta manera se crea turbulencia local excesiva que remueve las piedras más pequeñas.

En la determinación del espesor del revestimiento, se aplican los siguientes criterios (FHWA-1994):

- No debe ser menor del diámetro esférico del  $D_{100}$  de la piedra, o menor de 2 veces el diámetro esférico del  $D_{50}$  de la piedra, cualesquiera se elige el mayor espesor.
- No debe ser menor de 30 cm para una colocación práctica.
- El espesor determinado por los anteriores debe aumentarse en 50% cuando el enrocado se coloque bajo el agua, así se mantiene incertidumbres asociadas con este tipo de colocación.
- Cuando los revestimientos tipo enrocado estén sujetos al ataque de escombros flotantes, debe aumentarse el espesor en 30 cm, acompañado por un aumento apropiado en tamaño de la piedra.
- Cuando se utilice piedras redondeadas, el diámetro efectivo será 1.25 veces el diámetro obtenido.
- Cuando se coloque al volteo, el diámetro también será de 1.25 veces el diámetro obtenido.

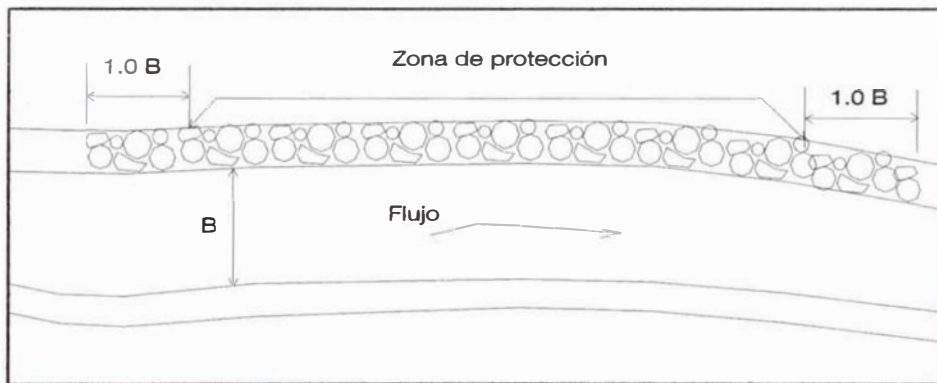
### 3.5.3 Extensión Longitudinal

La extensión longitudinal de la protección requerida para el esquema de protección de una ribera depende de las condiciones locales del sitio. En general, el revestimiento debe ser continuo para una distancia mayor que la longitud sometidas a impactos por las fuerzas severas del flujo en el cauce, que causan desprendimiento y/o transporte del material de la ribera. Aunque éste es un criterio vago, exige consideración seria.

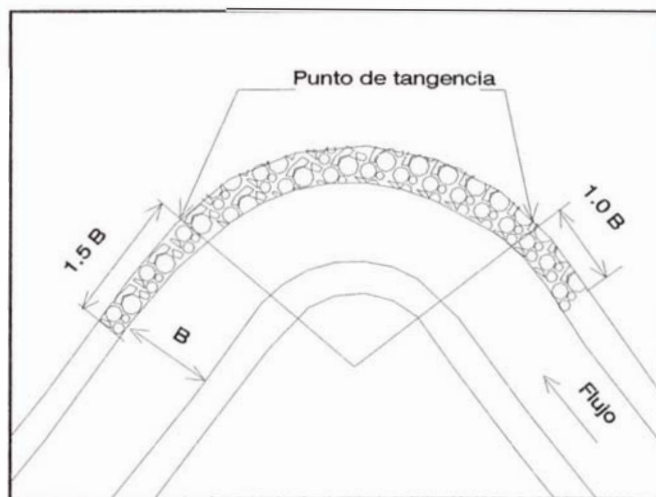
El reconocimiento en campo es una herramienta útil para la evaluación de la extensión longitudinal de protección requerida, particularmente si el cauce se está erosionando activamente. En cauces de tramos rectos, las marcas en las riberas del cauce pueden ser útiles para ayudar a identificar los límites requerido para la protección.

En este caso, se recomienda que los límites aguas arriba y aguas abajo de los esquemas de protección sean extendidas un mínimo de una vez el ancho del cauce más allá de los límites de erosión observados, como se muestra en la figura 3.10a, o simplemente 3 veces la altura del enrocado (USACE 1994).

Cuando el cauce tiene curvatura se recomienda que la extensión sea 1.5 veces el ancho del cauce aguas abajo del esquema de protección, como se muestra en la figura 3.10b, o 4 veces la altura del enrocado (USACE 1994).



a. cauces rectos o similares



b. cauces curvos

Figura 3.10. Extensión longitudinal de la protección en cauces alineados y curvos

### 3.5.4 Extensión Vertical

La altura de una defensa con enrocado debe ser igual al diseño de elevaciones de aguas altas más alguna disposición para el borde libre; esto es:

$$H_m = Y + B_L \quad (3.65)$$

El borde libre se proporciona para asegurar que el grado deseado de protección no sea reducido por incontables factores, como los siguientes:

- Sobre elevación en curvaturas de cauces,
- Saltos hidráulicos, remansos,
- Irregularidades de flujo debido a los pilares, transiciones y uniones de flujo.

Además, se consideran también los fenómenos erráticos como asentamientos imprevistos del terraplén, acumulación de sedimentos, desechos, escombros en el cauce, crecimiento acuático u otros en el cauce.

Para la determinación del borde libre se debe considerar el impacto de cada uno de los efectos listados anteriormente en forma individual y en conjunto.

En la ec.3.65, el borde libre está en función de la altura de carga de velocidad  $V^2/2g$  y se pueden mostrar los siguientes valores

Cuadro 3.2. Valores para el borde libre

Velocidad (m/s)	$B_L$
5	1.50
4 ~ 5	1.20
3 ~ 4	1.00
2 ~ 3	0.80
< 2	0.60

o también 1/3 del tirante de agua; cualquiera que resulte mayor; y 0.60 ~ 1.00 m en tramos contraídos y curvas

### 3.5.5 Profundidad del pie de Talud

Se ha determinado que uno de los principales mecanismos de falla de la protección, en general, es la socavación al pie de talud. En el diseño, las estimaciones de la profundidad de socavación son necesarias para que la capa de protección se coloque lo suficientemente profunda en el cauce del lecho y así prevenir la socavación. La profundidad última de socavación debe considerar la degradación del cauce así como la socavación natural y los procesos de relleno.

Utilizando las ecuaciones de socavación general y local presentadas por Litschvan Levediev y las tradicionales de Blench, Lacey; podemos determinar la profundidad de socavación.

También se pueden utilizar la siguiente expresión (HEC 11-FHWA 1994):

$$Y_s = 1.74 D_{50}^{-0.11} \quad \text{para } D_{50} > 0.0015 \text{ m} \quad (3.66)$$

donde:

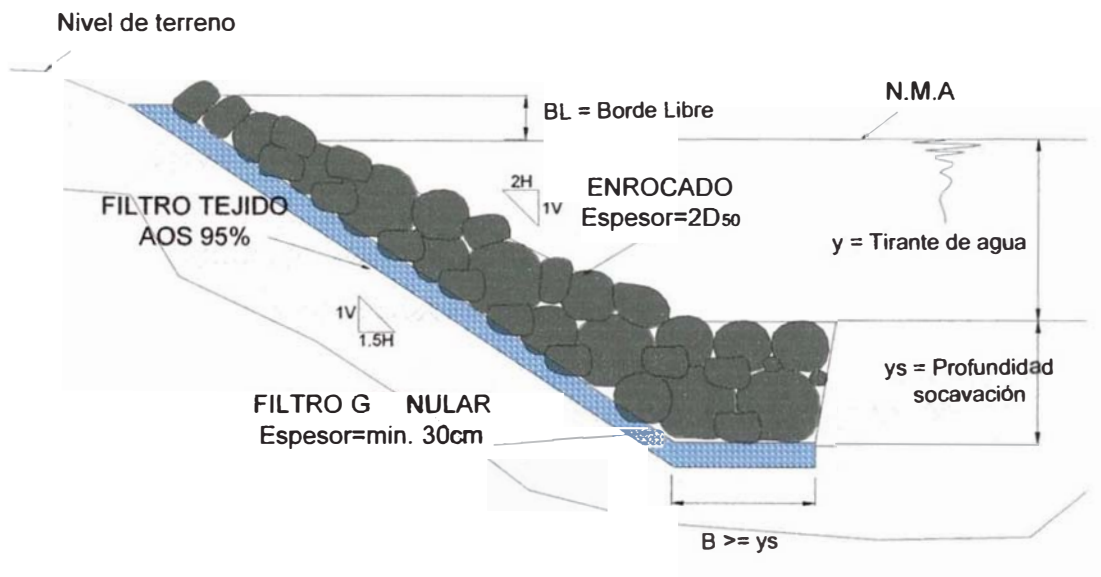
$Y_s$  es la profundidad máxima de socavación local (m)

$D_{50}$  es el diámetro medio del material del lecho del cauce (m)

### 3.5.6 Esquema de Protección

El espesor varía en función de la altura del revestimiento, siendo más ancho en la parte sumergida y menos ancho en la parte superior; se realiza de este modo para reducir el efecto de la velocidad en el fondo y también disminuir costos. El esquema se muestra en la figura 3.11.





% que pasa (graduación)	Rango (AASHTO)
100	$1.5 D_{50}$ a $1.7 D_{50}$
85	$1.2 D_{50}$ a $1.4 D_{50}$
50	$1.0 D_{50}$ a $1.4 D_{50}$
15	$0.4 D_{50}$ a $0.6 D_{50}$

Diámetro mínimo 0.30 m

**Figura N° 3.11. Esquema de Protección con Enrocado**

### 3.6 NORMAS ASTM PARA CONTROL DE EROSION

Para que un material sea resistente, tiene que cumplir ciertas normas de calidad. La institución encargada del control de calidad de materiales en ingeniería civil en Estados Unidos es la ASTM (American Standard Testing of Materials).

Para el tema de Control de Erosión, específicamente enrocados, la ASTM recomienda especificaciones que se mencionan a continuación:

- ✓ Evaluación de rocas, sobre dimensiones, cantidad y calidad, considerando el riesgo de daño a los que se va a proteger.
- ✓ Evaluación de ensayos para la durabilidad de rocas en condiciones húmedas y secas.
- ✓ Análisis de muestreo y filtros para protección de material granular
- ✓ Determinación de los tamaños resistentes en función del peso específico, para protecciones en presas, estribos, pilares de puentes, rompeolas, etc.

En el cuadro 3.3. se muestra un resumen de las especificaciones que recomienda la ASTM referente a Control de erosión y sedimentación para enrocados.

Cuadro 3.3. Especificaciones ASTM para Control de Erosión y Sedimentos

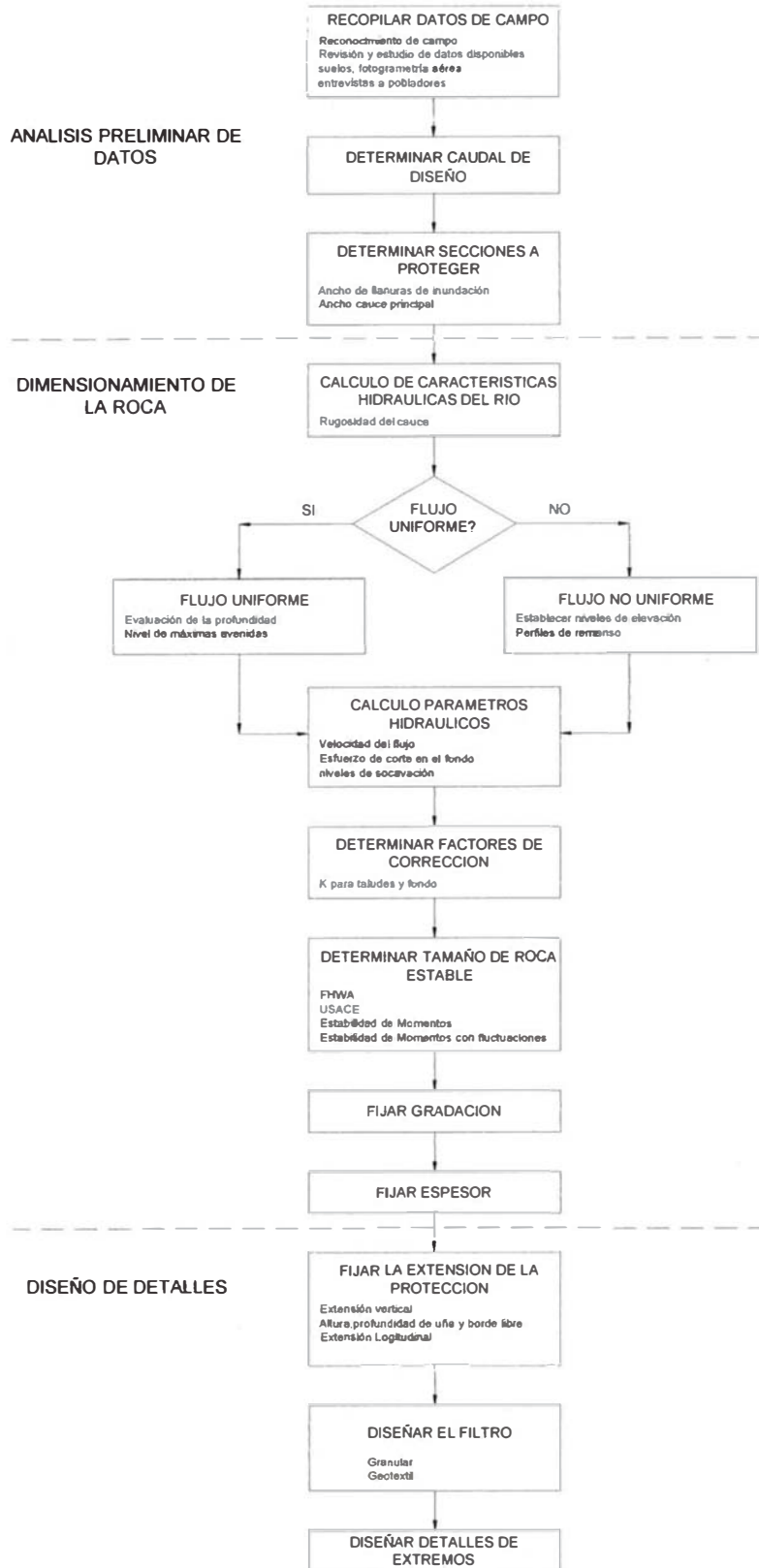
Terminología		Enrocado (rock riprap)	
Referencia No.	Título	Alcances	Otras especificaciones de referencia
D4992-94 (2001)	Normas Prácticas para la evaluación de piedras utilizadas en Control de Erosión (Standard Practice for Evaluation of Rock to be Used for Erosion Control)	Estas Normas consideran la evaluación de piedras (que van a ser utilizadas en control de erosión. La complejidad y extensión de esta evaluación gobiernan los requisitos de tamaño y diseño de un proyecto individual, la cantidad y calidad de piedra, y el riesgo potencial de daño a propiedades o pérdidas de vidas humanas.	C88;C127;C294;C295;C535;D653;D653;D396;D5121;D5240;D5312;D5313
D5313-92(1997)	Métodos de Ensayos para la Evaluación de Durabilidad de piedras para Control de Erosión en condiciones Húmedas y Secas.	Este método de ensayo, cubre los procedimientos para evaluar la durabilidad de la piedra para control de erosión cuando están expuestas a condiciones secas y humedad.	D4492;D5121
D5519-94 (2001)	Método de Ensayo para Análisis de Tamaño de partículas de Materiales Naturales y fabricados.	Este método de ensayo cubre el análisis del tamaño y masa de la partícula de enrocado natural o hechos por el hombre y materiales relacionados, incluyendo filtros de piedra o materiales de granulometría gruesa.	C136;D422;D653;D3740;D4992;D5240;D5312;E11
D6092-97e1	Normas Prácticas para determinar Dimensiones Normales de piedra para Control de Erosión	Esta guía considera la designación de tamaños y rangos máximos en peso o gradación para dimensiones normales de piedras, lajas o rellenos, o ambos, usados para protección de taludes de terraplenes de presas, control de erosión de cauces, pilares y estribos. Dimensiones usadas para estructuras de puertos como rompeolas, revestimientos, diques confinados para estructuras de evacuación, para los que las dimensiones de las piedras se encuentren en un rango de 5 a 25 TN o que requieran dimensiones de corte para elevar estructuras que van más allá de esta guía.	D653;D4992;D5519

### 3.7 PROCEDIMIENTO PARA DISEÑO DE ENROCADOS

Una visión clara sobre el diseño de enrocados nos muestra el HEC11 (FWHA-1994), recomendando tres etapas para el diseño de enrocados, estos son:

- **Análisis preliminar de datos**; en esta etapa se recopila todos los datos de campo sobre levantamientos topográficos de la zona de estudio, análisis de las muestras de suelos, fotografías aéreas, entrevistas a pobladores, y otros datos que el Diseñador considere necesario. También se determina el caudal de diseño y las secciones y extensión del tramo a proteger.
- **Dimensionamiento de la roca**; donde se calcula los niveles de agua en el río (curvas de remanso), considerando la rugosidad del lecho, se recomienda el uso de ábacos para secciones prismáticas y programas como el HEC RAS para secciones irregulares. Se determina entonces la velocidad, tirantes, esfuerzos cortantes, factor de corrección del talud donde se colocará el enrocado, factor de seguridad y el diámetro de piedra estable. Luego se calcula la graduación y el espesor.
- **Detalles**; donde se determina la extensión de la protección, horizontal y vertical, el filtro necesario, el tratamiento de los bordes y el análisis de costos.

Este procedimiento de diseño se resume en el diagrama que se presenta en la Figura 3.12. para determinar su viabilidad técnica y económica.



**Figura N° 3.12. Procedimiento para el diseño con Enrocado (HEC11-FHWA 1994)**

### **3.8 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE ENROCADOS**

Las defensas ribereñas se construyen dentro de un cauce, por lo que son limitados a lugares específicos y periodos de tiempo, además se basa en la utilización del cauce para diferentes estados de la vida natural. Las construcciones se realizan generalmente después de verano, en época de estiaje donde los niveles son bajos.

Las obras de defensas que se aprueben dentro de los ríos requieren de un diseño que muestre límites, perfiles, y secciones transversales de los trabajos.

Como parte de la aprobación de las construcciones dentro de los ríos se requiere de un Plan de Manejo Ambiental. Estos planes están dirigidos a salvar la vida acuática y sobre todo del ecosistema local, manejo de sedimentos, manejo de accesos, monitoreo ambiental y restauración de riberas. Estos planes varían de acuerdo a la región.

En el procedimiento constructivo se recomienda seguir los siguientes pasos:

#### **a.- Preparación del lugar de trabajo**

Como mínimo se requiere la limpieza de malezas y arreglo de la ribera, para reunir las especificaciones que muestran los planos, con taludes libres de malezas, árboles y restos de otros materiales y conseguir de este modo una superficie relativamente suave.

Los taludes de las riberas se acondicionan uniformemente como indican los planos. Los materiales sueltos, blandos y las piedras grandes que se proyectan en el talud serán removidas; los hoyos y vacíos serán rellenados con material seleccionado no cohesivo y compactados directamente. Si se requiere una zanja de relleno al

pie de talud para prevenir la socavación, ésta se debe construir durante la preparación del lugar de trabajo.

### **b.- Colocación de las capas de filtro**

Los materiales de filtro con gravas son inspeccionadas por calidad (dureza y durabilidad de piedra y presencia de finos) y de acuerdo con la graduación del lugar. La capa de filtro es extendido uniformemente sobre el talud preparado con las dimensiones de los planos. Los materiales son extendidos por debajo de los delantales de protección o pie de taludes. Las capas son colocadas generalmente con técnicas que no produzcan segregación de la masa de piedras. No se requiere de compactación pero la superficie debe ser llana y estar libre de montículos y depresiones.

Cuando se coloquen los geotextiles se deberá cuidar que no se desgarran, para lograr este fin se debe colocar sobre ellos una capa de 0.10 m de espesor de grava y así evitar el soporte directo del peso de las rocas.

