



**ESTUDIOS Y DISEÑOS DE LAS OBRAS DE PROTECCIÓN DE ORILLAS EN LA MARGEN
IZQUIERDA DEL RÍO CAUCA EN EL SECTOR CANDELARIA EN EL
DISTRITO DE RIEGO ROLDANILLO – LA UNIÓN - TORO**

OSCAR EDUARDO CÁRDENAS OSPINA

**UNIVERSIDAD DEL VALLE
Facultad de Ingeniería, Escuela EIDENAR
Cali, Colombia
2012**

**ESTUDIOS Y DISEÑOS DE LAS OBRAS DE PROTECCIÓN DE ORILLAS EN LA MARGEN
IZQUIERDA DEL RÍO CAUCA EN EL SECTOR CANDELARIA EN EL
DISTRITO DE RIEGO ROLDANILLO – LA UNIÓN - TORO**

OSCAR EDUARDO CÁRDENAS OSPINA

Tesis presentada como requisito parcial para optar al título de:

Ingeniero Civil

Director:

MSc. CARLOS RAMÍREZ C.

UNIVERSIDAD DEL VALLE

Facultad de Ingeniería, Escuela EIDENAR

Cali, Colombia

AGRADECIMIENTOS

Al dios padre y a la virgencita por sostenerme en los momentos difíciles y haberme brindado una segunda oportunidad. A mis padres Eduardo Cárdenas y Elizabeth Ospina por su amor y apoyo incondicional. A mis padrinos Bertha lucia Ospina y Ramiro Prado por sus consejos. A Lina María Ayala por su gran amor y motivación. A mi hermanita, a chavita y todas mis tías y primos.

Rrrrr

Muchas gracias

TABLA DE CONTENIDO

1.	INTRODUCCIÓN	1-1
2.	FORMULACIÓN	2-1
2.1.	JUSTIFICACION	2-1
2.2.	OBJETIVOS	2-2
2.2.1.	OBJETIVO GENERAL	2-2
2.2.2.	OBJETIVOS ESPECIFICOS	2-2
2.3.	ALCANCES	2-3
2.4.	METODOLOGÍA	2-3
2.4.1.	RECOLECCIÓN, PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE INFORMACIÓN	2-4
2.4.2.	CARACTERIZACION Y ESQUEMATIZACIÓN DEL SISTEMA FLUVIAL.	2-4
2.4.3.	AJUSTE DEL MODELO COMPUTACIONAL.	2-5
2.4.4.	ESTIMACIÓN DE LA SOCAVACIÓN TOTAL QUE PUEDE OCURRIR EN EL TRAMO DE ESTUDIO	2-5
2.4.5.	DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO LAS OBRAS DE PROTECCIÓN	2-5
2.4.6.	SELECCIÓN DE LAS OBRAS, PREDIMENSIONAMIENTO Y ELABORACION DEL PRESUPUESTO	2-5
2.4.7.	SELECCIÓN DE LA OBRA, PREDIMENSIONAMIENTO Y ELABORACION DEL PRESUPUESTO DEFINITIVO.	2-6
2.4.8.	ELABORACIÓN DEL INFORME FINAL	2-6
3.	ASPECTOS GENERALES	3-1
3.1.	LOCALIZACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO	3-1
3.2.	PROBLEMÁTICA EXISTENTE	3-1
3.3.	CARACTERIZACIÓN DEL RÍO CAUCA EN EL TRAMO DE ESTUDIO	3-3
3.3.1.	Topografía y Batimetría	3-3
3.3.2.	Hidrología	3-3
3.3.3.	Caudal Dominante	3-6
3.3.4.	Sinuosidad del Río Cauca	3-9
3.3.5.	Geología y Geomorfología	3-10
3.4.	CARACTERIZACIÓN DEL MATERIAL DEL LECHO	3-17
4.	MARCO TEORICO	4-1
4.1.	MORFOLOGÍA DE RÍOS SINUOSOS	4-1
4.1.1.	Afectación de la morfología de un río sinuoso	4-2
4.1.2.	Erosión de márgenes	4-2
4.1.3.	Procesos físicos del flujo en curvas	4-2
4.2.	SOCAVACIÓN	4-3
4.2.1.	Socavación general	4-3
4.2.2.	Socavación local (socavación en curva)	4-7
4.2.3.	Socavación local debido a estructuras (Espolones)	4-9
4.2.4.	Socavación Total	4-11
5.	ESTADO DEL ARTE	5-1
5.1.	OBRAS DE PROTECCIÓN DE ORILLAS	5-1
5.1.1.	Criterios generales de diseño	5-2
5.1.2.	Protecciones longitudinales	5-4
5.1.3.	Protecciones transversales a la orilla	5-25
5.1.4.	MODELACIÓN MATEMÁTICA BIDIMENSIONAL	5-32
6.	MODELACIÓN MATEMÁTICA Y CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN	6-1

6.1.	MODELACIÓN MATEMÁTICA BIDIMENSIONAL	6-1
6.1.1.	<i>Información hidrológica</i>	6-1
6.1.2.	<i>Información de topografía y batimetría</i>	6-2
6.2.	CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN TOTAL EN EL SECTOR DE CANDELARIA	6-7
6.2.1.	<i>SOCAVACIÓN GENERAL</i>	6-7
6.2.2.	<i>CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN EN CURVA</i>	6-10
7.	PREDIMENSIONAMIENTO DE LAS OBRAS QUE PUEDEN SER IMPLEMENTADAS PARA LA PROTECCION DE ORILLAS EN SECTOR DE CANDELARIA	7-1
7.1.	LONGITUD DE PROTECCIÓN	7-1
7.2.	RECUPERACIÓN DE LA BANCA CON PANELES SUMERGIDOS	7-2
7.3.	PROTECCIÓN DEL TALUD CON COLCHACRETO	7-7
7.4.	CORTINA DE PILOTES DE CONCRETO CON GEOTUBOS	7-12
7.5.	BLOQUES DE CONCRETO	7-13
8.	CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO DE LAS OBRAS PREDISEÑADAS.	8-1
9.	SELECCIÓN DE LA OBRA DE PROTECCIÓN DE ORILLAS	9-1
10.	CONCLUSIONES	10.1