### **c.- Calidad**

Las piedras utilizadas para enrocados deben ser duras, durables, de forma angular en lo posible, resistente a los temporales y acción del agua, libre de sobrecarga, escombros, limos y arcillas o material orgánico y reunir la especificaciones de graduación. Las piedras polvorientas, contienen arcillas, limos, tierra, o material orgánico, pero en otras circunstancias es aceptable y generalmente lavadas antes de ser distribuidos en el lugar de trabajo.

Las especificaciones para piedras usadas en enrocados, incluyen el peso específico, forma, dureza y durabilidad.

La durabilidad de la roca se determina mediante los siguientes ensayos:

- ✓ Prueba de abrasión de los Angeles (AASHTO Test T-96): 40% para 500 revoluciones
- ✓ Sulfato de sodio (AASHTO Test T-104): <10% después de 5 ciclos.

#### **d.- Control de la graduación del enrocado**

Uno de los aspectos más importantes de la construcción de enrocados es el control del tamaño y graduación de piedras del enrocado colocados sobre las riberas, aún así puede ser muy difícil de lograr. Las inspecciones de cargas individuales de piedras distribuidas en el lugar de trabajo es parte importante del control. Las siguientes técnicas ayudan a asegurar que se reúna la graduación requerida:

- ✓ Para proyectos grandes, una muestra de piedra en la cantera que reúna las especificaciones de gradación puede ser proporcionado como una referencia visual para los operadores de maquinaria. Las muestras de piedras marcadas de  $D_{100}$ ,  $D_{85}$ ,  $D_{50}$  y  $D_{15}$ , son de utilidad y gran ayuda. Se puede colocar una muestra similar en el lugar de construcción como referencia.
- ✓ Diariamente, o con mayor frecuencia, la línea de muestreo de piedras in situ proporciona una verificación sobre la gradación. El procedimiento consiste en tender una wincha a través de la superficie del enrocado y medir las dimensiones (generalmente el eje b) de cada piedra que cae debajo de un espacio fijado, como a cada 2m a lo largo de la cinta (Kellerhals y Bray 1971). Medir al menos 50 piedras por cada línea de muestreo. Tabular las dimensiones de las piedras desde los más grandes a los más pequeños, calculando el porcentaje de finos por cada 5 piedras de la muestra.



Graficar una curva de porcentaje de finos por diámetro y comparar la curva de graduación. Si la muestra de las piedras no es adecuadamente dimensionada, la construcción puede ser detenida y las piedras de las canteras ser re evaluadas.

También se recomiendan dos métodos a considerar, estos son: el criterio de Simons y Senturk (1977) y las recomendaciones del AASHTO, que se detallan en la sección 3.5.1

#### **e.- Colocación del enrocado**

Las piedras son transportadas y colocadas por métodos que eviten la segregación, esto es colocadas una por una con la cuchara de la excavadora o una grúa; las piedras descargadas directamente al talud o extendidos con maquinaria pesada (tractores), son generalmente prácticas de construcción que deben evitarse en lo posible. Debe tomarse las medidas necesarias para prevenir rajaduras o fracturas de las piedras cuando se someta a las máquinas chancadoras. Cada camionada de piedra colocada en el lugar de trabajo proporcionará un rango de tamaños de piedra en la graduación.

Al colocarse las piedras con cucharas de excavadoras, se controla el espesor y proporciona una masa razonablemente bien graduada con pocos vacíos. Las piedras grandes son colocadas a lo largo del pie o distribuidas uniformemente a través de la masa. Deben evitarse grupos de piedras grandes y pequeñas.

Para trabajos sobre agua, las piedras son colocadas desde la base del talud hacia la cima en una operación. Para riberas altas, es apropiado completar los trabajo son dos excavadoras, uno en la base y otro en la cima. Se requiere de cuidado en la colocación de las piedras para evitar levantamientos en la capa o capas de filtro.

Para colocación de piedras bajo agua, generalmente se usan las grúas con cuchara de mordazas, sobre el lecho o pie de talud de la ribera. El control de calidad se realiza con inspecciones especiales como buceos en obras grandes.

Frecuentemente la superficie de las piedras es rugosa. Sin embargo, en algunas circunstancias, los residuos de canteras se utilizan para rellenar los vacíos en la superficie del revestimiento creando una superficie uniforme.

Cuando se coloque enrocado en cauces rectos o casi rectos, se deberá colocar una longitud adicional de un ancho del cauce (cauces estrechos) ó 2 veces la altura total de la protección en ambos extremos como se muestra en la Figura 3.10.a.

Cuando se coloque enrocados en cauces curvos se deberá colocar una longitud adicional de un ancho del cauce (cauces estrechos) ó 2 veces la altura total de la protección a la entrada y a la salida 1.5 veces el ancho del cauce ó 3 veces la altura total, como se muestra en Figura 3.10.b.

## CAPITULO IV

### DIAGNÓSTICO DE ENROCADOS EXISTENTES

Las protecciones de riberas en el sur del País, como en el río Ica, quebradas Cansas y Tortolitas-Ica, río Pisco, río Matagente-Chincha, ríos Yucaes y Chillico en Ayacucho, presentan enrocados de reciente ejecución para las defensas ribereñas, y ya han sido sometidos al periodo de lluvias del 2003. Así mismo se presenta el enrocado proyectado y ejecutado en el Río Rímac Tramo Urb. Sol de Huampaní en Lima en el 2001. Estos trabajos se encuentran ubicados en:

Ica, río Ica: Tramo Bocatoma La Achirana

Ica, río Ica: Tramo Bocatoma Macacona-Quilloay

Ica, Quebrada Cansas: Tramo Cruce con canal La Achirana

Ica, Quebrada Tortolitas: Tramo Los Molinos

Pisco, río Pisco: Tramo Bernales

Chincha, río Matagente: Tramo Wiracocha

Ayacucho, río Chillico

Ayacucho, río Yucaes

Lima, río Rímac Tramo Urb. Sol de Huampaní

Durante el trabajo de diagnóstico de campo, se ha recopilado información de Hidrología, granulometría del río, secciones transversales de los ríos, tamaño del diámetro de piedras y forma de colocación, así como también los parámetros físicos. Los datos topográficos, fueron ingresados en el programa HEC RAS, y con los datos de caudales obtenidos de la hidrología, se determinó los parámetros hidráulicos como velocidad y tirantes, necesarios para el diseño de enrocados, para que de esta forma verifiquemos el diseño existente.

A continuación se describen los lugares de observación.

## 4.1 ICA

Luego de la inundación ocurrida en la ciudad de Ica en enero de 2000, la que se suscitó como consecuencia de los efectos del Fenómeno “El Niño”, se realizó un estudio de “Control de Desbordes e Inundaciones del río Ica y Quebrada Cansas”. Entre las conclusiones obtenidas, se determinó que los enrocados, serían aplicados en zonas cuya velocidad sea mayor o igual a 5 m/s, con un espesor de 1 m en función a parámetros recomendados por el Instituto de Investigaciones Eléctricas de México. En la actualidad, y en base al mencionado estudio, se han ejecutado las defensas ribereñas que utilizan enrocados, en la parte alta del río Ica. El Proyecto Especial Tambo-Ccaracocha y la Dirección Regional de Agricultura a través del PERPEC V fueron los encargados de la ejecución de obras.

Referente al diagnóstico observamos lo siguiente:

Las defensas aguas arriba de la bocatoma La Achirana y de la quebrada Tortolitas, fueron ejecutadas por el Dirección Regional de Agricultura de Ica siguiendo las recomendaciones del Estudio de Inundaciones anteriormente mencionado.

En el primer caso, la función del enrocado es encauzar el río Ica hacia la Bocatoma La Achirana, importante obra hidráulica de riego; además de proteger áreas agrícolas ubicadas en el distrito Los Molinos. Se prosiguió con el mismo espesor del enrocado existente, de un metro y las mismas dimensiones, colocando las unidades de piedras, con una excavadora. Se consideró un talud de paramento exterior 1V:1.5H y paramento interior 1V:1.18H, no presenta filtro granular o tejido por ubicarse sobre un terraplén conformado por el material del lecho del río; se utilizó piedras de cantera colocadas en forma individual con maquinaria en una longitud de 200 m, altura de 3.30 m, y profundidad de pie, 1.70 m. No se realizó estudios

hidráulicos para determinar las condiciones hidráulicas de aquel tramo del río .

La información hidrológica para avenidas de 50, 100 y 500 años se tomó de estudio de “Control de Inundaciones de la ciudad de Ica-ATA”.

La protección con enrocados en la quebrada Tortolitas, tiene la finalidad de proteger terrenos agrícolas, en una longitud de 220 m y altura de 3.00 m, de la amenaza de huaycos y flujo con lodos que se activan generalmente en época de lluvias y fenómenos extraordinarios. El talud interior es de 1V:1.5H y el exterior 1V:2H; es un enrocado colocado con maquinaria, y no presenta filtro, a pesar de encontrarse colocado directamente sobre las riberas del terreno agrícola.

La información de las características geométricas del cauce, se obtuvieron del PERPEC V de la Dirección Regional Agraria de Ica; mientras que la información hidrológica fue obtenida siguiendo las marcas dejadas por el flujo y consultas a los pobladores.

En las fotos 1, 2, 3 y 4 de anexos se puede observar lo mencionado y las figuras 4.1 y 4.2 muestran las secciones transversales y la forma de presentación del enrocado y las figuras 4.3 y 4.4, muestran el reporte gráfico de la simulación utilizando el HEC RAS para el río Ica tramo La Achirana y la quebrada Tortolitas, respectivamente.

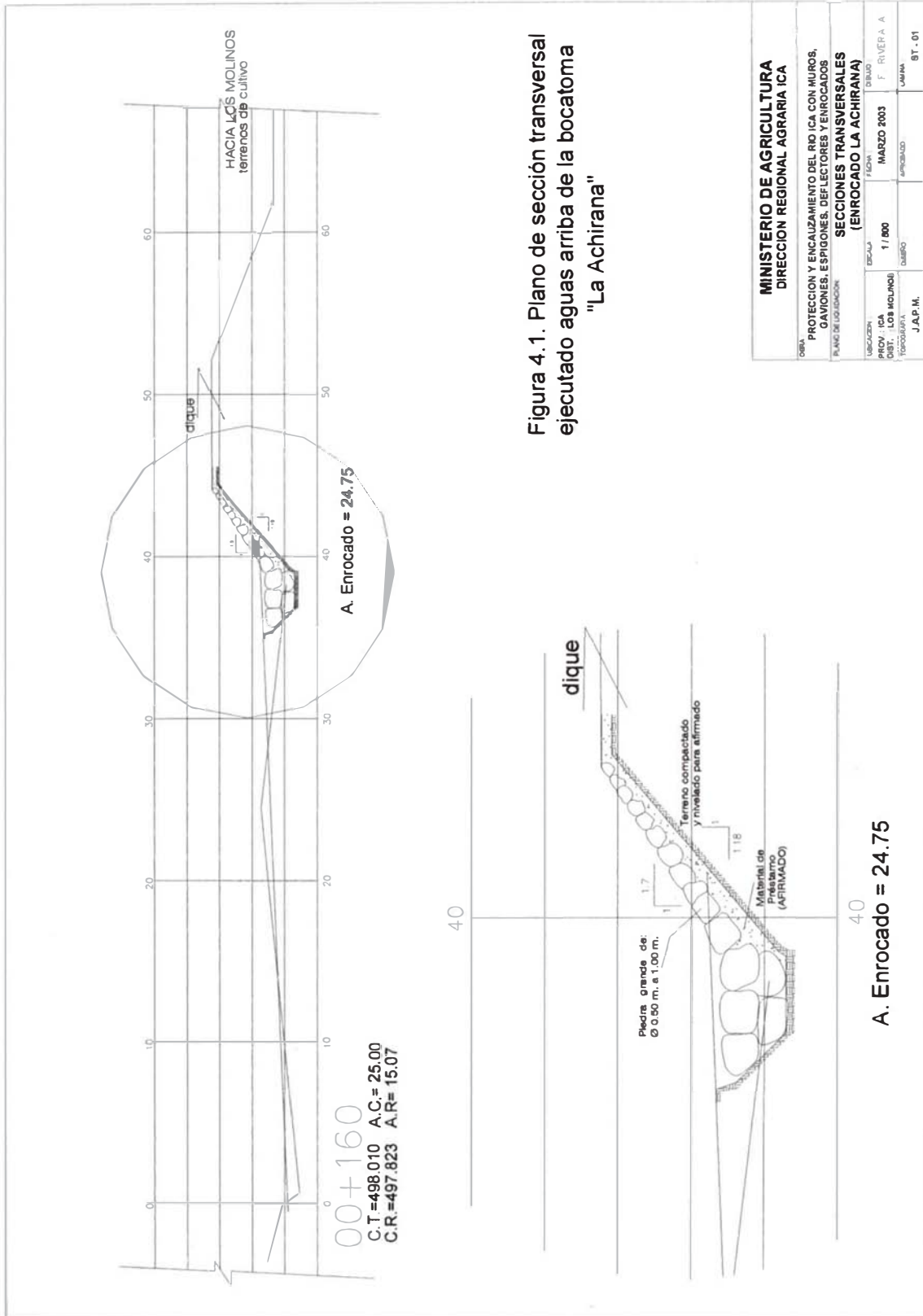
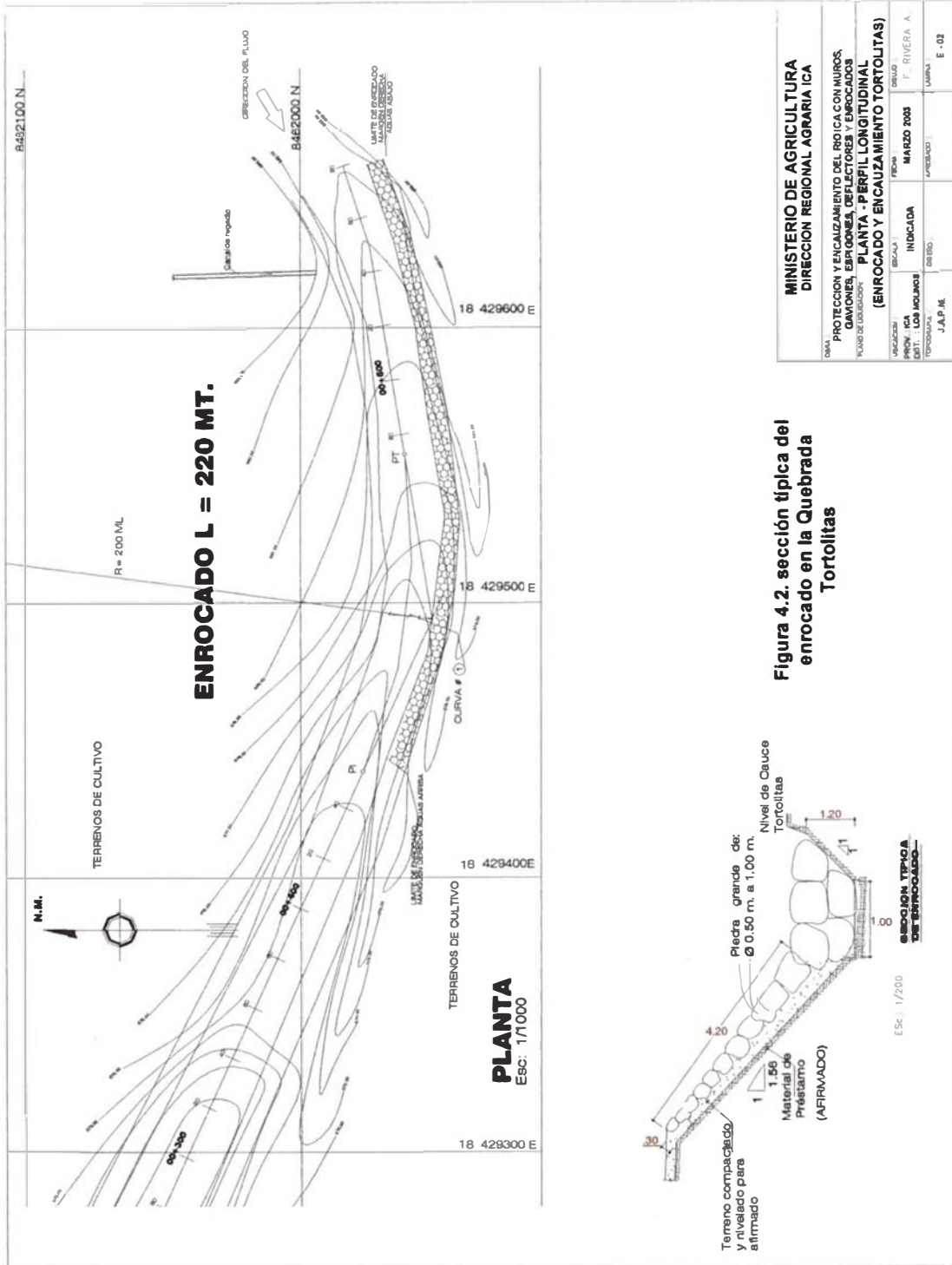
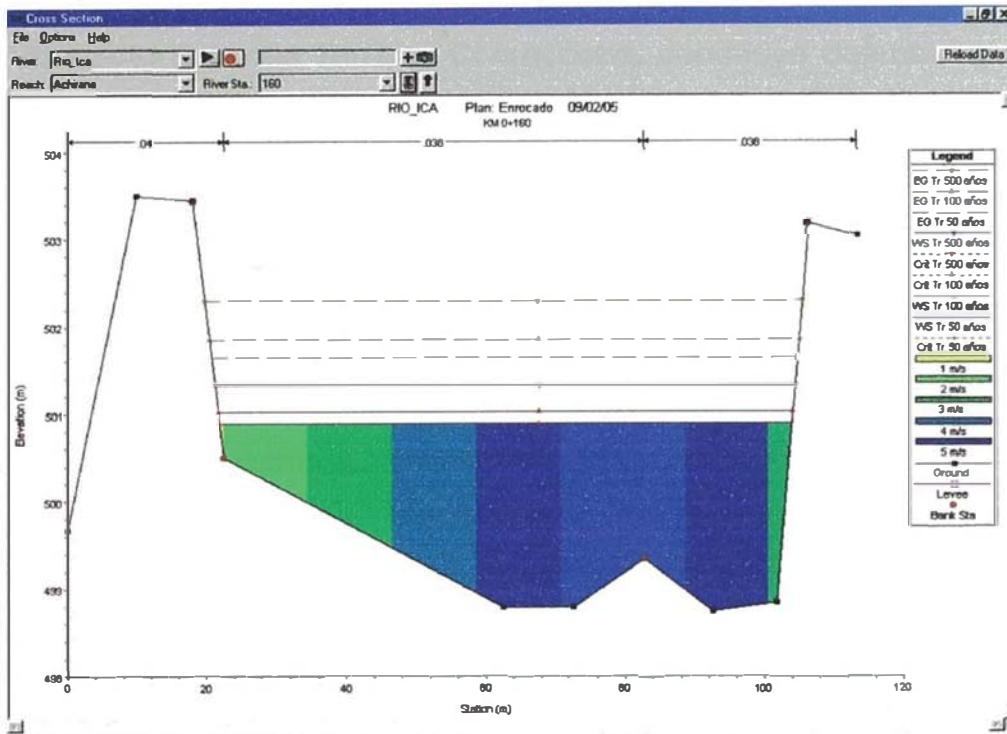


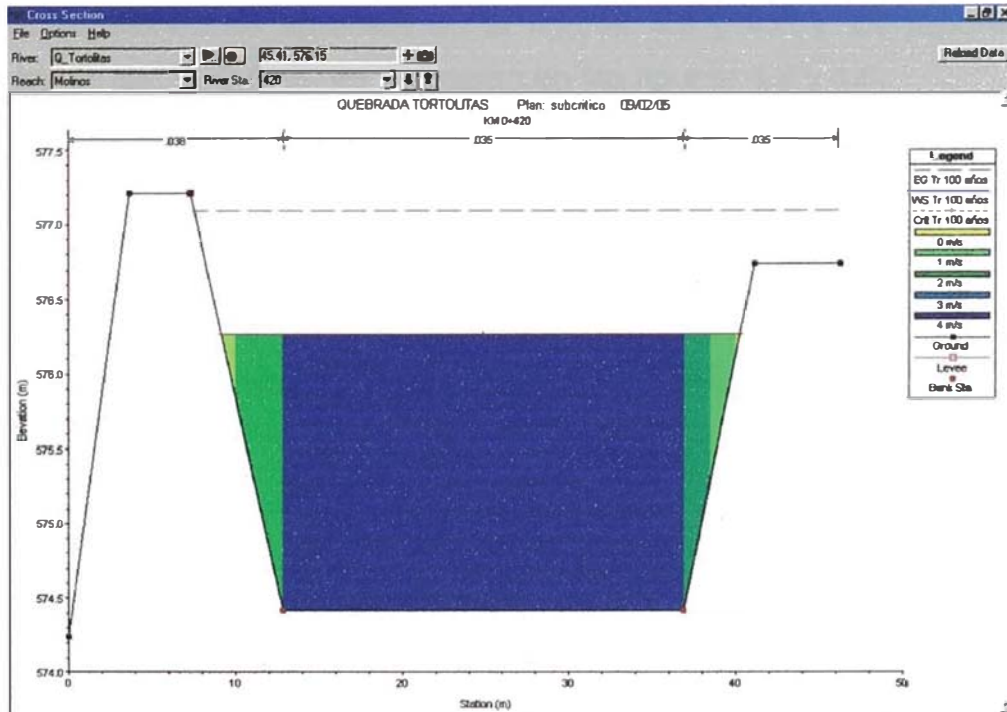
Figura 4.1. Plano de sección transversal ejecutado aguas arriba de la bocatoma "La Achirana"



<b>MINISTERIO DE AGRICULTURA</b>		<b>DIRECCION REGIONAL AGRARIA ICA</b>	
TEMA: PROTECCION Y ENCAUZAMIENTO DEL RIOICA CON MUROS, GAVIONES, ESPALDADES, DEFLECTORES Y ENROCADOS FUENTE DE INFORMACION: PLANTA - PERFIL LONGITUDINAL (ENROCADO Y ENCAUZAMIENTO TORTOLITAS)			
UNIFICACION	ESCALA	FECHA	DESENHO
PROYECTA: ICA	INDICADA	MARZO 2005	F. RIVERA A.
DISEÑADO: LOS ANJOS	ELABORADO:		
REVISADO: J.A.P.M.	APROBADO:		
			E - 02



**Figura 4.3.** Sección Km 0+160 del tramo de protección aguas arriba de la bocatoma la Achirana, río Ica. Distribución de velocidades obtenida con la simulación del HEC RAS.