LISTADO DE FIGURAS

LISTADO DE CUADROS

LISTADO DE FIGURAS

FIGURA 3.1 LOCALIZACIÓN GENERAL DEL SECTOR DE ESTUDIO	3-2
FIGURA 3.2 CURVAS DE CALIBRACIÓN NIVEL-CAUDAL VIGENTES EN LAS ESTACIONES CERCANAS AL TRAMO DE ESTUDIO	3-4
FIGURA 3.3 EVALUACIÓN GRÁFICA DE LAS FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN EMPLEADAS PARA CALCULAR LOS CAUDALES CORRESPONDIENTES A DIFERENTES PERÍODOS DE RETORNO	3-8
FIGURA 3.4 CAUDALES MÁXIMOS ASOCIADOS A DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO SEGÚN LA DISTRIBUCIÓN DE GUMBEL.	3-9
FIGURA 3.5 CONTROLES ESTRUCTURALES DEL RÍO CAUCA EN EL TRAMO ROLDANILLO-LA VICTORIA	3-12
FIGURA 3.6 MODELO 3D, CONTROLES ESTRUCTURALES RÍO CAUCA, TRAYECTO ROLDANILLO-LA VICTORIA	3-16
FIGURA 4.1 PARÁMETROS PRINCIPALES DE UN MEANDRO	4-1
FIGURA 4.2 PROFUNDIZACIÓN DEL LECHO EN LA CURVA DE UN RÍO	4-3
FIGURA 5.1 MUROS RÍGIDOS	5-5
FIGURA 5.2 ESQUEMA DE VARIOS TIPOS DE MURO FLEXIBLE	5-6
FIGURA 5.3 ESQUEMA DE VARIOS TIPOS DE MUROS DE TIERRA REFORZADA	5-7
FIGURA 5.4 ESQUEMA DE VARIOS TIPOS DE ESTRUCTURA ANCLADA	5-7
FIGURA 5.5 ESQUEMA DE VARIOS TIPOS DE ESTRUCTURA ENTERRADA	5-9
FIGURA 5.6 PROTECCIÓN DE ORILLA CON ENROCADO O RIP – RAP	5-14
FIGURA 5.7 COLCHONES EN GAVIONES	5-19
FIGURA 5.8 EJEMPLO DE DISEÑO DE PANELES SUMERGIDOS PARA LA PROTECCIÓN DE ORILLAS (TOMADO DE ZWOL (2004)	5-25
FIGURA 5.9 FOTOS DE PANELES SUMERGIDOS (TOMADO DE WWW.HIDROCONSULTA.COM)	5-26
FIGURA 5.10 ESQUEMATIZACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO DE LOS PANELES SUMERGIDOS	5-27
FIGURA 5.11 ESQUEMA PARA EL DISEÑO DE ESPOLONES	5-29
FIGURA 5.12 ESQUEMA DE DISEÑO DE ESPOLONES	5-31
FIGURA 6.1 TOPOGRAFÍA Y BATIMETRÍA SECTOR CANDELARIA. DISTRITO DE RIEGO RUT	6-3
FIGURA 6.2 CAMPO DE VELOCIDADES EN EL SECTOR DE CANDELARIA PARA EL CAUDAL DOMINANTE	6-5
FIGURA 6.3 CAMPO DE VELOCIDADES EN EL SECTOR DE CANDELARIA PARA EL CAUDAL CON $T_r=30$ AÑOS	6-5
FIGURA 6.4 CAMPO DE VELOCIDADES EN EL SECTOR DE CANDELARIA PARA EL CAUDAL CON $T_r=100$ AÑOS	6-6
FIGURA 6.5 VELOCIDAD DEL AGUA CALCULADA PARA DIFERENTES CRECIENTES EN EL RÍO CAUCA, SECTOR CANDELARIA EN EL DISTRITO DE RIEGO RUT	6-7
FIGURA 6.6 SECCIÓN ACTUAL EN EL SECTOR DE CANDELARIA VS SECCIÓN IDEAL CON SOCAVACIÓN EN CURVA (BENDEGOM- NEDECO)	6.12
FIGURA 7.1 LONGITUD DE PROTECCIÓN. MARGEN IZQUIERDA DEL RÍO CAUCA SECTOR CANDELARIA EN EL DISTRITO DE RIEGO RUT	7-2

FIGURA 7.2 SECCIÓN TÍPICA EN EL TRAMO DEL RÍO CAUCA SECTOR CANDELARIA. BERMA INICIAL VS. BERMA PROYECTADA	7-4
FIGURA 7.3 CÁLCULO DEL PANEL PARA PRODUCIR EL MÁXIMO INCREMENTO EN EL NIVEL DE FONDO A LO LARGO DE LA BANCA.	
$d_0/b = 0.1$ y $\delta_n = 3H_0$, $\delta_s = 15H_0$, y $\delta_b = 1.5d_0$ (TOMADO DE IIHR, 1990)	7-5
FIGURA 7.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS PANELES SUMERGIDOS PARA LA RECUPERACIÓN DE LA ORILLA IZQUIERDA DEL RÍO CAUCA EN EL SECTOR DE CANDELARIA EN EL DISTRITO DE RIEGO RUT	7-6
FIGURA 7.5 ESQUEMATIZACIÓN DE LAS FUERZAS QUE ACTÚAN SOBRE EL COLCHACRETO	7-8
FIGURA 7.6 PREDIMENSIONAMIENTO DEL REVESTIMIENTO CON COLCHACRETO PARA LA PROTECCIÓN DE LA ORILLA IZQUIERDA DEL RÍO CAUCA EN EL SECTOR DE CANDELARIA EN EL DISTRITO DE RIEGO RUT	7-12
FIGURA 7.7 PREDIMENSIONAMIENTO DEL REVESTIMIENTO CON COLCHACRETO PARA LA PROTECCIÓN DE LA ORILLA IZQUIERDA DEL RÍO CAUCA EN EL SECTOR DE CANDELARIA EN EL DISTRITO DE RIEGO RUT	7-13
FIGURA 7.8 GEOMETRÍA DE LOS DOLOS	7-15
FIGURA 7.9 ESQUEMA DEL DELANTAL DE PROTECCIÓN	7-19
FIGURA 7.10 VARIACIÓN DEL TAMAÑO D_{50} DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO EN FUNCIÓN DE LA VELOCIDAD DE LA CORRIENTE	7-20
FIGURA 7.11 VARIACIÓN DEL VOLUMEN V_{50} DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO EN FUNCIÓN DE LA VELOCIDAD DE LA CORRIENTE Y EL TALUD DE LA BANCA	7-21
FIGURA 7.12 PREDIMENSIONAMIENTO DEL REVESTIMIENTO DEL TALUD CON DOLOS.	7-22