**Figura 4.4.** Sección Km 0+420 del tramo de protección Quebrada Tortolitas, afluente del río Ica. Distribución de velocidades obtenida con la simulación del HEC RAS.



El Proyecto Especial Tambo Ccaracocha, construyó defensas con revestimientos de enrocados en la Bocatoma Macacona-Quilloay y en el cruce de la quebrada Cansas con el Canal de derivación La Achirana. En ambos lugares se utilizó un espesor de enrocado de 1 m, con piedras planas y taludes de terreno 1V:2H. La colocación fue con maquinaria pesada. Se puede apreciar la colocación final en las fotos 5 y 6 de anexos.

Respecto a la quebrada Cansas se utilizó como material de filtro un geotextil no tejido. La finalidad de este enrocado es de encauzar el flujo en la quebradas inactiva, y proteger las riberas cercanas al cruce con el canal La Achirana. Es necesario mencionar que esta quebrada condujo caudales considerables en la época de lluvias correspondiente al año 1998.

La información hidrológica también se obtuvo del estudio realizado por ATA.

Las secciones se aprecian en la figuras 4.5 y 4.6 y los reportes gráficos del HEC RAS, se muestran en las figuras 4.7 y 4.8.

Respecto al peso específico de las piedras de cantera, esta se estiman en 2600 a 2700 Kg/m<sup>3</sup>, considerando la geología regional.

La información recopilada se muestra en el cuadro 4.1, mientras que las secciones transversales, simulaciones con HECRAS, y reportes de resultados se muestran en Anexos.

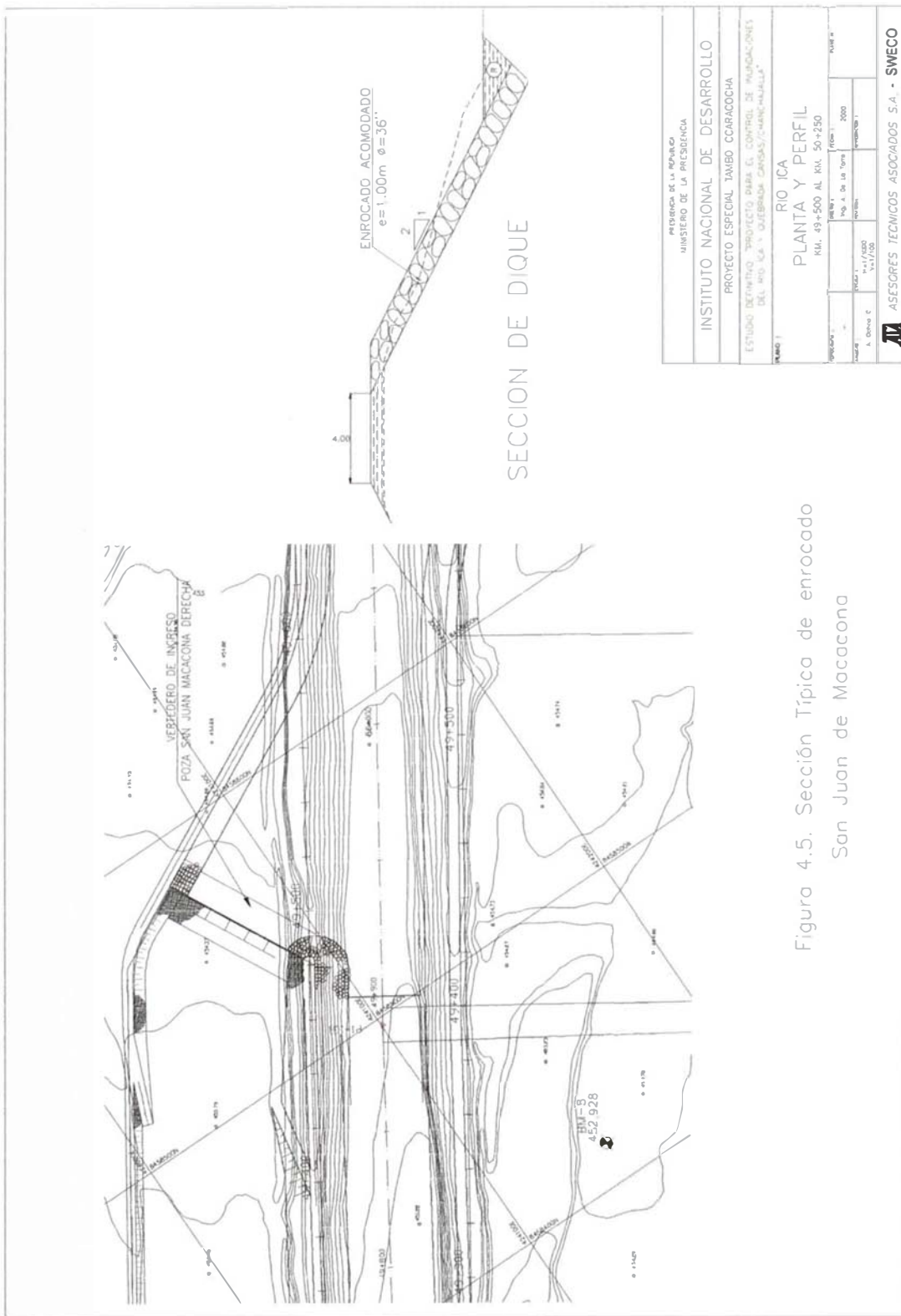


Figura 4.5. Sección Típica de enrocado  
San Juan de Macacona

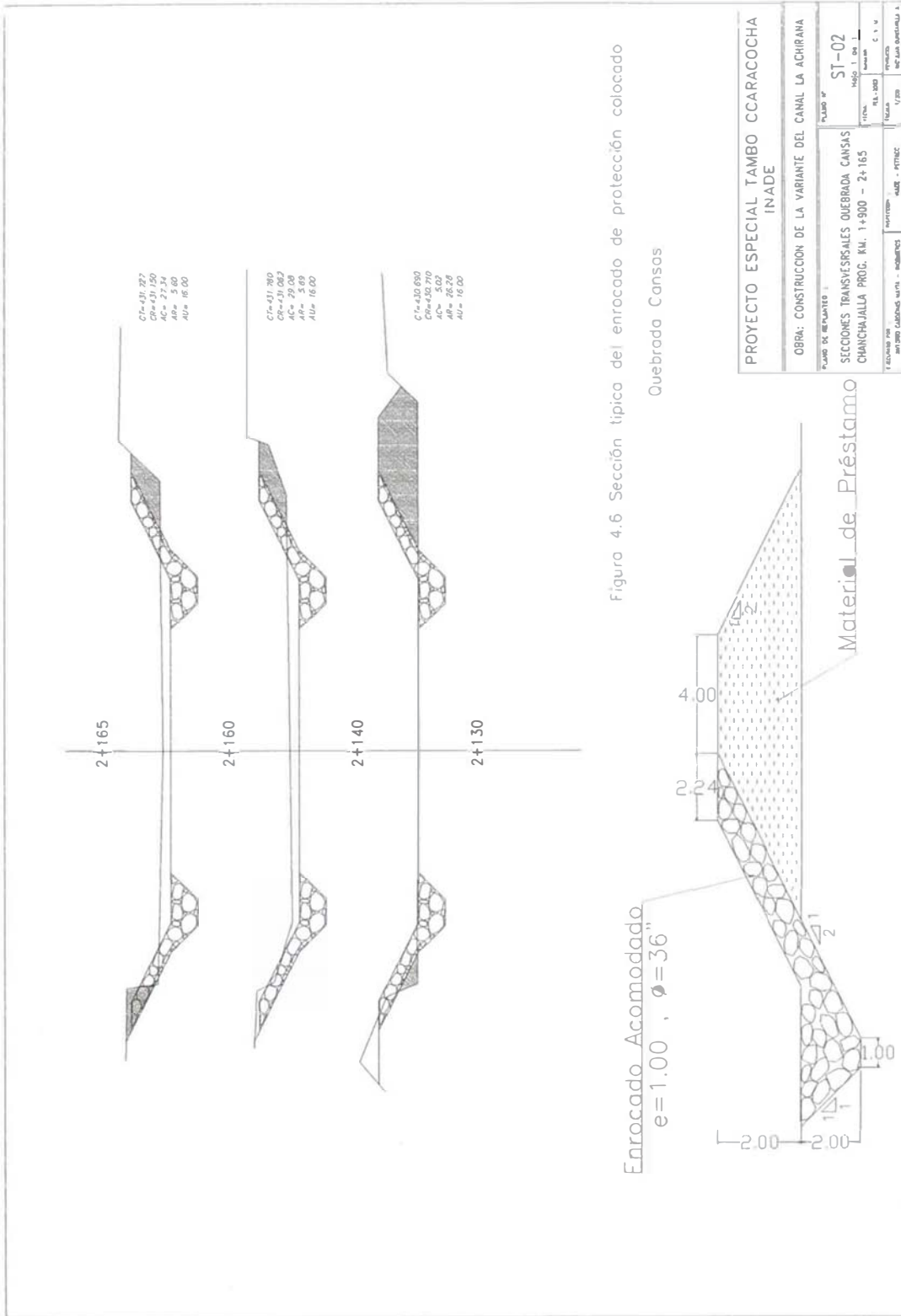
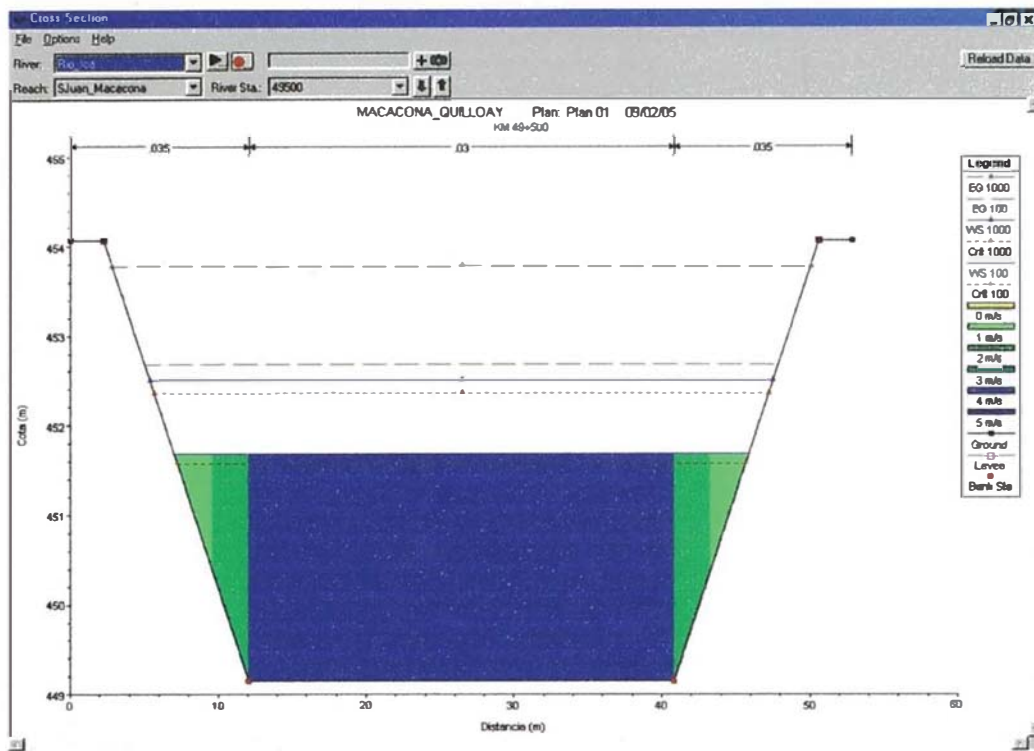
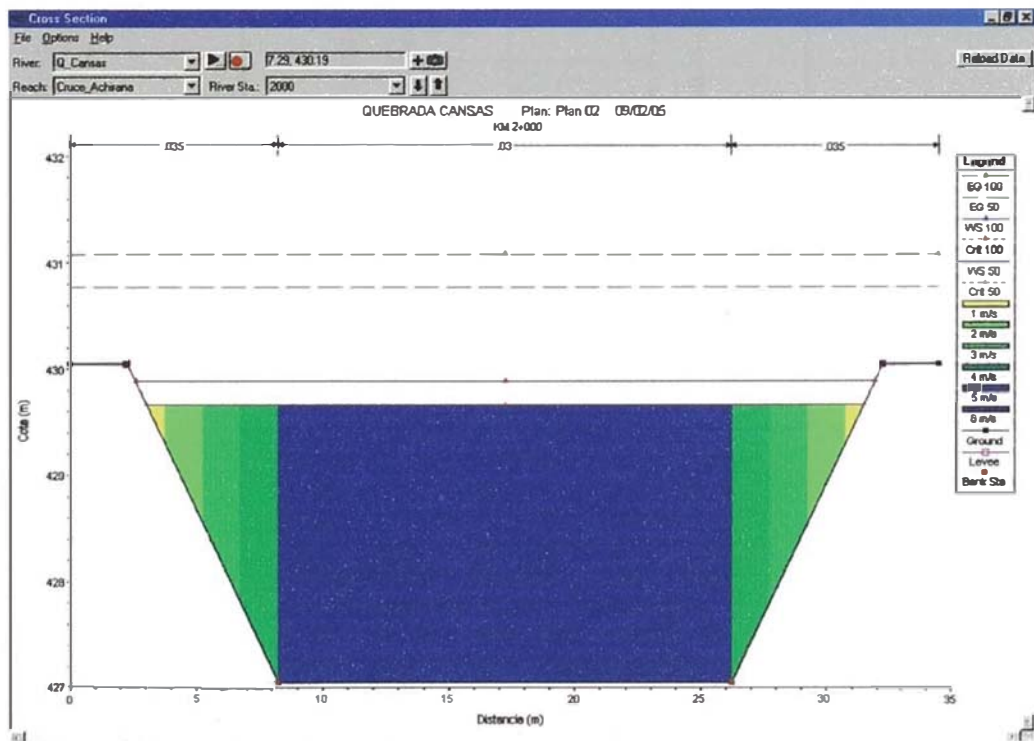


Figura 4.6 Sección típica del enrocado de protección colocado Quebrada Cansas



**Figura 4.7.** Sección Km 49+250 del tramo de protección Machacona, río Ica. Distribución de velocidades obtenida con la simulación del HEC RAS.



**Figura 4.8.** Sección Km 2+000 del tramo de protección Cruce canal La Achirana, Quebrada Cansas. Distribución de velocidades obtenida con la simulación del HEC RAS.

CUADRO 4.1. INFORMACIÓN RECOPIADA - ICA

Descripción del lugar (1)	Diámetro medio D <sub>50</sub> (m) (2)	Espesor de capa (m) (3)	Gravedad específica S <sub>s</sub> (4)	Inclinac. talud 1V:XH (5)	Ángulo de reposo φ (6)	Filtro (7)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)			Observaciones
							100 (8)	500 (9)	1000 (10)	
RIO ICA: Tramo La Achirana	1.00	1.00	2.65	1.50	42.00	N	561	716	783	KM 0+300, L=200 m
RIO ICA: Tramo Macacona-Quilloay	1.00	1.00	2.65	1.50	42.00	N	363	387	562	KM 49+500, L=250 m
QUEBRADA CANSAS	1.00	1.00	2.60	2.00	40.00	GT	301	387	450	Ica: KM 2+080, L=200 m
QUEBRADA TORTOLITAS	1.00	1.00	2.65	2.00	42.00	N	50	200	...	Ica-Los Molinos, L=200 m

\* N : no tiene filtro

GT : filtro geotextil no tejido

(4) y (6) tomado de estudio de geología regional

No considera gradación de entrocado

## 4.2 PISCO-CHINCHA

Como obras de emergencia y contingencia, la Dirección Regional de Agricultura ICA, a través del Programa de Encauzamiento de Ríos y Protección de Estructuras de Captación, PERPEC V, ha ejecutado trabajos de enrocados de taludes, en el sector Bernales, tramo bajo del río Pisco, y en el Sector Wiracocha, tramo medio del río Matagente en Chíncha.

La avenida registrada, en la estación Letrayoc ( río Pisco 1999) fue de 355 m<sup>3</sup>/s, este caudal ha ocasionado desbordes inundando tierras agrícolas, arrasado con las bocatomas rústicas del valle así como las de tipo permanente como la Bocatoma Montalbán en que colapsó el centro de la estructura, y la poza de disipación de la Bocatoma Cabeza de Toro. La finalidad del enrocado es proteger el canal de irrigación de Bernales que esta punto de colapsar por la margen izquierdo que por las avenidas de aguas siguen erosionando. De perder el canal de Bernales en ese tramo erosionado quedarán sin irrigar 1235 hectáreas de cultivo y el consumo de agua en los caseríos del alrededor del sector de Bernales.

El enrocado tiene una longitud de 210 m, con piedras cuyo diámetro es menor a 0.80 m(forma redondeada), y una altura de protección de 3.00 m colocado sobre un terraplén conformado por material del cauce y compactado con el peso propio de las maquinarias pesadas cuyo talud es de 1.67, la profundidad del pie es de 2.00 m. Para la determinación de caudales se utilizó los registros de la estación Letrayoc. De la geología regional se obtuvo un peso específico de piedras entre 2500 y 2700 Kg/m<sup>3</sup>.

La foto N° 7 de anexos, muestra el revestimiento con enrocado en el sector Bernales del río Ica, y la sección típica se muestra en la figura 4.9 y el reporte gráfico de la simulación con HEC RAS en la figura 4.10.