LISTADO DE CUADROS

CUADRO 3.1 ESTACIONES HIDROMÉTRICAS SOBRE EL RÍO CAUCA – TRAMO DISTRITO RUT	3-4
CUADRO 3.2 SERIE HISTÓRICA DE CAUDALES MÁXIMOS ANUALES	3-5
CUADRO 3.3 CAUDALES CORRESPONDIENTES A DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO	3-6
CUADRO 3.4 CAUDAL CORRESPONDIENTE A UN EVENTO	3-7
CUADRO 3.5 DIÁMETROS CARACTERÍSTICOS (MM) Y COEFICIENTES DE LAS MUESTRAS DEL LECHO DEL RÍO CAUCA EN EL TRAMO LOCALIZADO FRENTE AL DISTRITO DE RIEGO RUT	3-18
CUADRO 3.6 COMPOSICIÓN PORCENTUAL MEDIA DE LAS GRANULOMETRÍAS TÍPICAS DEL MATERIAL DE FONDO DEL RÍO CAUCA FRENTE AL DISTRITO DE RIEGO RUT. AÑO 2003	3-18
CUADRO 4.1 VALORES DEL COEFICIENTE β EN LA ECUACIÓN LISCHTVAN-LEBEDIEV.	4-6
CUADRO 4.2 VALOR DEL COEFICIENTE ψ EN FUNCIÓN DE γ_m EN LA ECUACIÓN DE LISCHTVAN-LEBEDIEV.	4-6
CUADRO 4.3 VALORES DE x EN LA ECUACIÓN DE LISCHTVAN-LEBEDIEV.	4-6
CUADRO 4.4 COEFICIENTES DE ALTUNIN.	4-9
CUADRO 4.5 COEFICIENTE K_1 EN LA ECUACIÓN DE BREUSERS Y RAUDKIVI.	4-10
CUADRO 4.6 COEFICIENTE K_2 EN LA ECUACIÓN DE BREUSERS Y RAUDKIVI.	4-10
CUADRO 4.7 COEFICIENTE K_3 EN LA ECUACIÓN DE BREUSERS Y RAUDKIVI.	4-10
CUADRO 5.1 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE DIVERSOS TIPOS DE MURO RÍGIDO	5-4
CUADRO 5.2 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS DIVERSOS TIPOS DE MURO FLEXIBLE	5-5
CUADRO 5.3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS DIVERSOS TIPOS DE MUROS DE TIERRA REFORZADA	5-6
CUADRO 5.4 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS DIVERSOS TIPOS DE ESTRUCTURA ANCLADA	5-8
CUADRO 5.5 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS DIVERSOS TIPOS DE ESTRUCTURA ENTERRADA	5-8
CUADRO 5.6 MODELOS HIDRODINÁMICOS COMÚNMENTE USADOS	5-35
CUADRO 6.1 CONDICIONES HIDROLÓGICAS EN EL RIO CAUCA PARA LOS ESCENARIOS MODELADOS EN EL SECTOR DE CANDELARIA 6-1	
CUADRO 6.2 PARÁMETROS NECESARIOS PARA EL CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN GENERAL	6-8
CUADRO 6.3 RESULTADOS DEL CÁLCULO DE SOCAVACIÓN GENERAL	6-9
CUADRO 6.4 PARÁMETROS PARA EL CÁLCULO DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS Y SOCAVACIÓN EN CURVA	6-10
CUADRO 6.5 CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN EN CURVA CON LA FÓRMULA DE BENDEGOM-NEDECO	6.11
CUADRO 7.1 DIMENSIONES DE DIFERENTES TIPOS DE DOLOS (M).	7-16
CUADRO 7.2 RELACIÓN ENTRE EL PESO, EL VOLUMEN DEL DOLO Y PESO ESPECÍFICO DEL CONCRETO	7-16
CUADRO 7.3 NÚMERO DE ELEMENTOS REQUERIDOS POR 100 m^2 DE SUPERFICIE PROTEGIDA SEGÚN EL VOLUMEN DE DOLOS UTILIZADO.	7-16
CUADRO 7.4 VALORES DEL FACTOR DE ESTABILIDAD ϕ	7-18

CUADRO 7.5 VALORES DEL PARÁMETRO DE TURBULENCIA	7-18
CUADRO 7.6 VALORES DEL PARÁMETRO CRÍTICO DE SHIELDS Ψ	7-18
CUADRO 7.7 PARÁMETROS PARA EL CÁLCULO DEL DIÁMETRO MEDIO DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO	7-20
CUADRO 9.1 MATERIALES PÉTREOS UTILIZADOS EN CADA OBRA DE PROTECCIÓN	9-1
CUADRO 9.2 EQUIPO MÍNIMO NECESARIO EN LA CONSTRUCCIÓN DE CADA OBRA DE PROTECCIÓN	9-1
CUADRO 9.3 EQUIPO MÍNIMO NECESARIO EN LA CONSTRUCCIÓN DE CADA OBRA DE PROTECCIÓN	9.2

1. INTRODUCCIÓN

En los últimos años se han presentado grandes desastres en nuestro país debido a problemas de erosión de las orillas, colmatación de cauces y canales e inundaciones. En muchos casos el problema se le atribuye a la mala planeación, diseño, operación, mantenimiento y construcción de obras, así como a intervenciones antrópicas en el cauce y la planicie aluvial.