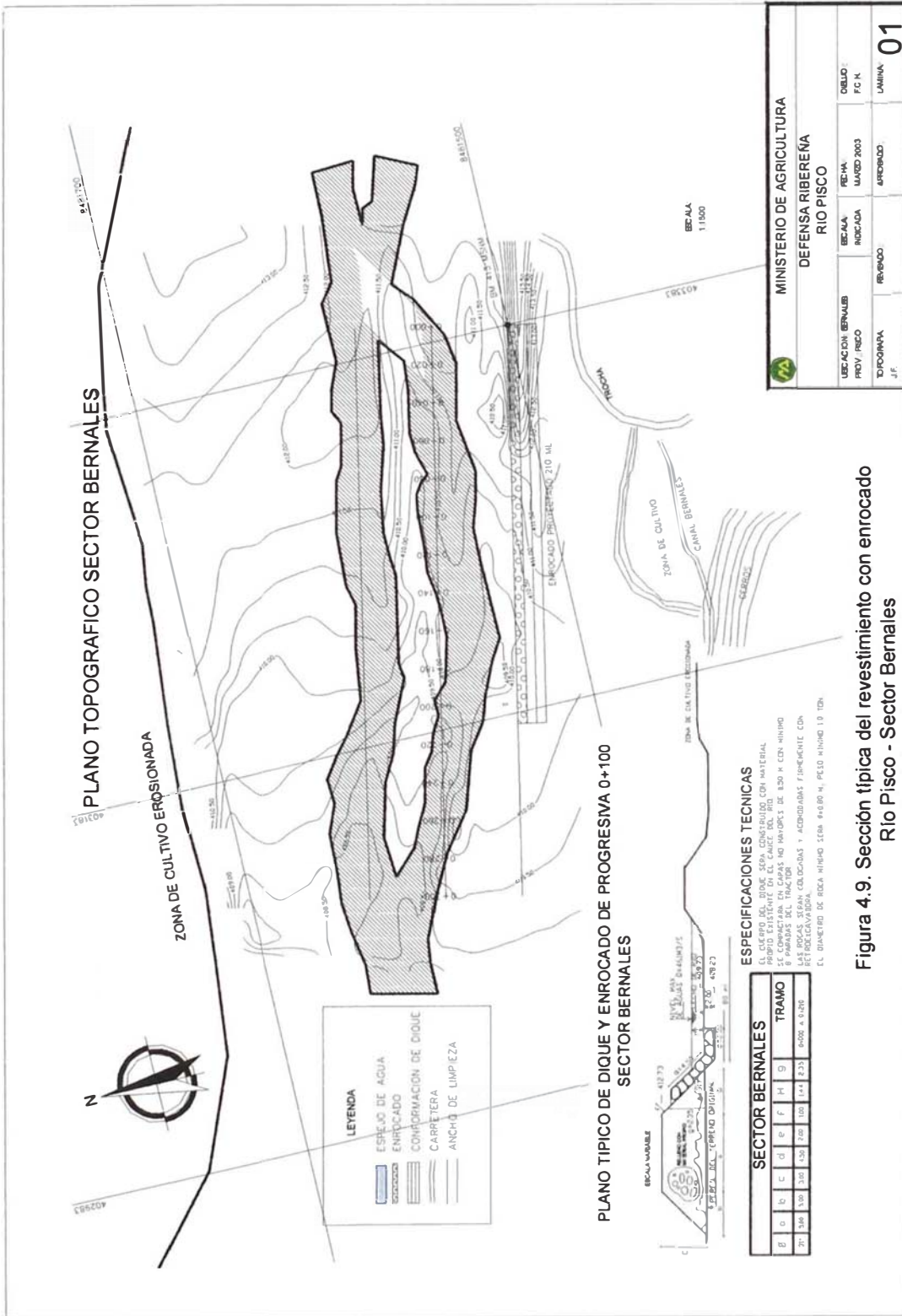
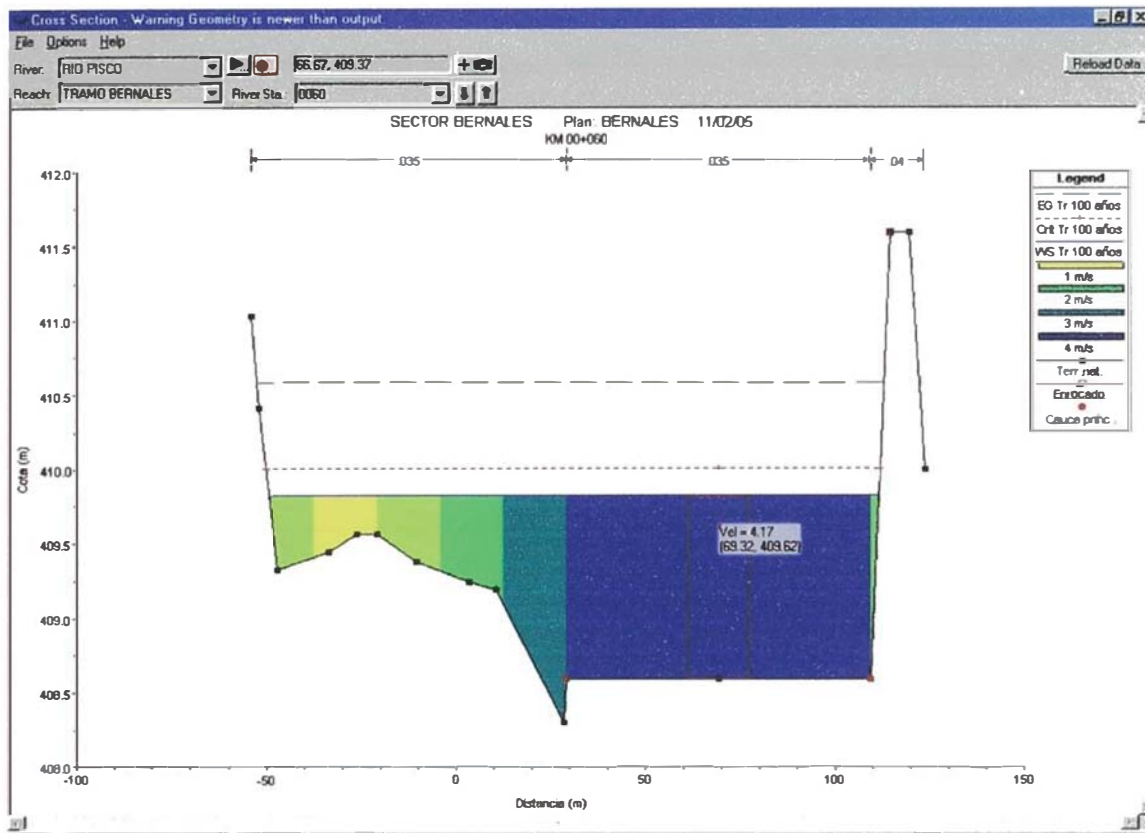


Figura 4.9. Sección típica del revestimiento con enrocado Río Pisco - Sector Bernal



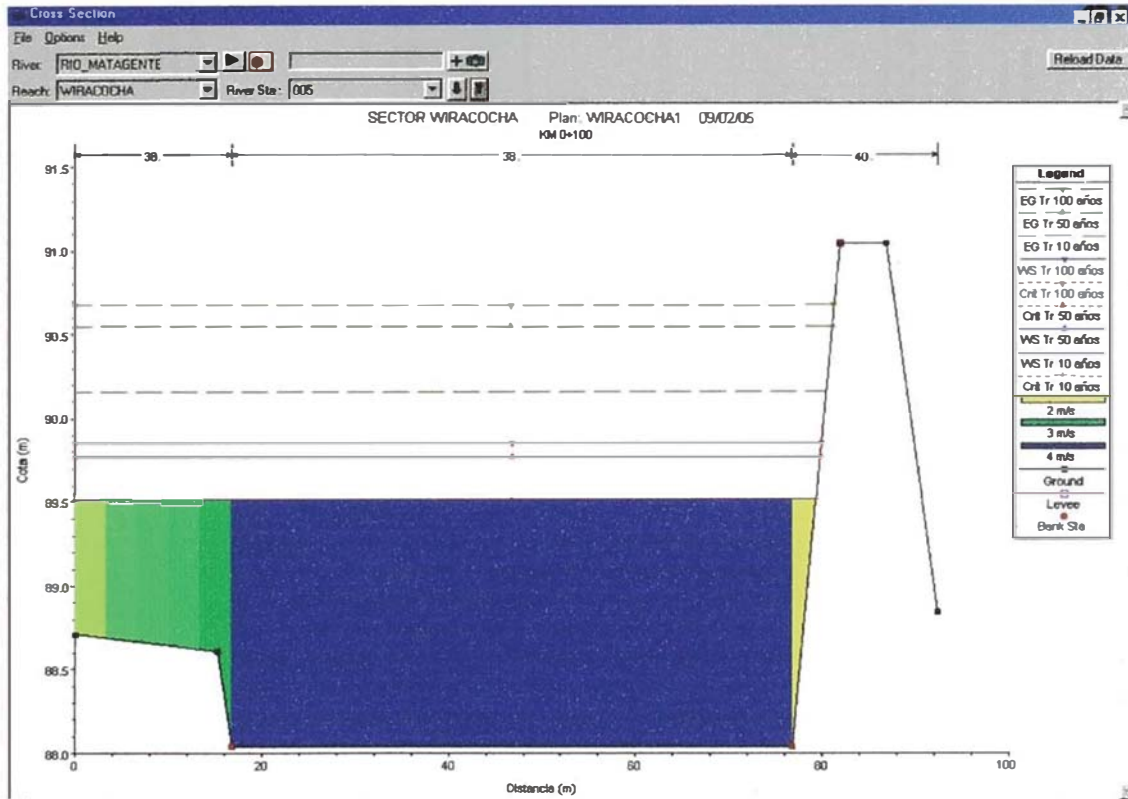
**Figura 4.10.** Sección Km 0+060 del tramo de protección Bernales del río Pisco . Distribución de velocidades obtenida con la simulación del HEC RAS.

El sector Wiracocha se encuentra a 4 Km del distrito El Carmen en Chincha, el río Matagente es bastante gravoso y pendiente considerable; las avenidas de retorno han sido proporcionados por la ATDR. El peso específico de las piedras que se encuentran en el lugar se establece entre 2500 y 2750 Kg/m<sup>3</sup>, por la geología regional existente, y tiene forma redondeada, su diámetro equivalente es de 1.00 m, al igual que su espesor. La protección con enrocado tiene una longitud de 250 m., altura de 2.35 m, y está colocado sobre un terraplén conformado por el material del cauce con talud 1V:1.6H; la profundidad del pie es de 1.00 m. El terreno agrícola protegido es de 383 Ha.

En las fotos 8 y 9 de anexos, se muestra el enrocado en el sector Wiracocha del río Matagente, el reporte grafico de la simulación se muestra en las figuras 4.11 y , la sección típica en la figura 4.12.



La información recopilada de los ríos Pisco y Matagente se muestra en el cuadro 4.2, mientras que las secciones transversales, cálculos con HECRAS, y reportes de resultados se muestran en Anexos.



**Figura 4.11.** Sección Km 0+100 del tramo de protección Wiracocha del río Matagente en Chincha. Distribución de velocidades obtenida con la simulación del HEC RAS. Este programa coloca un dique cuando no se considera más puntos topográficos, como se observa en la parte izquierda de la figura.

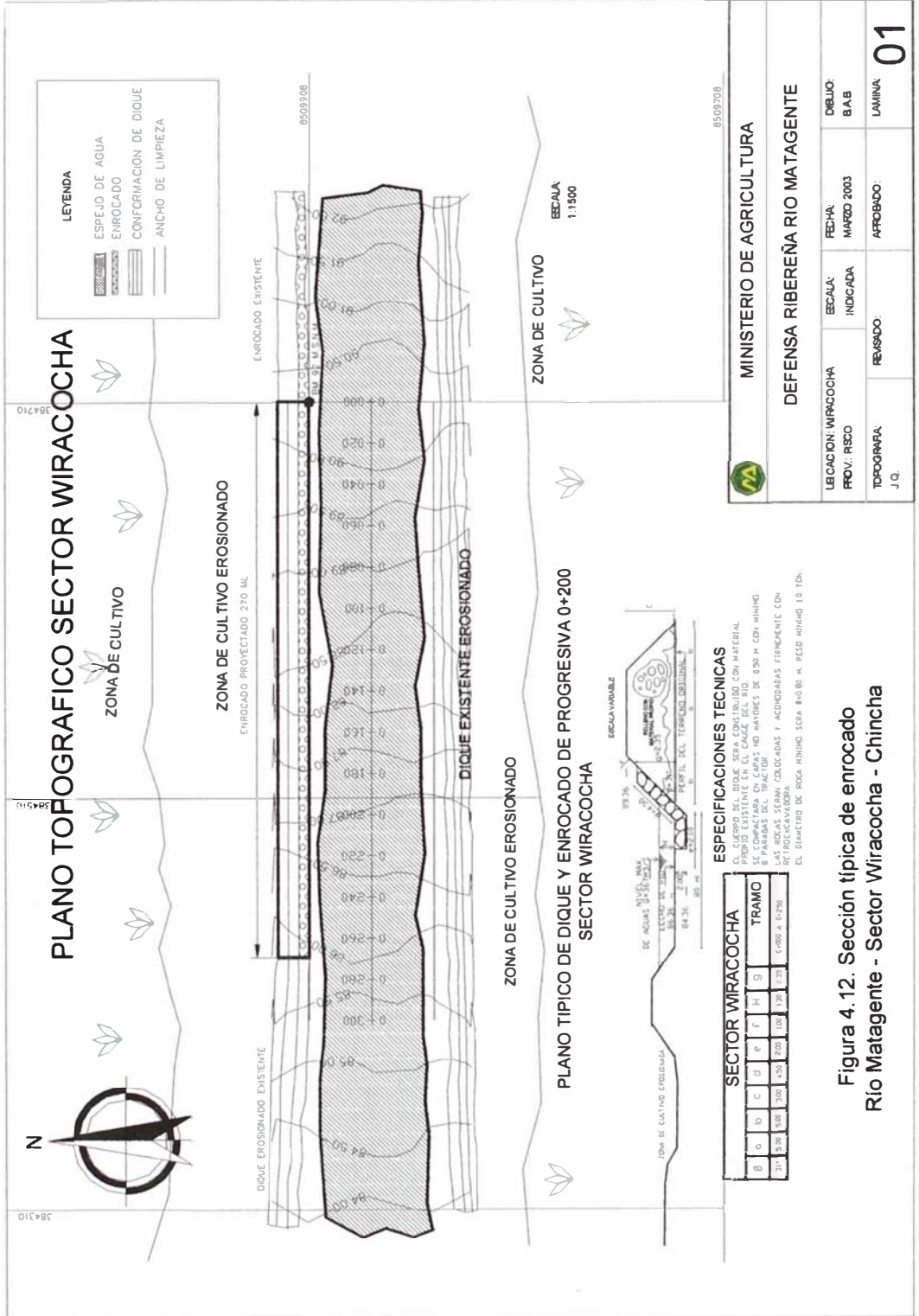


Figura 4.12. Sección típica de enrocado Río Matagente - Sector Wiracocha - Chincha

CUADRO 4.2 INFORMACIÓN RECOPIADA PISCO - CHINCHA

Descripción del lugar (1)	Diámetro medio D <sub>50</sub> (m) (2)	Espesor de capa (m) (3)	Gravedad específica Ss (4)	Inclinac. talud 1V:XH (5)	Ángulo de reposo $\phi$ (6)	Filtro (7)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)		Observaciones
							Periodo de retomo Tr 50 (8)	100 (9)	
RIO PISCO: Tramo Bemales	1.00	1.00	2.65	1.60	42.00	N	461	529	Pisco: prog. 8; L=200 m
RIO MATAGENTE: Tramo Wiracocha	1.00	1.00	2.65	1.60	42.00	N	480	520	Chincha: prog. 8; L=250 m

\* N : no tiene filtro  
(4) y (5) tomado de estudio de geología regional

### 4.3 AYACUCHO

También como obras de emergencia y contingencia, la Dirección Regional de Agricultura AYACUCHO, a través PERPEC V, ha ejecutado trabajos de enrocado de taludes, en el sector valle Niño Yucaes, ubicado en el tramo medio del río Yucaes, y en el Sector Trigopampa, tramo medio del río efímero Chillico.

El enrocado proyectado por la DRA se muestra en la figura 4.13, y mencionamos que finalmente no se construyó. Sin embargo se procedió a realizar el levantamiento topográfico de la zona a fin de verificar la estabilidad el enrocado anteriormente proyectado; también se realizó un análisis hidrológico a fin de determinar los caudales. La foto N° 10 de anexos, nos muestra el río Yucaes, se puede apreciar el característico río de sierra, con granulometría gravosa y en régimen cercanos al crítico o supercrítico. La longitud del enrocado es de 80 m en ambas márgenes. y protegerá alrededor de 80 Has. de terreno agrícola. El reporte gráfico con la simulación del HEC RAS se muestra en la figura 4.14.

En relación al río Chillico, sólo se carga y de manera repentina en épocas de lluvia (río efímero), las fotos N° 11 y 12 de anexos, muestran el enrocado descargado, colocado como obra de emergencia. El terraplén fue construido con arena del mismo río sin alguna compactación. La longitud de la protección es de 150 m., altura de 2.50 m., profundidad de pie 1.00 m., las piedras tienen peso específico aproximado entre 2200 y 2500 Kg/m<sup>3</sup>, determinado por geología regional. El área agrícola a proteger es de 60 Has.

Las secciones se observan en la figura 4.15; señalamos además que también se realizó un levantamiento topográfico en 300 ml, para verificar las proyecciones; así como el análisis hidrológico. El reporte gráfico de la simulación con HEC RAS se presenta en la figura 4.16.

La información recopilada se muestra en el cuadro 4.3, mientras que las secciones transversales, cálculos con HECRAS, y reportes de resultados se muestran en Anexos.

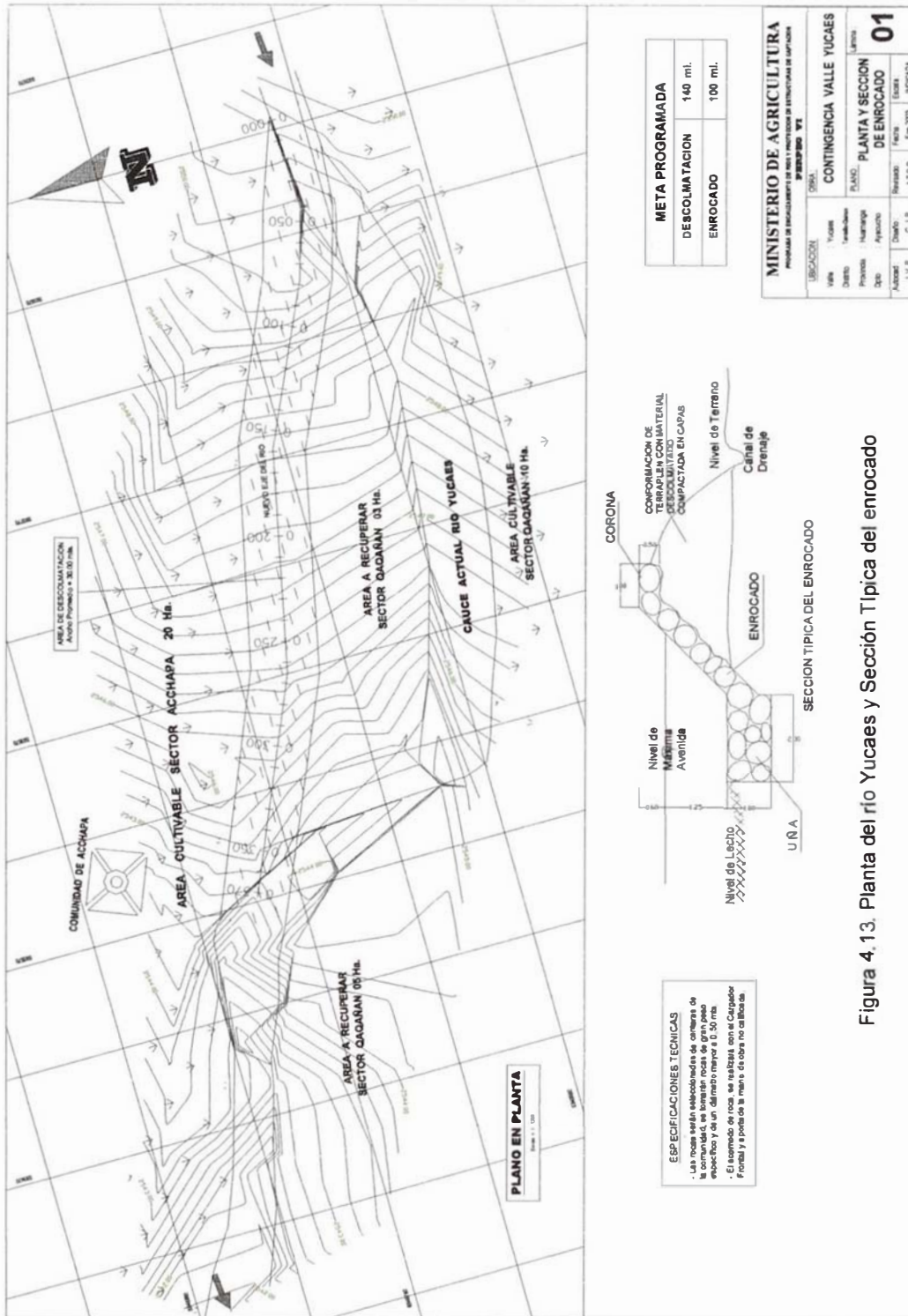
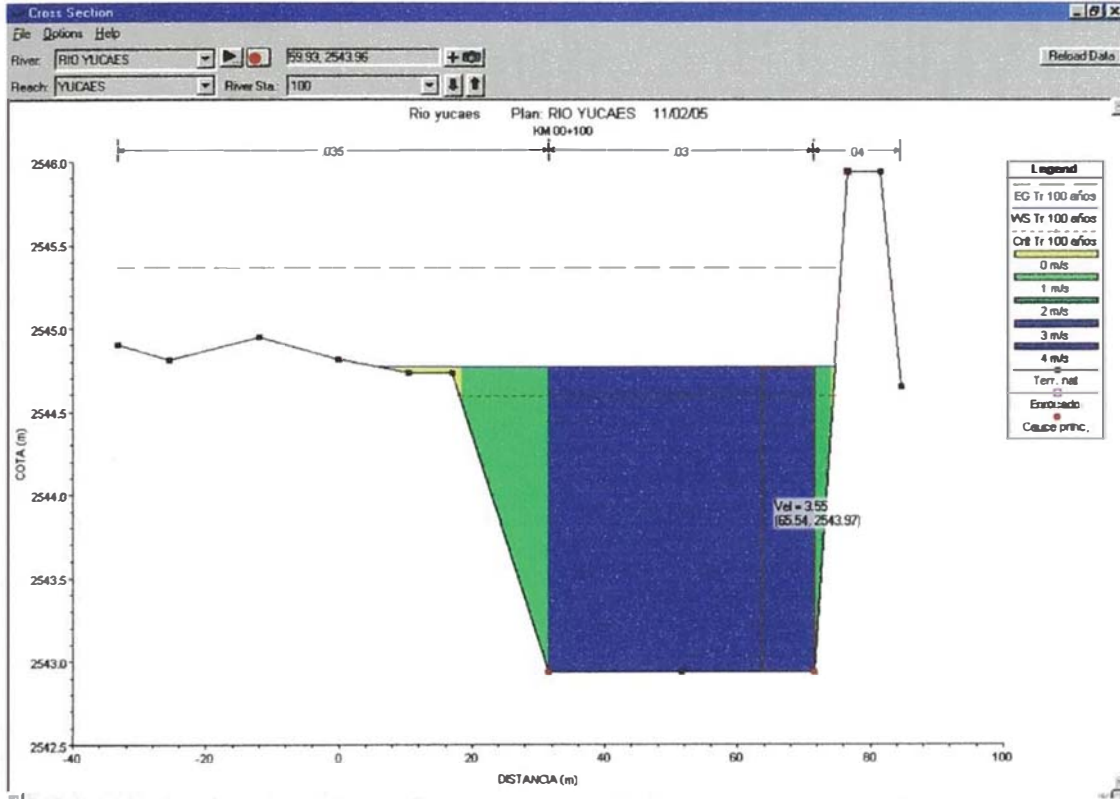


Figura 4.13. Planta del río Yucaes y Sección Típica del enrocado



**Figura 4.14.** Sección Km 0+100 del tramo de protección, río Yucaes – Ayacucho, Distribución de velocidades obtenida con la simulación del HEC RAS.

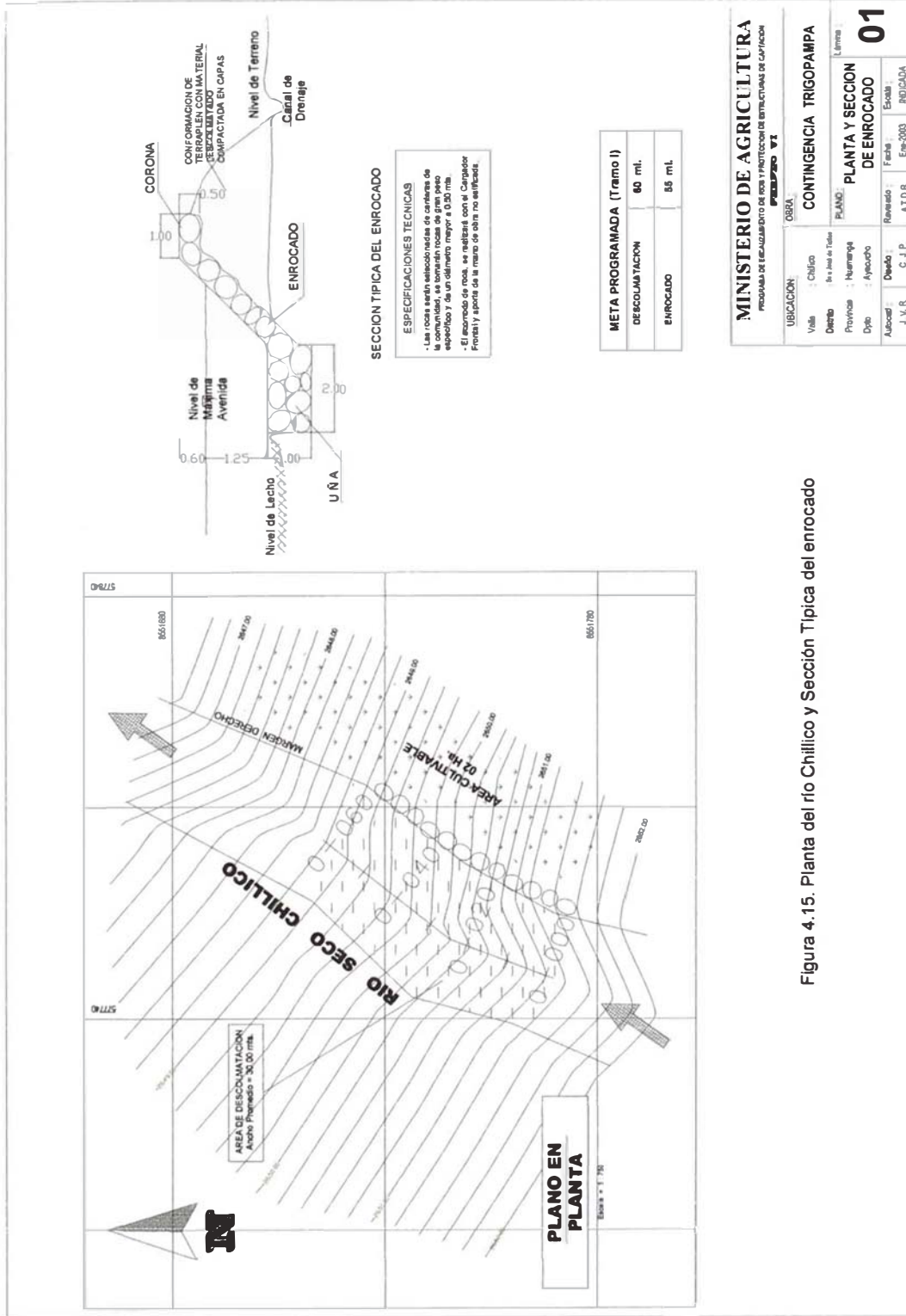
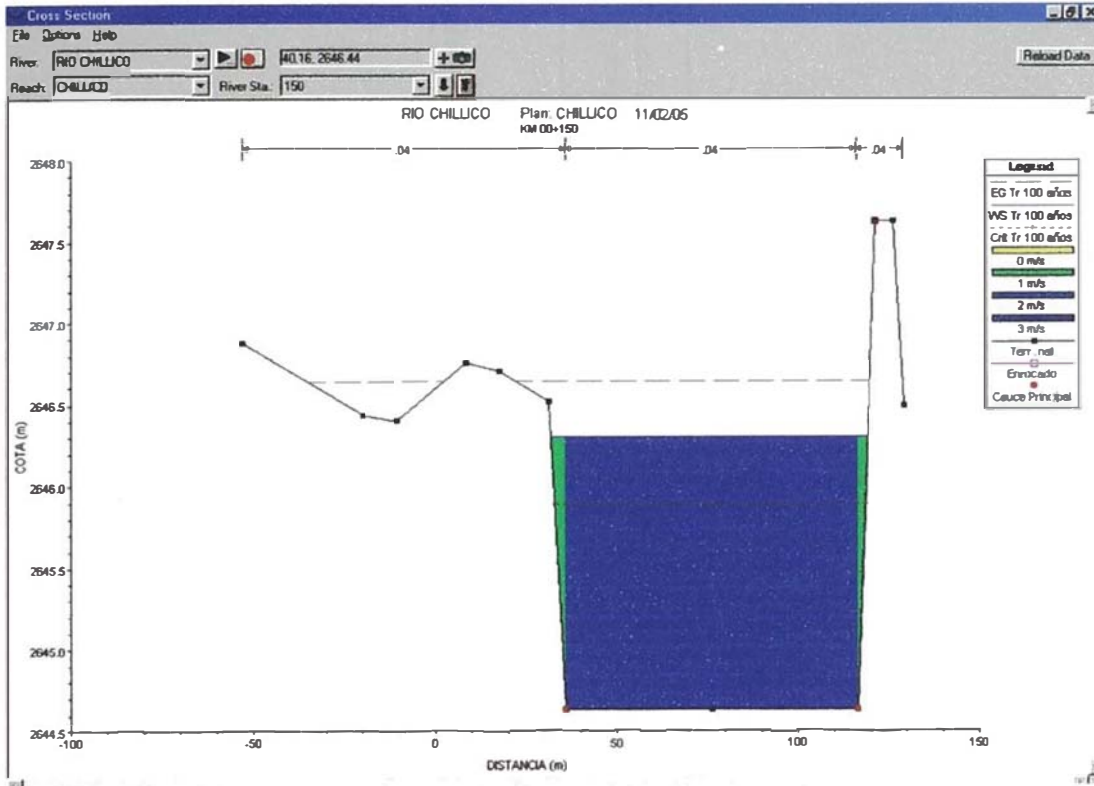


Figura 4.15. Planta del río Chillico y Sección Típica del enrocado



**Figura 4.16.** Sección Km 0+150 del tramo de protección, río Chillico Ayacucho, Distribución de velocidades obtenida con la simulación del HEC RAS.



CUADRO 4.3. INFORMACIÓN RECOPIADA AYACUCHO

Descripción del lugar (1)	Diámetro medio D <sub>50</sub> (m) (2)	Espesor de capa (m) (3)	Gravedad específica S <sub>s</sub> (4)	Inclinac. talud 1V:XH (5)	Ángulo de reposo φ (6)	Filtro (7)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)			Observaciones
							25 (8)	50 (9)	100 (10)	
RIO CHILLICO	0.50	0.50	2.60	1.50	40.00	N	80.00	165.000	355	Ayacucho; L=150 m
RIO YUCAES	0.50	0.50	2.60	1.50	40.00	N	96.00	195.000	283	Ayacucho; L=160 m

\* N : no tiene filtro  
(4) y (6) tomado de estudio de geología regional

#### 4.4 LIMA

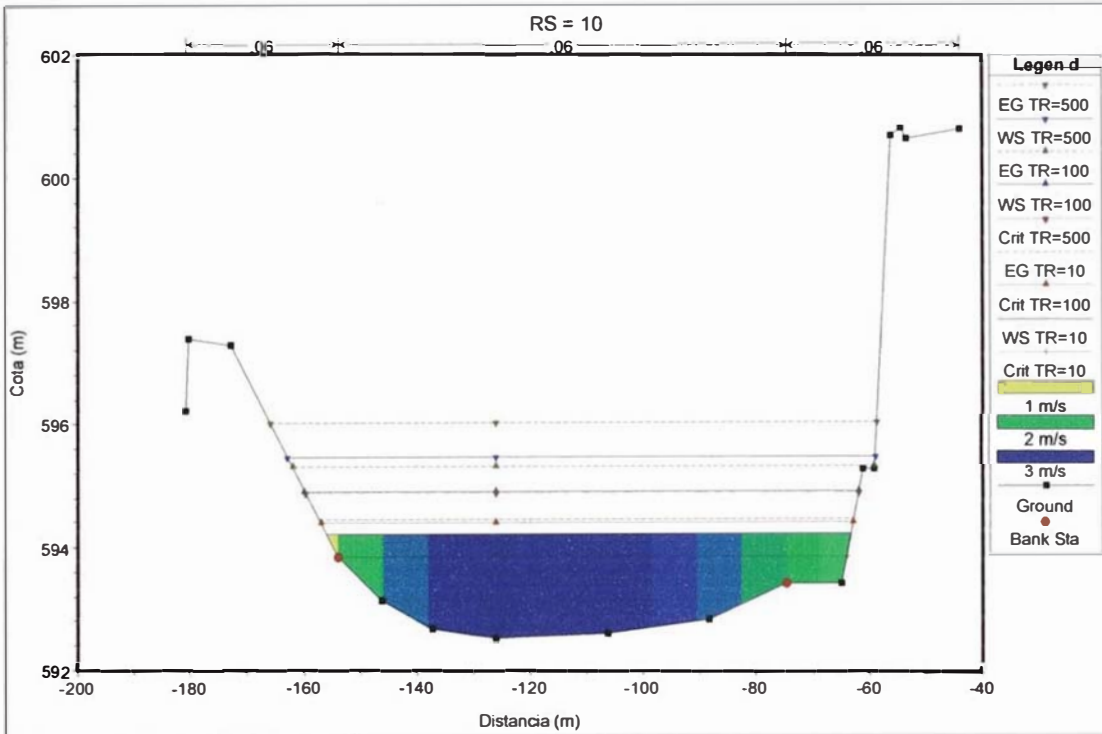
La urbanización “Sol de Huampaní” en Lima, colinda con la margen derecha del río Rímac. Este río presenta una fuerte pendiente (1.87%), que sumado a los altos caudales que discurren durante la temporada de lluvias, produce un alto potencial de erosión. Estos efectos erosivos se manifiestan en la disminución de los terrenos ubicados en la margen derecha por el paso del agua a través del tiempo.

La Empresa Consultora Mansen + Kuroiwa Ingenieros Asociados S.A.C (2001), realizó los estudios de Protección de la margen derecha en la cual se ha planificado construir parte de la urbanización Sol de Huampaní, en la que se propone medidas para controlar los problemas de erosión en la margen derecha para proteger los terrenos “Parcela de San José de Huampaní”, “Parcela El Tronco de Huampaní”, y “Parcela el Rosario de Huampaní”, que pertenecen a la empresa inmobiliaria “Los Portales S.A.”.

Este es un caso de estudio concienzudo en lo que a proyectos de Defensas Ribereñas mediante enrocados se refiere, puesto que se realizó estudios de hidrología e hidráulica fluvial serios.

Con el caudal determinado para un periodo de retomo de 100 años ( $509.89 \text{ m}^3/\text{s}$ ) se realizó la simulación hidráulica de tramo en estudio considerando las secciones topográficas, utilizando el Programa HEC RAS. En la Figura 4.17 se muestra el reporte gráfico de la simulación hidráulica, que muestra la distribución de velocidades, necesarias

Para la determinación del diámetro estable de piedra, los Consultores utilizaron el método de la Estabilidad de Momentos (HIRE 1990), cuyo resultado para el  $D_{50}$  es de 1.20 m, con un talud de 1V:2H, con gradación recomendada en Proyecto.



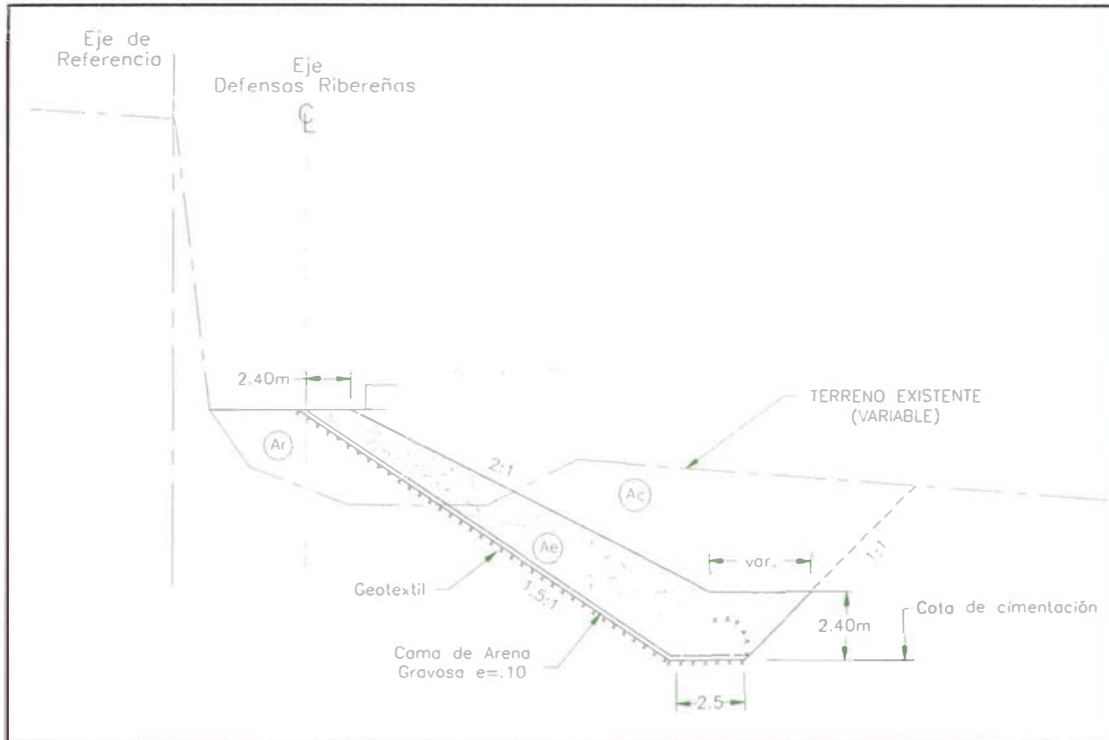
**Figura 4.17.** Sección N° 10 del tramo de protección, río Rimac – tramo Urb. Sol de Huampaní, Lima, Distribución de velocidades y niveles de inundación obtenidos con la simulación del HEC RAS.

También se proyectó colocar un filtro geotextil no tejido y para que no sea dañado en la colocación del enrocado se recomendó colocar una capa de filtro granular de 10 cm de espesor.

En la Figura 4.18, se muestra el esquema de protección del enrocado, considerando una cobertura de rocas con espesor, apropiada para el tipo del terreno a proteger.

Las fotos N° 13 y 14 de anexos, muestran el terreno natural antes de la construcción del enrocado, mientras que las fotos N° 15 y 16 muestran el proceso constructivo y la presentación final luego de su ejecución.

En el cuadro N° 4.4, se muestran las características de diseño del enrocado.



**Figura 4.18.** Esquema del enrocado de protección, río Rímac – tramo Urb. Sol de Huampaní, Lima 2001.

CUADRO 4.4. INFORMACIÓN RECOPIADA LIMA

Descripción del lugar (1)	Diámetro medio D <sub>50</sub> (m) (2)	Espesor de capa (m) (3)	Gravedad específica Ss (4)	Inclinac. talud 1V:XH (5)	Ángulo de reposo $\phi$ (6)	Filtro (7)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)			Observaciones
							10 (8)	100 (9)	Período de retorno Tr 500 (10)	
RIO RIMAC - TRAMO URB. SOL DE HUAMPANI	1.20	2.40	2.65	2.00	42.00	GT	255.500	509.890	774.260	Lima; L=1000 m

\* GT : filtro geotextil no tejido  
(4) y (5) tomado de estudio de geología regional

## CAPITULO V

### EVALUACIÓN Y PROCESO DE DATOS OBTENIDOS

#### 5.1 Aplicación de los Métodos de factores de Seguridad

También denominado Método de Estabilidad de Momentos, se realiza la determinación del diámetro de piedra estable que resista las fuerzas hidrodinámicas del flujo de un río.

De esta manera, con los datos de las características hidráulicas de los ríos se realiza el cálculo para los diferentes ríos mencionados en el capítulo anterior.