El aumento de caudal de agua y sedimentos se debe principalmente a que el régimen de lluvias ha aumentado en los últimos años en nuestra región, y también a la ocurrencia y combinación de varias circunstancias como:

- las características propias de los suelos por donde transitan los ríos,
- la deforestación de la cuenca,
- la extracción indiscriminada de material de fondo de los ríos principales y de sus tributarios.

El desequilibrio entre el sedimento y el agua que se transporta en un río puede generar zonas de erosión y de depositación en todo su trayecto, sobre todo durante y después del paso de una creciente, provocando inundaciones y fallas en obras hidráulicas como puentes, bocatomas, obras de protección de márgenes, etc.

El río Cauca a su paso por el departamento del Valle del Cauca es un cauce altamente sinuoso, con numerosos meandros, los cuales se encuentran en permanente evolución debido a su gran dinámica fluvial a lo largo de todo el valle aluvial. Este proceso de evolución es la consecuencia de los fenómenos de erosión de las bancas y del fondo del cauce , por efecto de las corrientes secundarias generadas por las fuerzas centrífugas que experimenta la corriente al transitar por las curvas, esta fuerza provoca el transporte de material hacia el interior del meandro, la modificación de la pendiente transversal del

lecho del río, la ampliación de la sección del cauce y el incremento de la sinuosidad (Amaya, 2006).

En el Distrito de riego RUT, inmediatamente aguas abajo de la estación de Bombeo Candelaria, la margen izquierda del río Cauca se ha venido erosionando hasta tal punto que la berma ha desaparecido totalmente y actualmente la corriente choca directamente sobre la estructura del dique marginal de protección del distrito. Esta situación pone en grave riesgo la integridad del dique y, en general, gran parte de la infraestructura y los cultivos del Distrito ante la posible inundación que puede ocurrir, sobre todo en épocas de invierno cuando el río ataca con más fuerza la banca del cauce.

En los últimos años se vienen utilizando en la ingeniería hidráulica modelos numéricos para la estimación de las características hidráulicas de un cauce; en especial los modelos bidimensionales permiten estudiar los fenómenos de distribución de velocidades, las tensiones de corte transversal y las corrientes secundarias; de este modo se pueden obtener resultados más próximos a las condiciones reales. La información obtenida de los modelos es de vital importancia para diferentes propósitos, tales como estimar la socavación que se puede presentar y seleccionar y dimensionar la obra de protección de orillas que mejor se ajuste a la condición existente.

En el presente estudio se utilizara la modelación matemática bidimensional como herramienta principal para el cálculo de las características hidráulicas del río Cauca en el sector de Candelaria, con el objetivo de seleccionar y diseñar la obra de protección que mejor se adapte a las necesidades técnicas, constructivas y económicas del caso particular.

El informe se desarrolla de la siguiente manera: En el Capítulo 2 se describe la situación actual del distrito y se presenta un breve resumen sobre la problemática en el sector de Candelaria en el Distrito de riego RUT el cual justifica la concepción de este proyecto. El

Capítulo 3 contiene los aspectos generales de la zona y se describe la información existente necesaria (levantamiento topográfico, geotecnia, etc.) para el desarrollo de los estudios y el diseño de la obra de protección de orillas en este sector.

En el Capítulo 4 se presenta la teoría sobre los procesos involucrados en los procesos fluviales, la geomorfología de cauces aluviales y los conceptos y formulaciones sobre la socavación total.

En el Capítulo 5 se realiza una revisión del estado del arte de las obras de protección de orillas y de los modelos numéricos que actualmente se usan para la determinación de la hidrodinámica en un canal.

El Capítulo 6 contiene la descripción de la aplicación del modelo matemático y de su ajuste para que el resultado sea lo más cercano posible al escenario planteado también se presenta el cálculo de la socavación total que puede ocurrir en el tramo de estudio. En el Capítulo 7 se presenta el predimensionamiento de las obras seleccionadas para la protección de orillas y posteriormente se elige aquella que presente mejor relación costo – beneficio. Para el predimensionamiento se tuvieron en cuenta los resultados de velocidades y niveles de agua que se estimaron mediante la aplicación del modelo matemático y el cálculo de socavación total que se estimó en el tramo.

El Capítulo 8 contiene las cantidades obra y el presupuesto estimado de la obra de protección proyectada en el sector de Candelaria, teniendo en cuenta los precios unitarios de la gobernación del Valle del Cauca.

Finalmente en el Capítulo 9 se presentan las conclusiones y recomendaciones más importantes de cada una de las actividades ejecutadas en el desarrollo del informe.

2. FORMULACIÓN

2.1. JUSTIFICACION

El Distrito de Riego RUT, localizado al norte de valle del cauca entre los municipios de roldanillo, la Unión y Toro, es de gran importancia para el departamento porque en el se encuentra una de sus despensas agrícolas más importantes y además constituye una de las principales fuentes de desarrollo económico y social de la región. El Distrito cuenta con un anillo de protección contra inundaciones, compuesto por un dique marginal del río Cauca, un dique interceptor de las aguas que descienden desde la cordillera occidental, y varias estaciones de bombeo.

Debido a la gran dinámica del río Cauca en el sector del distrito así como a diferentes intervenciones antropicas, el dique marginal de protección se ha deteriorado y se halla en riesgo, especialmente en los sectores de El palmar y la bodega donde la berma prácticamente ha desaparecido debido a la socavación lateral del cauce. Por ello en el año 2010 la Universidad del Valle realizo para la CVC los estudios y diseños de las obras de mejoramiento y rehabilitación del dique marginal y de protección de las orillas del río Cauca en el Distrito de Riego Roldanillo-La Unión-Toro, del cual uno de los objetivos del proyecto fue el diseño de las obras de protección de orillas en los sectores de El Palmar y La Bodega. Sin embargo una visita de inspección realizada en el marco del proyecto mencionado, permitió detectar otras dos zonas que presentan una situación de riesgo similar por el acercamiento del río a la estructura del dique: una se encuentra aguas arriba de la estación Tierrablanca, que aunque no corresponde a predios del Distrito puede poner en riesgo la infraestructura y tierras de cultivo que si pertenecen a él;y otra se encuentra en el sector de la estación de bombeo de Candelaria. Esta situación de amenaza del dique pone de manifiesto la urgente necesidad de adelantar los estudios y la construcción de las obras de protección de las orillas del río Cauca en los sectores de Candelaria y Tierrablanca.

2.2. OBJETIVOS

2.2.1. OBJETIVO GENERAL

Seleccionar y diseñar las obras de protección de la margen izquierda del río Cauca en el sector Candelaria del distrito de riego RUT, que presentan las mejores ventajas considerando aspectos ambientales, técnicos y económicos.

2.2.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Caracterizar el río Cauca en sector del distrito de riego RUT comprendido entre las estaciones hidrométricas de guayaba y La Victoria.
- Implementar el modelo matemático bidimensional CCHE2D para estudiar la hidrodinámica del río Cauca en el sector de Candelaria del Distrito RUT, considerando diferentes escenarios de simulación, que permitan obtener valores más certeros de los parámetros hidrodinámicos necesarios para el diseño de las obras de protección.
- estimar la socavación total que se puede presentar en el cauce del río Cauca en el sector de la candelaria.
- Realizar un análisis comparativo de las diferentes obras que se pueden proponer, teniendo en cuenta factores económicos, sociales y ambientales y seleccionar la mejor alternativa que ofrece los mayores beneficios y los menores efectos adversos.
- Plantear y dimensionar diferentes alternativas de protección de la margen izquierda del río Cauca en el sector de Candelaria.

2.3. ALCANCES

Partiendo de la necesidad de llevar a cabo los estudios y diseños de la obra de protección de orillas para el sector de Candelaria en el Distrito de Riego RUT, se realiza el estudio hidrodinámico empleando un modelo matemático bidimensional que permitirá estimar las velocidades de la corriente (magnitud y dirección) durante una creciente en el río Cauca con un periodo de retorno de 1 en 100 años; con base en los resultados de la modelación se estimara la erosión total posible de la orilla del cauce, luego se realizara un análisis de las posibles obras a construir y se selecciona la que mejor relación costo – beneficio pueda tener; finalmente, se determinan las cantidades de obra y el presupuesto necesario para su construcción.

2.4. METODOLOGÍA

Se presenta aquí la descripción detallada del procedimiento seguido para adelantar los estudios objetos del proyecto, desde la búsqueda y recopilación de la documentación e información pertinente hasta el desarrollo de cada una de las etapas del proyecto llevadas a cabo.

Para el desarrollo del proyecto se implementó la siguiente metodología

- Recolección, procesamiento y análisis de información disponible.
- Caracterización y esquematización del sistema fluvial a modelar, definición de la geometría del cauce y la planicie aluvial (batimetría y topografía), fronteras, caudales, niveles, etc.
- Implementación de un modelo matemático hidrodinámico bidimensional del río Cauca en el sector de Candelaria en el Distrito de riego RUT.
- Estimación de la socavación total que puede ocurrir en el tramo de estudio.
- Definición de los parámetros necesarios para el diseño de las obras.
- Selección de las obras de protección para el predimensionamiento y elaboración de los diseños y presupuestos preliminares.

- Selección de la obra de protección que mejor se ajusta a las necesidades del sector considerando diferentes aspectos (ambientales, técnicos y económicos), elaboración de diseños y presupuesto definitivos de la obra seleccionada.
- Elaboración del informe final.

A continuación se presentan la descripción de cada uno de estas etapas:

2.4.1. RECOLECCIÓN, PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE INFORMACIÓN

Para este proyecto se recopiló, procesó y analizó la información disponible del río Cauca de los diferentes parámetros hidráulicos, tales como, niveles, caudales, velocidades de flujo y rugosidad en el tramo de estudio. Para tal propósito se cuenta con la información recolectada para el Proyecto de Modelación del río Cauca PMC (CVC-UNIVALLE), el levantamiento batimétrico y topográfico y el estudio de suelos realizado por la Universidad del Valle en desarrollo del proyecto “Estudio y Diseño de las obras de mejoramiento y Rehabilitación del dique marginal y de Protección de las orillas del río cauca en el distrito de riego Roldanillo-La Unión-Toro”(CVC-Univalle,2011). También se recopiló información de manuales para el diseño de obras de protección realizados por Maccaferri, la Federal Highway Administration FHWA y otros libros de hidráulica fluvial.

2.4.2. CARACTERIZACION Y ESQUEMATIZACIÓN DEL SISTEMA FLUVIAL.

Se realizó la caracterización y esquematización geométrica(batimétrica y topográfica) e hidráulica del río cauca en el tramo de estudio, con el fin de comprender el comportamiento y las principales características hidrodinámicas del río Cauca y posteriormente implementar el modelo matemático bidimensional con base en la información recopilada de estudios anteriores. Se presentan las relaciones entre niveles de agua, los caudales y los principales parámetros hidráulicos y geométricos del cauce.

2.4.3. AJUSTE DEL MODELO COMPUTACIONAL.

Con base en los resultados de la esquematización geométrica e hidráulica se procedió a implementar el modelo matemático hidráulico bidimensional al río Cauca en el sector de interés de estudio (estación de bombeo de Candelaria). Para ello se utilizó el modelo CCHE2D desarrollado por la universidad de Mississippi de los Estados Unidos. Inicialmente se elaboró la malla computacional, conformada por pequeñas celdas (triángulos y cuadriláteros), teniendo en cuenta que el modelo CCHE2D es un modelo de elementos finitos. La malla debió ajustarse en repetidas ocasiones durante todo el proceso de implementación del modelo con el fin de garantizar la estabilidad numérica del mismo.

2.4.4. ESTIMACIÓN DE LA SOCAVACIÓN TOTAL QUE PUEDE OCURRIR EN EL TRAMO DE ESTUDIO

Se estimó la socavación total que puede ocurrir al paso de una creciente con un periodo de retorno de 1 en 100 años, a partir de la aplicación de fórmulas semiempíricas de uso común en la hidráulica fluvial para el cálculo de este fenómeno.