##### 5.1.1 Sin considerar fluctuaciones de velocidad, en el lecho y ribera

Las variables que influyen en la determinación del tamaño de piedra adecuado son los siguientes: tirante de agua, velocidad de la corriente, pendiente del lecho del río, talud de inclinación de la ribera y el ángulo de reposo del material. Con estos datos se determinan el esfuerzo cortante  $\tau_o$ , el factor de corrección de talud  $k$  (ec.3.27), el esfuerzo cortante crítico  $\tau_{crb}$ , que está en función del esfuerzo de corte y el factor  $k$ , mediante un proceso iterativo considerando el diámetro y las ecuaciones 3.2, 3.3, 3.4 y 3.5, se obtienen factores de seguridad, que deben ser mayor a 1. Este proceso se muestra en el cuadro 5.1

**Cuadro 5.1. Determinación del tamaño de piedra estable para inicio de movimiento**

RIO	: ICA	SECCION 49+500
TRAMO	: MACACONA-QUILLOAY	
TIRANTE	3.03 m	Velocidad=5.84 m/s
PENDIENTE	0.007	TALUD 1V:2H

D50	$\phi$	$\tau_o$	k	$\tau_{crb}$	FS
0.30	41	21.21	0.73	15.52	0.95
0.40	42	21.21	0.74	15.78	1.11
0.50	42	21.21	0.74	15.78	1.21
<b>0.35</b>	41	21.21	0.73	15.52	<b>1.03</b>

El método considera que a través del Diámetro estable de piedra, el ángulo de fricción interna, y las condiciones hidráulicas de pendiente, peso específico del agua y tirante de agua, se obtenga el esfuerzo cortante, que multiplicado por el factor de corrección por talud determinemos un nuevo esfuerzo de corte corregido. Finalmente con este valor podemos determinar su factor de seguridad. El proceso continúa de igual forma hasta que se obtenga un factor de seguridad alrededor de 1, que significa inicio de movimiento.

Por esta razón el cuadro 5.1, muestra que hasta el inicio del movimiento, resiste una piedra de diámetro de 35 cm.

Siguiendo este procedimiento se obtuvieron diámetros de piedra estable para los enrocados de los ríos mencionados anteriormente, los cuadros respectivos se encuentran en el anexo de reportes de los métodos de estabilidad, considerando el inicio de movimiento.

### 5.1.2 Considerando fluctuaciones de velocidad, en el lecho y ribera

Para la determinación del diámetro de piedra, se utilizaron además de los datos de las características hidráulicas de los ríos, el tamaño de grano  $r=1.678$  ( $r=D_{65}/D_{35}=1.25D_{50}/0.75D_{50}$ ), fluctuaciones de velocidad  $\sigma_v/u$  que puede ser constante e igual a **0.16**, el parámetro de levantamiento hidrodinámico y el esfuerzo de corte que contribuyen a la determinación de un coeficiente de corrección del esfuerzo cortante normal como se ha descrito en la sección 3.3. También, a través de un proceso iterativo y utilizando las ecuaciones 3.3, 3.4, 3.5, 3.31, 3.33, 3.36, 3.37, 3.41, 3.44 y 3.64, se determinó el diámetro estable de piedra, para cada río en estudio.

El procedimiento consiste en determinar la fuerza tractiva, corregida y con fluctuación de velocidades, de la ribera  $\tau_{CRB}$ , considerando el diámetro de piedra, ángulo de fricción, y las características mencionadas anteriormente. También se determina la fuerza

tractiva normal corregida por inclinación del talud. De esta forma se determina automáticamente el Factor de seguridad para el inicio del movimiento de la piedra.

**Cuadro 5.2. Determinación del tamaño de piedra estable considerando fluctuaciones de velocidad**

RIO	: ICA	SECCION	0+220
TRAMO	: LA ACHIRANA		
TIRANTE	4.16 m	VELOCIDAD	2.49 m/s
PENDIENTE	0.0019	TALUD	1.5 H

D50	$\phi$	P	$\tau_b$	$\tau_{crb}$	$\tau_o$	k	$\tau_{crb}$	FS
0.30	41	0.448	2.00	0.895	7.90	0.28	2.252	1.21
0.40	42	0.448	5.26	2.356	7.90	0.31	2.471	1.27
0.50	42	0.448	10.28	4.602	7.90	0.31	2.471	1.28
<b>0.41</b>	42	0.448	5.50	<b>2.464</b>	7.90	0.31	<b>2.471</b>	<b>1.27</b>

Se puede observar que la iteración concluye cuando el coeficiente de corrección  $\tau_{crb}$  que considera fluctuación de velocidad es aproximadamente igual al obtenido multiplicando el coeficiente de corrección k con el esfuerzo de corte normal.

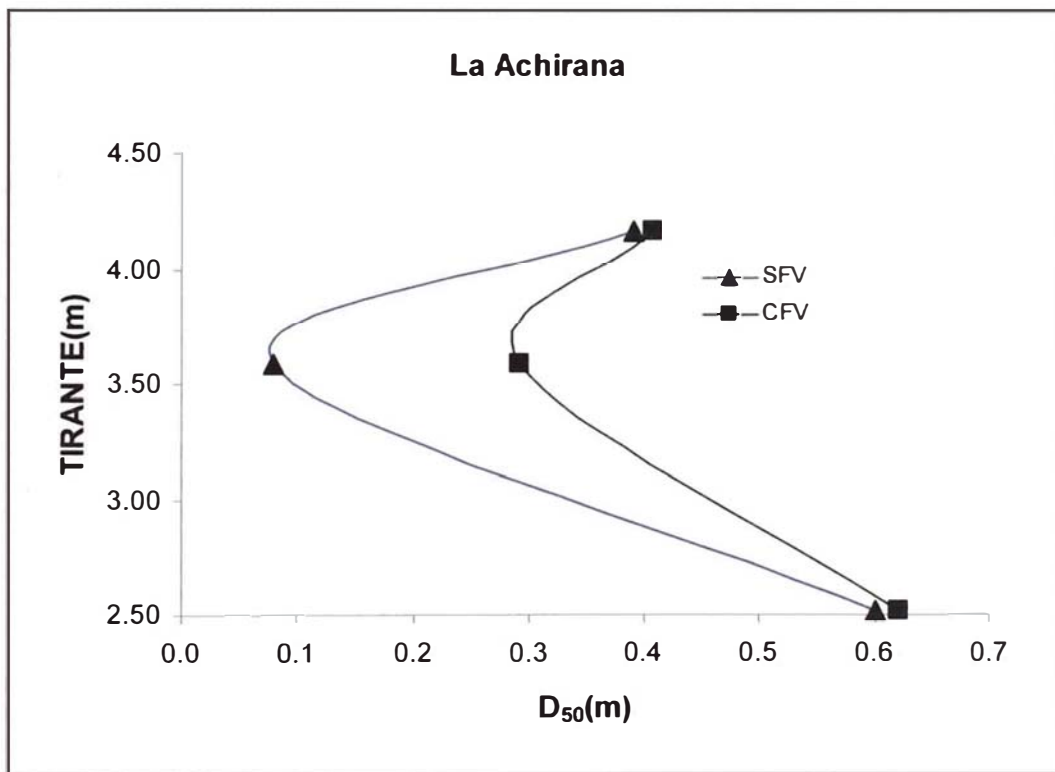
En este caso el diámetro de piedra estable es de 41 cm, y su factor de seguridad es 1.27. Este valor significa que para que la partícula, sometida a una velocidad de 2.49 m/s, colocada en un talud de 1V:1.5H y con un tirante de 4.16 m, resiste a las fuerza hidrodinámicas.

El cuadro 5.2 muestra el cálculo descrito anteriormente, y presentamos en anexos los cuadros correspondientes a los ríos en estudio.

Con la finalidad de comparación de los métodos utilizados, se muestran las figuras 5.1 y 5.2, correspondientes tamaño estable de piedra y factor de seguridad obtenidos.

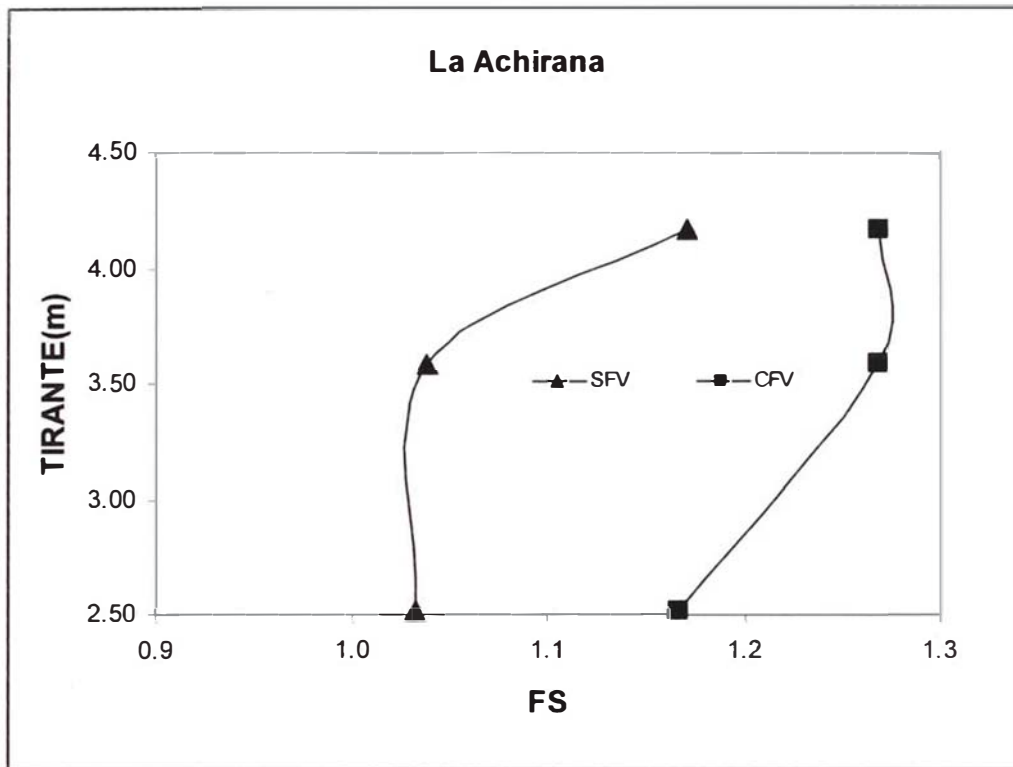


En la figura 5.1 se puede observar que el tamaño de piedra depende de las condiciones hidráulicas del río, en especial del tirante, velocidad y sección del río. A menor tirante mayor velocidad en una sección determinada. Los valores fueron tomados en secciones críticas diferentes, lo que indica la forma de la línea de tendencia. Para efectos de visualización, el diámetro de piedra estable obtenido en el proceso de cálculo (para el inicio de movimiento), sin considerar fluctuaciones de velocidad, presenta valores menores que cuando se trabaja considerando las fluctuaciones.



**Figura 5.1 Comparación de Métodos en el cálculo del Diámetro estable , considerando fluctuación de velocidades (CFV) y sin considerar fluctuación de velocidades (SFV)**

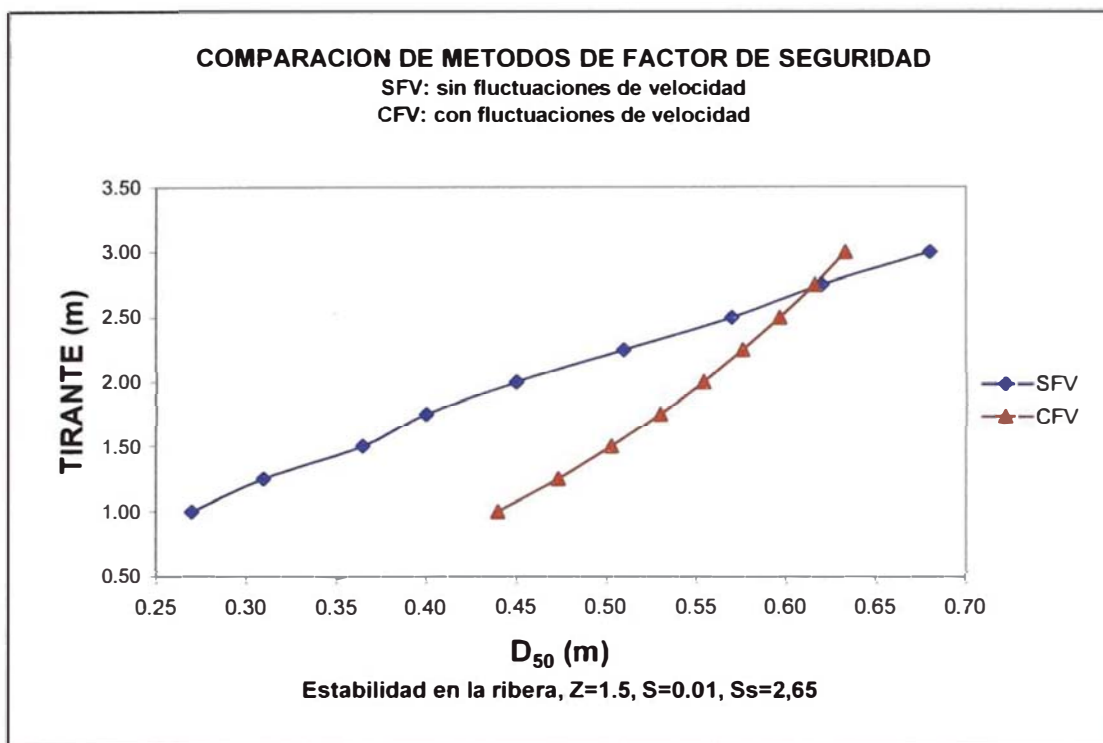
El mismo efecto se produce con los factores de seguridad, como se muestra en la figura 5.2, ya que obtienen Factores de seguridad mayores cuando se considera fluctuaciones de velocidad, alrededor de 1.2-1.3 (para el inicio del movimiento)



**Figura 5.2. Factores de Seguridad obtenidos sin considerar fluctuación de velocidades (SFV) y considerando fluctuaciones de velocidad (CFV) para el inicio del movimiento**

Se realizó el proceso anterior para los diferentes ríos y también en las secciones más críticas de la zona de protección; sus resultados se muestran en anexos.

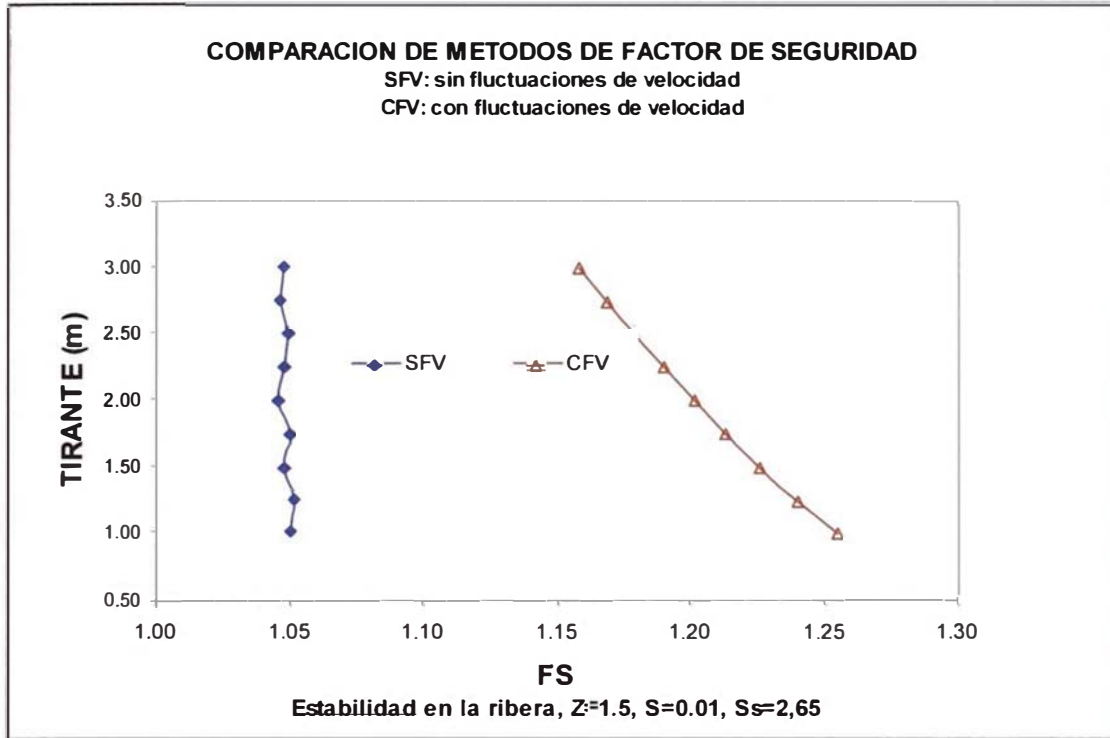
Además se realizó un proceso comparativo de los métodos en una sección de río determinado, con taludes y pendientes constantes, variando el tirante. Este proceso se muestra en el figura 5.3, y el resultado de los factores de seguridad en la figura 5.4 para la estabilidad del diámetro de piedra en el talud.



**Figura 5.3. Diámetro de piedra estable obtenidos considerando y sin considerar fluctuación de velocidades**

En la figura 5.3 se puede observar que para inicio de movimiento, los valores de piedra estable calculados sin considerar fluctuación de velocidades en tirantes de 1 m son demasiado pequeños y la tendencia es lineal. Mientras que con la variación de la velocidad manifestada en fluctuaciones, los diámetros de piedra son considerables y presenta una tendencia curva que mantiene los diámetros cercanos con el crecimiento del tirante, siempre mayores con respecto al calculo anterior. El cuadro 5.3 muestra además el porcentaje de seguridad en cuanto se refiere a diámetro estable con su correspondiente valor de factor de seguridad.

Los factores de seguridad obtenidos que se aprecian en la figura 5.4 son mayores cuando se considera las fluctuaciones de velocidad; es decir el grado de seguridad es alto para el inicio del movimiento y va disminuyendo con el aumento del tirante. Por ejemplo, para un tirante de 2 m el FS es 1.23, 23% más seguro que cuando se aplica el método de estabilidad de momentos sin fluctuaciones de velocidad.