2.4.5. DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO LAS OBRAS DE PROTECCIÓN

Con la información recogida en la etapa de recolección y análisis de información, los resultados de profundidades, velocidades y esfuerzos de corte obtenidos mediante la modelación matemática y los resultados del cálculo de la socavación total que puede ocurrir ante el paso de una creciente con periodo de retorno de 1 en 100 años, se definieron los parámetros básicos necesarios para realizar los diseños de las obras de protección de la margen izquierda del cauce del río Cauca en el sector de Candelaria en el distrito de riego RUT.

2.4.6. SELECCIÓN DE LAS OBRAS, PREDIMENSIONAMIENTO Y ELABORACION DEL PRESUPUESTO

Inicialmente se consultó literatura técnica disponible sobre los diferentes tipos de obras y estructuras comúnmente utilizadas para protección y recuperación de las márgenes del

cauce aluvial, analizando las ventajas y desventajas de cada una de ellas. Igualmente se revisó la información disponible sobre los tipos de obras de protección más utilizadas en el país y en la región. Finalmente se realizó la selección de las posibles obras que se pueden construir en el sitio y se elaboró su prediseño con el propósito de determinar las cantidades de obra y los presupuestos estimados, los cuales servirán de base para la selección de la obra definitiva.

2.4.7. SELECCIÓN DE LA OBRA, PREDIMENSIONAMIENTO Y ELABORACION DEL PRESUPUESTO DEFINITIVO.

A partir de los resultados de los predimensionamientos de las diferentes obras de protección preseleccionadas y considerando los diferentes aspectos técnico, económico y ambiental se seleccionó la obra de protección más conveniente y se realizaron los diseños definitivos y se elaboraron los presupuestos correspondientes.

2.4.8. ELABORACIÓN DEL INFORME FINAL

La elaboración del informe final aunque se encuentra en el último ítem de la metodología, se realizó de manera simultánea con el avance de las actividades del cronograma, con el fin de lograr una presentación clara y precisa de los criterios, temas y desarrollo metodológico del proyecto.

3. ASPECTOS GENERALES

3.1. LOCALIZACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

El Distrito de Riego RUT, con una extensión de 10200 Ha, es un sistema de riego, drenaje y control de inundaciones que se localiza al noroccidente del departamento del Valle del cauca, sobre la planicie aluvial de la margen izquierda del río Cauca e incluye los municipios de Roldanillo, La Unión y Toro.

El Distrito fue planteado como respuesta a la necesidad de recuperar una importante área para la agricultura, ya que anteriormente esta área presentaba altos niveles freáticos o eran frecuentemente inundadas por las crecientes del río Cauca (Urrutia, 2004). Estas circunstancias fueron sobrellevadas con la construcción del dique marginal de protección a finales de los años 70's, por lo que es considerado la infraestructura más importante del Distrito ya que permite el normal desarrollo de las actividades dentro de él. La estación de bombeo de Candelaria se encuentra localizada en la abscisa K18+670 (abscisado por eje del dique marginal , la abscisa K0+000 corresponde a la estación de bombeo de Tierrablanca, localizada en el extremo sur del distrito). En la

Figura 3.1 se presenta un esquema de localización del Distrito y del sector de la estación de bombeo de Candelaria.

3.2. PROBLEMÁTICA EXISTENTE

El incremento de los niveles y de la velocidad del agua, durante los periodos de invierno conjugados con factores como los diferentes tipos de suelo que conforman la banca del cauce, la geomorfología fluvial y las diferentes intervenciones naturales o antropicas, actúan sobre la geometría del cauce del río cauca, provocando la erosión de las orillas y el lecho. La erosión progresiva de la banca u orilla izquierda del cauce ha ido reduciendo poco a poco la berma, hasta prácticamente desaparecer, como en el caso de los sectores de Candelaria, La Bodega y Remolinos. ASORUT, para atender esta situación (en varios sectores del distrito) ha construido de manera empírica protecciones con pilotes de

madera y laminas metálicas (obtenidas de canecas) o ha arrojado grava y piedra a la orilla para prevenir la posible rotura o falla de dique marginal de protección. (

Figura 3.1)