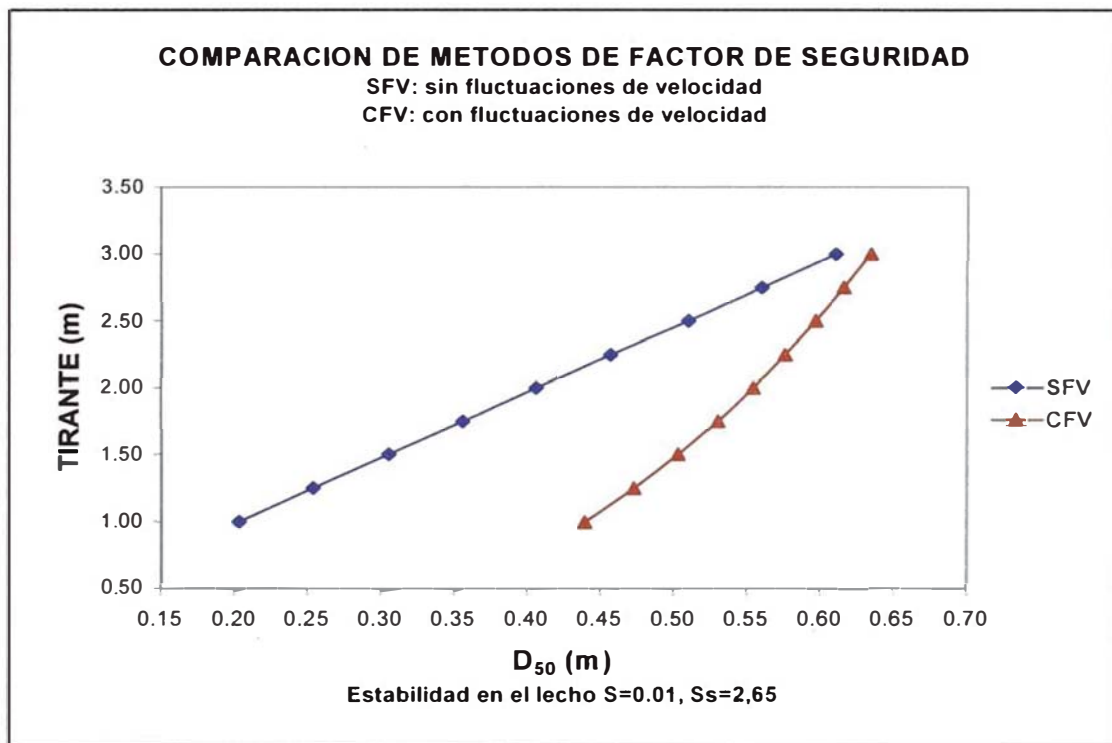
**Figura 5.4. Factores de Seguridad obtenidos considerando y sin considerar fluctuación de velocidades**

**Cuadro 5.3. Porcentaje de seguridad con los métodos aplicados**

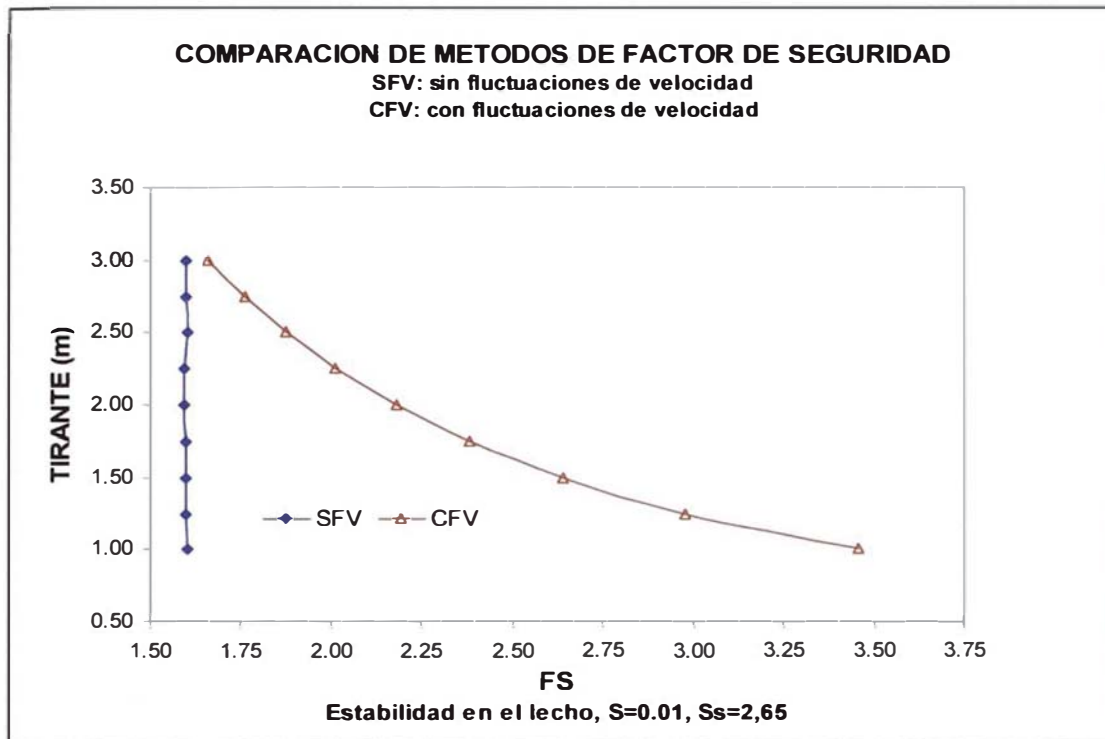
y (m)	D50		D50		% SEG
	SFV	FS	CFV	FS	
1.00	0.27	1.05	0.44	1.25	63
1.25	0.31	1.05	0.47	1.24	53
1.50	0.37	1.05	0.50	1.23	38
1.75	0.40	1.05	0.53	1.21	32
2.00	0.45	1.05	0.55	1.20	23
2.25	0.51	1.05	0.58	1.19	13
2.50	0.57	1.05	0.60	1.18	5
2.75	0.62	1.05	0.62	1.17	-1
3.00	0.68	1.05	0.63	1.16	-7

Este proceso de cálculo nos indica que debemos tener en cuenta la fluctuación de velocidades en la determinación del diámetro de piedra resistente a las fuerza hidrodinámicas de la corriente del río. Para esta finalidad se deben considerar los parámetros de fluctuación de velocidades como son los coeficientes de corrección del esfuerzo cortante en la zona donde se ha de colocar la defensa ribereña.

La determinación del diámetro de piedra en el lecho también refleja resultado semejante. La estabilidad en el lecho, se muestran las figuras 5.5 y 5.6, comparación de métodos y factores de seguridad respectivamente.



**Figura 5.5. Diámetros de piedra obtenidos considerando y sin considerar fluctuación de velocidades en el lecho del río**



**Figura 5.6. Factores de Seguridad obtenidos considerando y sin considerar fluctuación de velocidades en el lecho del río**

## 5.2 Aplicación de los métodos de velocidad

En esta sección se realiza la comparación de los métodos experimentales o semiempíricos detallados en la sección 3.2 del capítulo III.

Con las características hidráulicas determinadas utilizando el HEC RAS, se procedió a calcular el diámetro estable de piedras. Los métodos de FHWA y CORPS, toman en cuenta el tirante, la velocidad y un factor de seguridad  $FS=1.20$  para cauces regulares y con alguna incertidumbre en el cálculo de parámetros hidráulicos.

La metodología de la FHWA es concebida y desarrollada en 1989, mediante observaciones de Blodgget; mientras que el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos (USACE), viene desarrollando y controlando su metodología continuamente en todo el país norteamericano. En su versión 1994, mejoró su formulación

que se ajusta a nuestra realidad, por el rango de aplicación de su expresión como se menciona en la sección 3.2.5.

Ambos métodos muestran una metodología más desarrollada y con más opciones, por lo tanto es aplicable a nuestra región.

El cuadro 5.4 nos muestra el reporte de resultados obtenidos, para el tramo La Achirana en el río Ica. El diámetro de piedra estable, con su respectiva granulometría que es muy importante en el diseño de enrocados.

Cuadro 5.4. Reporte de Resultados del Diseño de Enrocados

ENROCADO DE PROTECCION						
RIO	Ica					
SECTOR	Macacona Quilloay		Sección	49+500		
<b>DATOS DE ENTRADA</b>						
V (m/s)	5.84	velocidad	1.20	FS		
Y (m)	3.03	tirante	0.74	K1		
Ss	2.65	grav.esp.material	0.88	k <sub>1</sub>		
φ (°)	42	ángulo de reposo				
z	2	talud				
DIAMETRO	ASCE	USBR	CBSRSP	FHWA	CORPS	promedio
D <sub>15</sub>	0.31	0.45	0.23	0.45	0.50	0.39
D <sub>30</sub>	0.51	0.73	0.38	0.74	0.82	0.64
D <sub>50</sub>	0.73	1.05	0.54	1.06	1.17	0.91
D <sub>85</sub>	1.26	1.80	0.93	1.82	2.01	1.56
*D <sub>100</sub>	1.46	2.10	1.08	2.12	2.33	1.82

Espesor	2.00 m
---------	--------

Este reporte nos indica que los métodos de la FHWA y CORPS producen diámetros de piedra D<sub>50</sub> mayores que los métodos de la ASCE, USBR y CBSRSP; además, el espesor del enrocado a colocarse es mayor al espesor existente y la granulometría es necesario y con las dimensiones aproximadas a estos resultados, que tampoco presenta esta defensa ribereña.

También se observó que en los lugares de estudio, el espesor de la protección es menor en comparación con el espesor obtenido en estos reportes; es decir que generalmente los enrocados existentes

presentan un espesor que considera solo el mayor diámetro y no la granulometría, no existe el concepto de gradación.

Esta situación significa que cuando se presente una avenida extraordinaria tomada del estudio hidrológico no resistiría y al comportarse de forma rígida, estas protecciones fallarían. Hasta la fecha en cada zona de estudio, no se han producido caudales mayores y significativos a los registrados en los estudios hidrológicos respectivos.

Por otro lado la defensa ribereña del río Rímac en el tramo Urb. Sol de Huampaní, presenta una estructura flexible por los criterios adecuados de estudio, una gradación adecuada en que se rellenó los espacios vacíos para que de este modo se asegure una conexión entre las unidades individuales (rocas). Se agrega además la colocación del geotextil que impide una migración repentina de los finos del talud a proteger.

En los anexos se encuentran los reportes relacionados a la obtención del diámetro estable, gradación y espesor de cada lugar de estudio. El cuadro 5.5 muestra un resumen del diámetro estable obtenido utilizando los métodos de velocidad, practicados en las zonas de estudio, y finalmente en el cuadro 5.6, se presenta un resumen del estado del enrocado existente con relación al sugerido en el estudio.

Cuadro 5.5. Resumen de diámetros estables de los ríos en estudio y en los tramos más críticos, determinados con los métodos de velocidad

RIO	TIRANTE m	VELOCIDAD m/s	D <sub>50</sub> (m)				
			ASCE	USBR	CBSRSP	FHWA	CORPS
ICA-ACH	2.52	4.27	0.39	0.56	0.29	0.70	0.73
ICA-MQ	2.84	5.91	0.75	1.07	0.55	1.13	1.22
QC-CC	3.43	5.29	0.62	0.89	0.43	0.82	0.92
QT-LM	1.85	4.17	0.37	0.54	0.27	0.49	0.57
MAT-WI	1.86	4.13	0.37	0.52	0.25	0.50	0.55
PISCO-B	1.65	5.29	0.60	0.86	0.41	1.61	1.29
AYAC-YUC	1.65	3.87	0.32	0.46	0.22	0.75	0.63
AYAC-CHI	1.28	3.41	0.25	0.36	0.17	0.58	0.49
LIMA-RIM	4.26	4.75	0.48	0.69	0.36	0.67	0.80



CUADRO 5.6. ELEMENTOS DE LOS ENROCADOS EN LA ZONA DE ESTUDIO

Lugar de estudio (1)	Inclinac. talud 1V:XH (2)	Gravedad específica Ss (3)	Ángulo de reposo $\phi$ (4)	Diámetro medio D <sub>50</sub> (m) (5)			Espesor de capa (m) (6)		Graduación (7)		Filtro (8)		DIAGNOSTICO (9)		
				Existente	FHWA	CORPS	Estudio		Existente	Estudio	Existente	Estudio		Existente	Estudio
							Estabilidad de momentos Sin Fluct.	Con. Fluct.							
ICA: RIO ICA: Tramo La Achirana	1.50	2.65	42.00	1.00	0.70	0.73	0.60	1.00	1.30	N	R	N	R	Posibilidad de falla	
ICA: RIO ICA: Tramo Macacona-Quilloay	1.50	2.65	42.00	1.00	1.13	1.22	0.50	1.00	1.70	N	R	N	R	Posibilidad de falla	
ICA: QUEBRADA CANSAS	2.00	2.60	40.00	1.00	0.82	0.92	0.40	1.00	1.30	N	R	GT	.	Posibilidad de falla	
ICA: QUEBRADA TORTOLITAS	2.00	2.65	42.00	1.00	0.49	0.57	1.00	1.00	1.40	N	R	N	R	Posibilidad de falla	
ICA: RIO PISCO: Tramo Bemales	1.60	2.65	42.00	1.00	1.61	1.29	0.40	1.00	1.90	N	R	N	R	Posibilidad de falla	
ICA: RIO MATAGENTE: Tramo Wiracocha	1.60	2.65	42.00	1.00	0.50	0.55	1.00	1.00	1.40	N	R	N	R	Posibilidad de falla	
AYACUCHO: RIO CHILLICO	1.50	2.60	40.00	0.50	0.75	0.63	0.70	0.66	1.30	N	R	N	R	Posibilidad de falla	
AYACUCHO: RIO YUCAES	1.50	2.60	40.00	0.50	0.68	0.49	0.70	0.68	1.20	N	R	N	R	Posibilidad de falla	
LIMA: RIO RIMAC: Tramo Urb. Sol de Huamapari	2.00	2.65	42.00	1.20	0.65	0.80	1.20	1.00	1.85	S	.	GT	.	Resistente	

N: No presente S: si presente

GT: filtro geotextil no tejido

R: Se recomienda

(3) y (4) tomado de estudio de geología regional

### 5.3. Discusión de los Métodos Utilizados

En nuestro país los ríos de la sierra y parte media y alta de las cuencas de los ríos de la costa sur, presentan pendientes apreciables, alrededor del 1%, lo que produce velocidades apreciables con tirantes menores, y a medida que aumenta el tirante la velocidad va disminuyendo, y se suma a este efecto la rugosidad del fondo. Mientras que los ríos de la costa norte y selva presentan pendientes de suaves a bajas produciendo velocidades también menores, así mismo los tirantes son profundos, y por ausencia de las piedras se utilizan otros métodos de protección contra la erosión de sus riberas. La incertidumbre de la falta de conocimiento de ingeniería de ríos nos conduce a aplicar factores de seguridad inmensos, que producen enrocados estables, pero costosos, más aún en lugares en donde las canteras de rocas no se encuentran cercanas a los puntos de protección.

Estas son las causas por lo que tenemos que analizar los métodos disponibles para verificar su aplicabilidad en nuestra realidad (en los casos anteriormente mencionados); es así que en el cuadro 5.6, se muestra que los métodos de velocidad de la FHWA y CORPS, se acercan a los métodos de estabilidad de momentos sin fluctuaciones de la velocidad y del que considera la fluctuación de la velocidad.

Por este motivo se elaboró unos gráficos sobre la aplicabilidad de los métodos de velocidad considerando factores de seguridad de 1.2, 1.5 y 2.0, rango de aplicabilidad a piedras  $D_{50}$  entre 0.30 m y 1.20 m, talud 1V:1.5H, gravedad específica de 2.65 y que se muestran en las figuras 5.7, 5.8 y 5.9. En la confección de los gráficos de los métodos de la Administración Federal de Carreteras de EE.UU (FHWA) y el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EE.UU (USACE o simplemente Corps), se ha considerado niveles de agua de 1.00, 2.00 y 3.00 m.

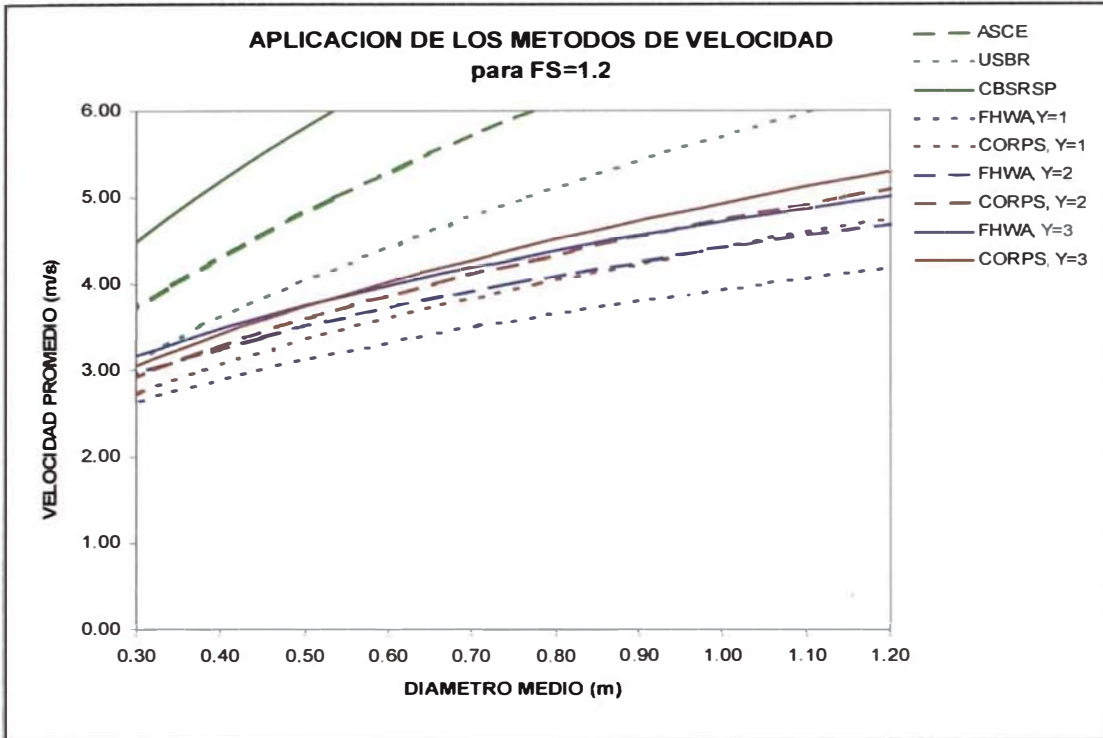


Figura 5.7. Diámetro estable determinado con la velocidad considerando un FS=1.2

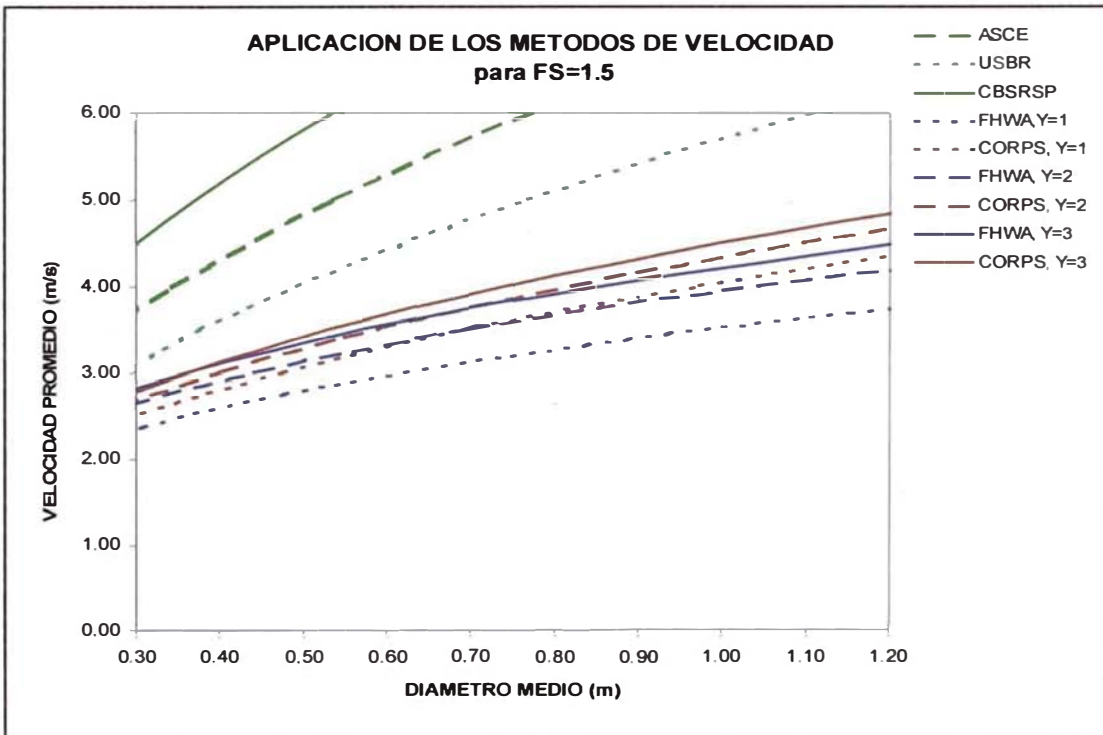


Figura 5.8. Diámetro estable determinado con la velocidad considerando un FS=1.5

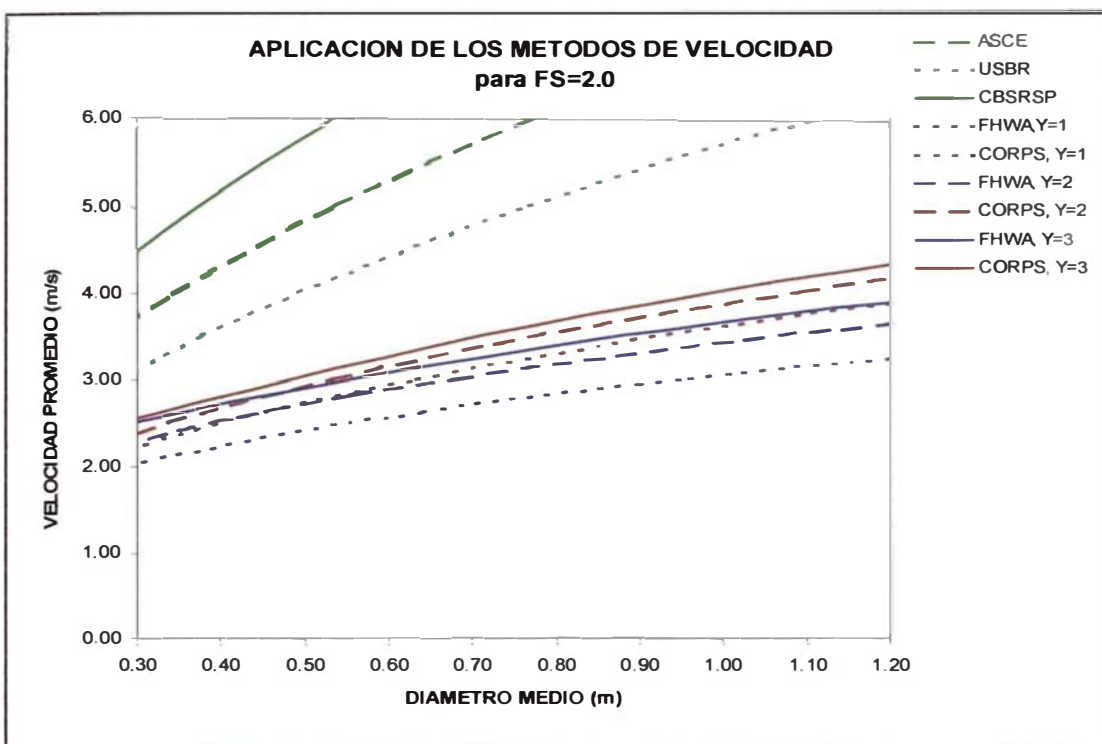


Figura 5.9. Diámetro estable determinado con la velocidad considerando un  $FS=2.00$

En las figuras anteriores se observa que los métodos de CBSRSP, ASCE y USBR figuran a partir de velocidades de 3.6 y 4 m/s y para diámetros entre 0.55 y 1.10 m; considerando piedras de diámetro menor para velocidades considerables, por este motivo podríamos limitar estos tres métodos.