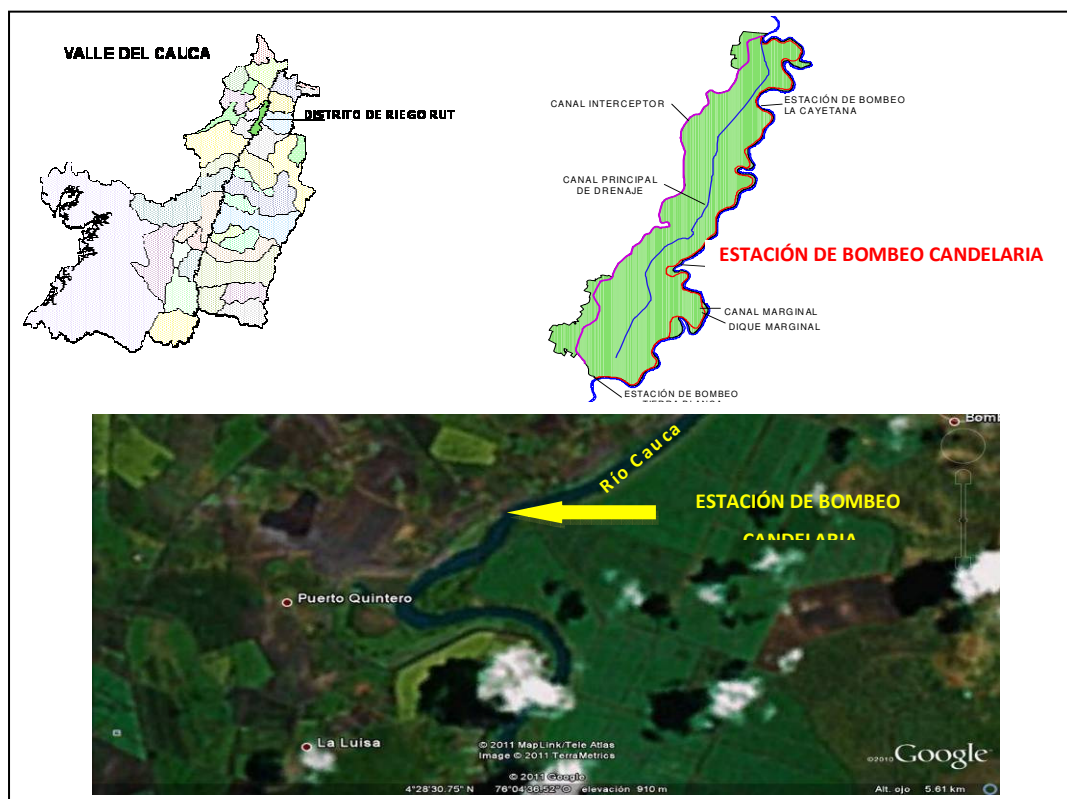


Figura 3.1 Localización General del sector de Estudio



Foto 3.1 Protección con pilotes de madera y canecas

Estas obras han permitido controlar temporalmente la erosión de la banca del cauce pero no garantizan su eficacia y durabilidad por haber sido construidas bajo circunstancias de emergencia (tratando de solucionar un problema de manera inmediata) pero no considerando criterios técnicos rigurosos; por tanto, resulta necesario e imprescindible diseñar y construir obras con criterios técnicos, ambientales y económicos que garanticen su estabilidad y permanencia en el tiempo y, por ende, la integridad del Distrito.

3.3. CARACTERIZACIÓN DEL RÍO CAUCA EN EL TRAMO DE ESTUDIO

La información hidrológica, hidráulica, sedimentológica, batimétrica, topográfica y geotécnica del río Cauca en el sector del distrito RUT, fue obtenida principalmente de los informes y estudios realizados por la CVC y la Universidad del Valle en desarrollo del proyecto de caracterización y modelación matemática del río Cauca-proyecto PMC (CVC-Univalle, 2001,2005). También se obtuvo información del proyecto “estudio y diseño de las obras de mejoramiento y rehabilitación del dique marginal y de protección de las orillas del río Cauca en el Distrito de riego Roldanillo-La Unión-Toro” realizado por la CVC y la Universidad del Valle en el año 2011 (CVC-Univalle, 2011).

3.3.1. Topografía y Batimetría

La topobatimetría del río Cauca, incluyendo la berma y el dique marginal de protección en el sector de Candelaria, fue realizada en el mes de abril de 2011 en el desarrollo del proyecto UNIVALLE-CVC (2011); consta de 32 secciones transversales tomadas cada 50 a 60 m en promedio, con amarre al sistema IGAC. En el Plano 1 se presentan las secciones levantadas y su localización en planta.

3.3.2. Hidrología

El análisis de la información hidrológica se desarrolló teniendo en cuenta la información disponible en las estaciones hidrométricas Guayabal y La Victoria que hacen parte de la red de monitoreo de la CVC y cuentan con un registro continuo de niveles de agua. Estas estaciones son las más cercanas al sector de estudio, localizándose aguas arriba y aguas

abajo del mismo. En el Cuadro 3.1 se presentan las características generales de estas estaciones y en la Figura 3.2 se presentan las curvas de calibración nivel-caudal.

Cuadro 3.1 Estaciones hidrométricas sobre el río Cauca – Tramo Distrito RUT

Estación	Código CVC	Abscisa ⁽¹⁾	Coordenada		Tipo	Fecha de inicio	Cero de mira (msnm)
			Este	Norte			
Guayabal	2610000404	K3+315	1108393.01	978834.76	LM	01/10/1958	905.900
La Victoria	2610000403	K25+141	1114739.64	992181.11	LG	01/10/1958	904.880

(1) Abscisado por el eje del dique marginal. La abscisa K0+000 corresponde a la estación Tierrablanca

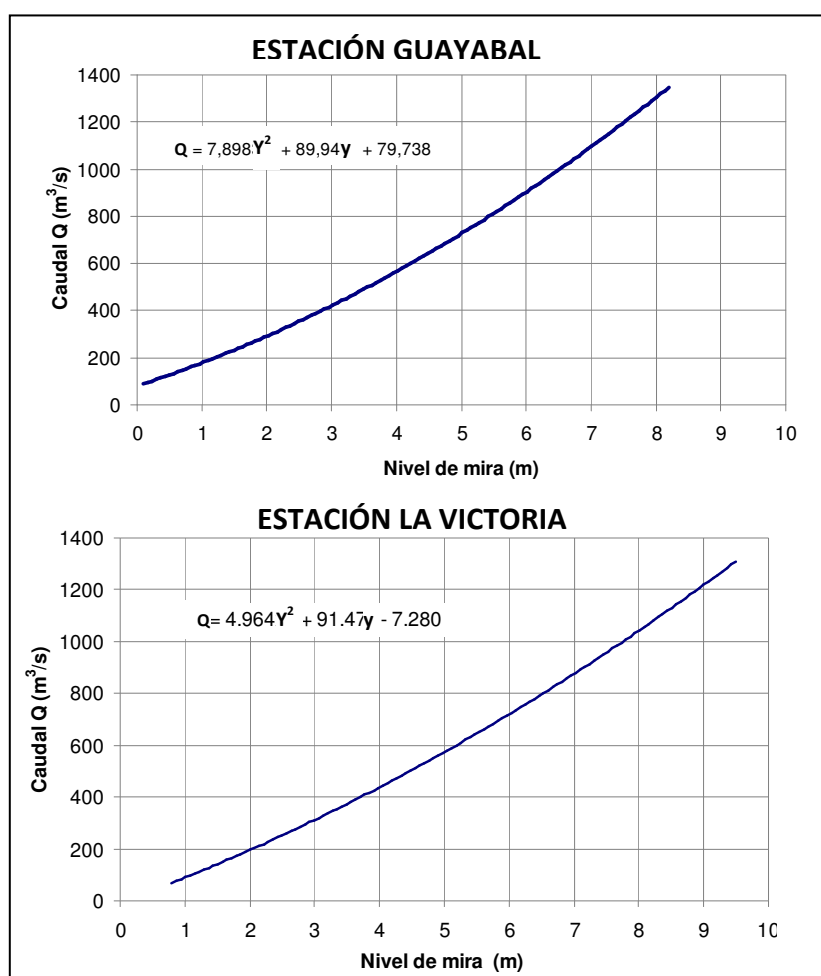


Figura 3.2 Curvas de Calibración Nivel-Caudal vigentes en las estaciones cercanas al tramo de estudio