Los métodos de la FHWA y Corps, nos muestra una rango de aplicación para velocidades entre 2.00 y 5.00 m/s, según se incremente el factor de seguridad, puesto que considera el tirante del flujo.

Se deben tener en cuenta estas consideraciones cuando se diseñen los enrocados, adecuándose a las condiciones de sitio en donde se construirán las defensas ribereñas.

Además se confeccionó unos gráficos que relacionen el diámetro de piedra estable, con la velocidad y tirante del río, figuras 5.10 y 5.11 respectivamente, considerando las siguientes premisas:

- Método de momentos
- Considera fluctuaciones de velocidad
- pendiente de lecho hasta 1%
- talud de ribera 1V:1.5H
- gravedad específica del material entre 2.40 y 2.70.

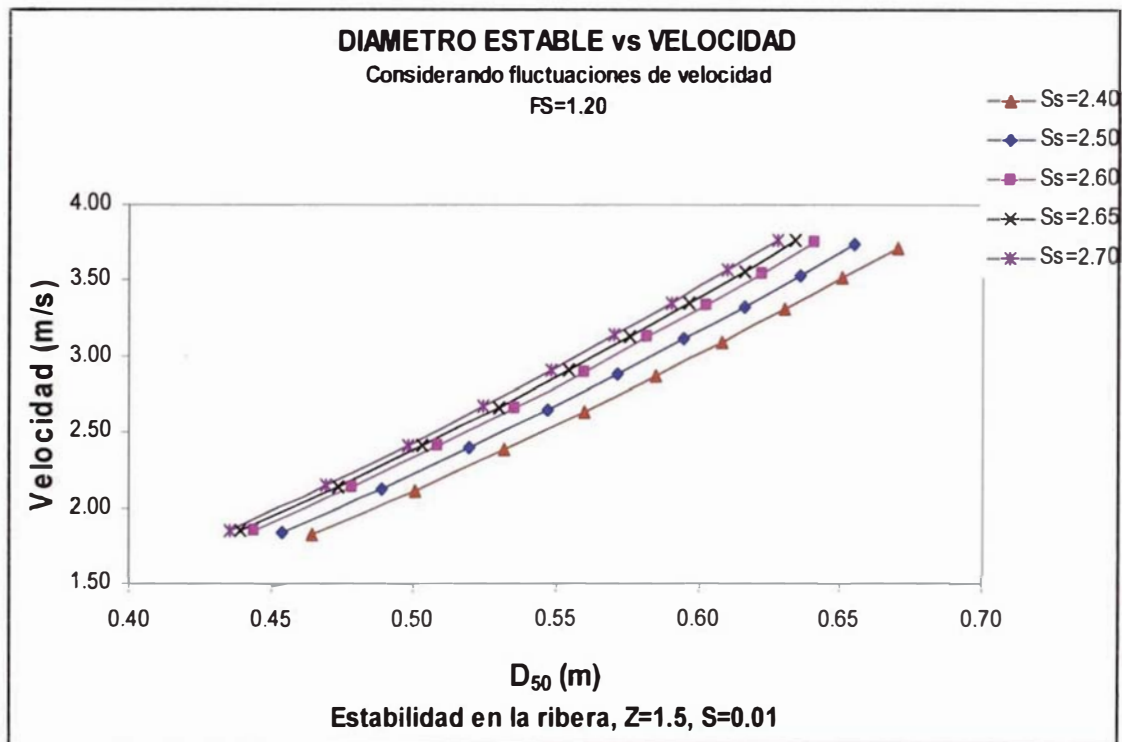


Figura 5.10. Gráfico para determinar el tamaño de piedra estable en función de la velocidad

Al realizar los cálculos para la determinación del tamaño de piedras estable, se consiguió automáticamente un  $FS=1.2$ ; y como se observa la variación entre los resultados considerando las gravedades específicas no es significativa. También se muestra un rango de velocidades entre 1.8 y 3.75 m/s para diámetros entre 0.40 y 0.70 m; es decir los resultados presentan regularidad.

El modo de uso es como sigue: con una velocidad determinada ingresamos al gráfico y según la gravedad específica requerida interceptamos en su curva y con una proyección vertical se determina el diámetro de piedra estable  $D_{50}$  para es condiciones.

En la figura 5.11 podemos apreciar también un rango de aplicaciones para tirantes entre 1 y 3 m, para diámetros entre 0.40 y 0.70 m. Este gráfico es bastante regular en cuanto a determinación del enrocado se refiere.

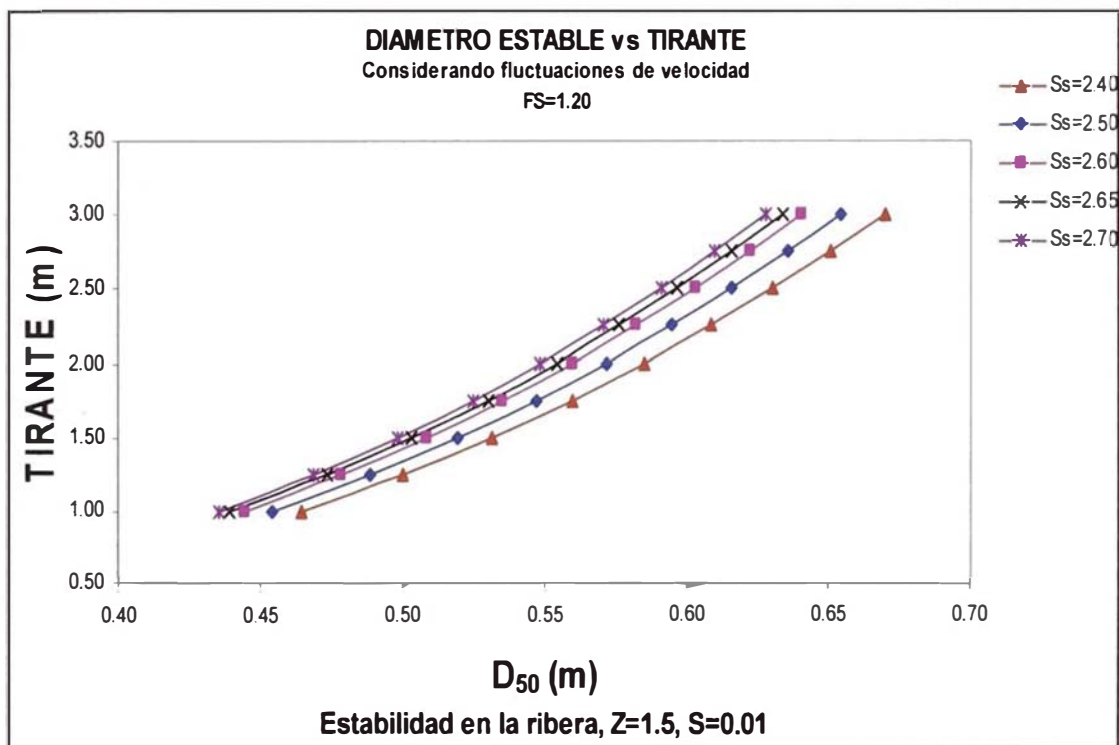


Figura 5.11. Gráfico para determinar el tamaño de piedra estable en función del tirante

El modo de uso es como sigue: con un tirante requerido ingresamos al gráfico y según la gravedad específica requerida interceptamos en su curva y con una proyección vertical se determina el diámetro de piedra estable  $D_{50}$  para es condiciones.

Cuando se requiera de mayores tirantes, mayores velocidades o mayores factores de seguridad nos remitimos a los cálculos similares al cuadro 5.2 ó a la sección 3.3 del capítulo III.

## CAPITULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 6.1 Conclusiones

El control de erosión mediante enrocados en el manejo de cuencas es muy importante; primero porque es el material que muchas veces encontramos a disposición; segundo el diseño adecuado para defensas ribereñas, se convierte en una alternativa económicamente viable, durable y ambientalmente estable. Tercero la adecuada protección en obras de emergencia evitaría fallas y daños, disminuyendo la vulnerabilidad de lo que se protege, como ciudades, terrenos agrícolas, estructuras hidráulicas, entre otros, haciéndose vital la prevención.

1. Se realizó un diagnóstico en algunos enrocados existentes al sur del país, los que se encuentran en el río Ica, río Pisco, río Matagente (Chincha), río Yucaes y río Chillico (Ayacucho) ejecutados por Entidades del Estado, cuyos detalles se muestran en el capítulo IV.

La consideración importante del diagnóstico de campo, es que no se considera alguna metodología de determinación para el diámetro de piedra estable, volviéndose incierta la resistencia de estas protecciones ante las máximas avenidas que pudieran presentarse por lo que se aplican factores de seguridad bastante apreciables produciendo una elevación de costo económico, sobre todo en lugares donde no existan rocas a disposición.

No se tiene concepto de espesores, graduación del material y diseño de filtro para prevenir la migración de los finos de los taludes y riberas a proteger en la obras que el Sector Estatal realiza como obras regulares o de emergencia.

Estos hechos se deben, a nuestra opinión, a la falta de información bibliográfica y la carencia del profesional adecuado con instrucción adecuada en hidráulica de ríos, pues se trata de una obra hidráulica que va a proteger lo que se encuentre detrás.

Sin embargo cuando el Proyecto se concibe y realiza con personal preparado en el tema, se obtienen buenos resultados;

este el caso de las Defensas Ribereñas con enrocado ejecutado en el río Rímac, tramo Urb. Sol de Huampaní, donde se aplicó las técnicas y criterios necesarios para obtener una protección con enrocados ambientalmente aceptables y resistente a las fuerzas hidrodinámicas de la corriente de agua.

Hasta la fecha aún la máxima crecida no ha superado el caudal de diseño en las zonas de estudio; sin embargo cuando ésta avenida se presente, la protección fallaría. Este caso no se presentaría en la defensa del río Rímac ya que, como se indicó anteriormente, la protección ha sido diseñada siguiendo una metodología, que es lo importante, tomando factores de seguridad que contribuyan a la estabilidad de las piedras en el talud.

2. Considerando la conclusión anterior es necesario entonces proveer de material para el sustento técnico de los futuros estudios de Defensas Ribereñas para los profesionales que intervengan en este sector. Por ello se realizó un análisis de los métodos existentes como son los métodos de estabilidad de momentos considerando fluctuaciones de velocidad y sin considerar estas fluctuaciones, y los métodos de velocidad, siendo los adecuados a nuestro ámbito los métodos del Cuerpo de Ingenieros (USACE) y de la Administración Federal de carreteras (FHWA) por su rango de aplicabilidad. El detalle se muestra en la sección 5.3 del capítulo V (Pág. 107).
3. Considerando la aplicabilidad de las metodologías en nuestro medio, con relación al diámetro de piedra estable, podemos concluir también que el método de estabilidad de momentos considerando fluctuaciones de velocidad nos ofrece buenos resultados comparado con la estabilidad calculada para los enrocados analizados. Los gráficos de las figuras 5.10 y 5.11 nos muestran la determinación de piedra estable de diferentes gravedades específicas, cuando se conoce el tirante o la velocidad para una pendiente de hasta 1%, que es común en nuestro medio. Esta es una ayuda cuando se requiera de cálculos rápidos y para velocidades menores a 3 m/s.
4. El concepto de graduación es importante en una defensa Ribereña que utilice enrocados, pues no basta colocar piedras de grandes dimensiones que se harán rígida la protección; por



ello se busca que la protección sea flexible y se consigue mediante la gradación de dimensiones de piedras adecuadamente aplicadas, donde se rellenen los vacíos y se consiga una adherencia entre partículas.

- 5.** La finalidad de la presente investigación es proporcionar al Diseñador de Defensas ribereñas herramientas de fácil uso, para que esta forma se efectúen diseños apropiados, económicos y ambientalmente estables. Para lograr esta finalidad en el Apéndice se proporciona una Guía de Diseño de Enrocados, que es un resumen técnico de la investigación y el manejo de un programa rápido de cálculo que considera los métodos de velocidad. Sin embargo es necesaria la imaginación, capacitación y preparación necesaria en ingeniería de ríos.
- 6.** Finalmente se ha querido aportar con esta investigación un punto de partida para futuras investigaciones en lo que a enrocados se refiere, puesto que en esta área no se ha realizado investigaciones de alguna índole y es muy necesario en nuestro país, proporcionando una base de datos en los anexos.

## 6.2 Recomendaciones

1. Para efectuar un diseño de enrocados apropiado, se recomienda realizar un buen análisis de avenidas, puesto que la determinación del caudal es el punto de inicio, utilizando los métodos estadísticos o relaciones de precipitación escurriente. Con el caudal y las secciones transversales del río se puede determinar las velocidades y tirantes en los tramos más críticos de protección.
2. Cuando se construyan las defensas ribereñas que consideren enrocados, se deben presentar los métodos y detalles utilizados en su diseño, también los “planos post construcción” con sus respectivas especificaciones de control de calidad, para que de este modo se realicen los seguimientos y mantenimientos respectivos. También se debe realizar un inventario de los enrocados sometidos a eventos de avenidas, con la finalidad de cuantificar el daño de la protección, para que de esta forma se verifique y mejore los parámetros de diseño proporcionados en la investigación.
3. Ampliar la investigación sobre diámetro estable cuando se utilicen como protección de estribos y pilares de puentes, con el apoyo del Ministerio de Transportes.
4. Determinar mediante estudios experimentales (modelos hidráulicos físicos) la relación de fluctuaciones normalizada  $\sigma_w/u$ , muy importante en la determinación del diámetro de piedra estable considerando fluctuaciones de velocidad, y también determinar el ángulo de fricción interna de materiales cuyo peso específico sean diferentes a las del granito.
5. Efectuar ensayos en modelo físico sobre la estabilidad de la unidad individual del enrocado, para diferentes condiciones de velocidad y pendientes, considerando como base los datos de otras investigaciones proporcionados en los anexos.
6. Difundir y aplicar la Guía de Diseño de Enrocados sobre todo en los casos de Obras de emergencia que el Estado proyecte, formando de este modo un nexo entre Universidad y Sociedad.

## BIBLIOGRAFIA

1. Abt, S.R., and Johnson T.L.,(1991), "Riprap Design for Overtopping Flow", Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 117(8), 959-972.
2. American Society of Civil Engineers, Sedimentation Committee of Hydraulic Division, edited by Vito A. Vanoni,(1975) "Sedimentation Engineering", ASCE Manual N° 54, New York.
3. Aquize C. José., (2001) "Manejo del recurso hídrico". Apuntes de clase Maestría ingeniería Hidráulica FIC-UNI.
4. ATA-SWECO-PETACC-INADE, (2000), "Estudio de Control de inundaciones y Desbordes del Río Ica y Quebradas Cansas/Chanchajala"
5. Benedict B.A., and Christensen B.A.,(1972) "Hydrodynamic Lift on a Stream Bed", Sedimentation, Fort Collins .Chapter 5.
6. Breusers, Raudkivi,(1991) "Scouring"
7. Brown, Scott A. and Clyde, Eric S. (1989), "Design of Riprap Revetment", HEC 11, US Department of Transportation, Federal Highway Administration
8. California Division Of Highways (1996), "California Bank And Shore Rock
9. Chang H.Howard,(1982) "Fluvial Processes in River Engineering", Fort Collins, Colorado.
10. Christensen B.A.,(1972) "Incipient Motion on Cohesionless Channel Banks", Sedimentation, Fort Collins .Chapter 4.
11. Campaña T. Roberto., (2001) "Ingeniería de ríos". Apuntes de clase Maestría Ingeniería Hidráulica FIC-UNI.
12. Casafranca M. Jaime ., (2002) "Protección aguas abajo de estructuras hidráulicas y riberas de ríos", Tesis para optar Título Profesional de Ingeniero Civil, UNSCH-Ayacucho.
13. Coronado del Aguila, Francisco., (1971) "Iniciación de Movimiento de los sedimentos", VI Seminario Latinoamericano de Irrigación y Drenaje.
14. Coronado del Águila, Francisco., (2001) "Mecánica de Fluidos Avanzada". Apuntes de clase Maestría ingeniería Hidráulica FIC-UNI.
15. Slope Protection Design" California Department of Public Works.
16. Dirección Regional de Agricultura Ayacucho -PERPEC VI (2003), "Obra de Contingencia Valle Yucaes"
17. Dirección Regional de Agricultura Ayacucho -PERPEC VI (2003), "Obra de Contingencia Trigopampa"
18. Dirección Regional de Agricultura Ica, (2003), "Protección y Encauzamiento del Río Ica, tramo la Achirana "
19. Dirección Regional de Agricultura Ica, (2003), "Protección y Encauzamiento Quebrada Tortolitas "
20. Dirección Regional de Agricultura Ica-PERPEC V (2003), "Defensa Ribereña Río Pisco, Sector Bernales"
21. Dirección Regional de Agricultura Ica-PERPEC V (2003), "Defensa Ribereña Río Matagente, Sector Wiracocha"
22. Froehlich, D. C., and Benson, C. A.,(1996), "Sizing Dumped Rock Riprap", Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 122(7), 389-396.

23. Jarret, Robert D.,(1984), "Hydraulics of High Gradient Streams". Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 110(11), 1519-1539.
24. Maynard, S. T.,(1989), "Riprap Design", Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 115(7), 937-949.
25. Mansen + Kuroiwa ingenieros Asociados SAC., (2000), "Estudio de Defensa Ribereña de los Predios Parcela de San José de Huampaní, Parcela El Tronco de Huampaní y Parcela El Rosario de Huampaní".
26. Peterka, A. J (1984), "Hydraulic Design Of Stilling Basins and Energy Dissipators", US Department of Interior, Bureau of Reclamation. USBR-EM-25.
27. Pilarczyk , K..W and Klaassen, G.,(1990), "Control of Bank Erosion in the Netherlands ",Delft Hydraulics, Publication N° 442.
28. Rocha Felices, Arturo (2000), "Transporte de Sedimentos". Apuntes de Clase Maestría Ingeniería Hidráulica FIC-UNI.
29. Shen H. W. (1971), "River Mechanics", Vol. II, Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado.
30. Simons, D. B and Senturk F.(1977), "Sediment Transport Technology", Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado.
31. Ulrich, T,(1987), "Stability of Rock Protection on Slopes", Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 113(7), 879-891.
32. US Army Corps Of Engineers(1994), "Hydraulic Design Of Flood Control Channels", Engineer Manual No. 1110-2-1601, Department of Army.
33. Wang, S. Y and Shen. H. W.,(1985), "incipient Motion and Riprap Design", Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 111(3), 520-538.