3.3.2.1. Eventos Extremos

Este análisis permite estimar las magnitudes de los caudales para eventos con diferentes períodos de retorno mediante procedimientos estadísticos basados en distribuciones de frecuencias, como son: Distribución Normal, Distribución Log-Normal de 2 Parámetros, Distribución Log-Pearson III y Distribución Gumbel. Para efectuar el análisis de frecuencias se hizo uso del programa computacional SMADA 6.0 de la Universidad Central de la Florida de los Estados Unidos.

Para el análisis de caudales máximos extremos en las estaciones Guayabal y La Victoria se seleccionaron los caudales máximos anuales registrados en el periodo 1985-2010, los cuales se presentan en el Cuadro 3.2.

Los caudales correspondientes a períodos de retorno de 2.33, 5, 10, 30, 50 y 100 años obtenidos utilizando diferentes funciones de distribución mediante la implementación del software SMADA 6.0 se presentan en el Cuadro 3.3.

**Cuadro 3.2 Serie histórica de caudales máximos anuales
en las estaciones de Guayabal y La Victoria**

Año	Caudal (m ³ /s)		Año	Caudal (m ³ /s)	
	Estación Guayabal	Estación La Victoria		Estación Guayabal	Estación La Victoria
1985	703	723	1998	869	878
1986	824	826	1999	1222	1167
1987	717	729	2000	971	966
1988	1142	1152	2001	631	665
1989	803	808	2002	789	826
1990	653	659	2003	728	750
1991	680	689	2004	561	686
1992	376	389	2005	716	767
1993	749	757	2006	913	962
1994	894	891	2007	999	1014
1995	803	803	2008	1027	1069
1996	845	851	2009	865	886
1997	996	996	2010	1278	1208

En la Figura 3.3 se presentan las curvas de datos y .Las curvas de probabilidad obtenidas para las estaciones hidrométricas de Guayabal y la Victoria. El análisis de esta gráfica permite concluir que el mejor ajuste se logra con la distribución de Gumbel. En la Figura 3.4 se presentan los caudales correspondientes a periodos de retorno de 2.3, 5, 10, 30, 50 y 100 años en las estaciones de Guayabal y La Victoria calculados a través de la distribución de Gumbel.

Cuadro 3.3 Caudales correspondientes a diferentes periodos de retorno en las Estaciones Guayabal y La Victoria

Estación	Función de distribución	Periodo de retorno (años)					
		2.33	5	10	30	50	100
Guayabal	Normal	864.99	1006.1	1094.73	1189.22	1250.25	1305.12
	Log. Normal 2 P	841.05	993.21	1102.56	1232.42	1324.31	1412.79
	Pearson -III	854.56	1002.22	1100.45	1209.94	1283.32	1351.14
	Log Pearson-III	877.62	1017.94	1096.51	1170.1	1211.54	1244.58
	Gumbel	836.81	998.87	1124.61	1283.48	1401.34	1518.34
La Victoria	Normal	876.47	1005.2	1086.06	1185.91	1227.92	1277.99
	Log. Normal 2 P	856.82	995.09	1093.14	1227.65	1289.09	1366.32
	Pearson -III	876.88	1005.32	1085.78	1184.91	1226.55	1276.11
	Log Pearson-III	900.13	1016.5	1074.17	1128.27	1145.61	1162.39
	Gumbel	850.76	998.6	1113.31	1283.56	1365.77	1472.49

3.3.3. Caudal Dominante

El caudal que llena a rebosar el cauce es especialmente importante porque es el principal responsable de la forma y las dimensiones del cauce. Esto es así porque mientras el agua está contenida en el cauce, circula con cierta velocidad, en tanto que cuando desborda levemente, el incremento de caudal simplemente anega las llanuras adyacentes y deposita sedimento en ellas, pero no cambia sustancialmente el flujo en el cauce principal.

El caudal que llena el cauce principal desarrolla la mayor o más importante acción modeladora sobre el cauce puesto que un caudal mayor es menos frecuente y sobretodo apenas incrementa la acción. Por eso este caudal de cauce lleno se conoce también como caudal formativo, dominante o efectivo. (Martín Vide, 2003).

Gumbel sugiere que el caudal formador es el correspondiente a un período de retorno de 2.33 años considerando que éste es la media de la distribución de valores extremos Tipo I, mientras que otros autores consideran que corresponde al caudal de banca llena.

A partir del análisis de eventos extremos que se realizó en las estaciones Guayabal y La Victoria se pudo estimar el caudal con periodo de retorno de 2.33 años, con estos valores se interpoló el caudal correspondiente al sector de Candelaria que se localiza en la abscisa K18+670 medido sobre el eje del dique marginal, considerando K0+000 la estación de bombeo de Tierrablanca, el resultado se consigna en el mismo Cuadro.

**Cuadro 3.4 Caudal correspondiente a un evento
con periodo de retorno $T_r=2.33$ años**

Abscisa	Estación	Caudal m^3/s
K3+315	Guayabal	836.81
K25+141	La Victoria	850.76
K18+670	Candelaria	846.62

El caudal de banca llena es aquel que circula por la sección transversal que corresponde a un nivel de agua en el cual existe un cambio brusco de pendiente en una o ambas márgenes.

El caudal a banca llena del río Cauca en el sector de Candelaria fue determinado a partir de los resultados de la modelación matemática unidimensional con el MIKE 11 desarrollado por el grupo de investigación HIDROMAR de la Universidad del Valle como uno de los productos del Proyecto Modelación del río Cauca (CVC –Universidad del Valle.2007). Los resultados indican que el caudal a banca llena en el sector de Candelaria es de $930 m^3/s$.

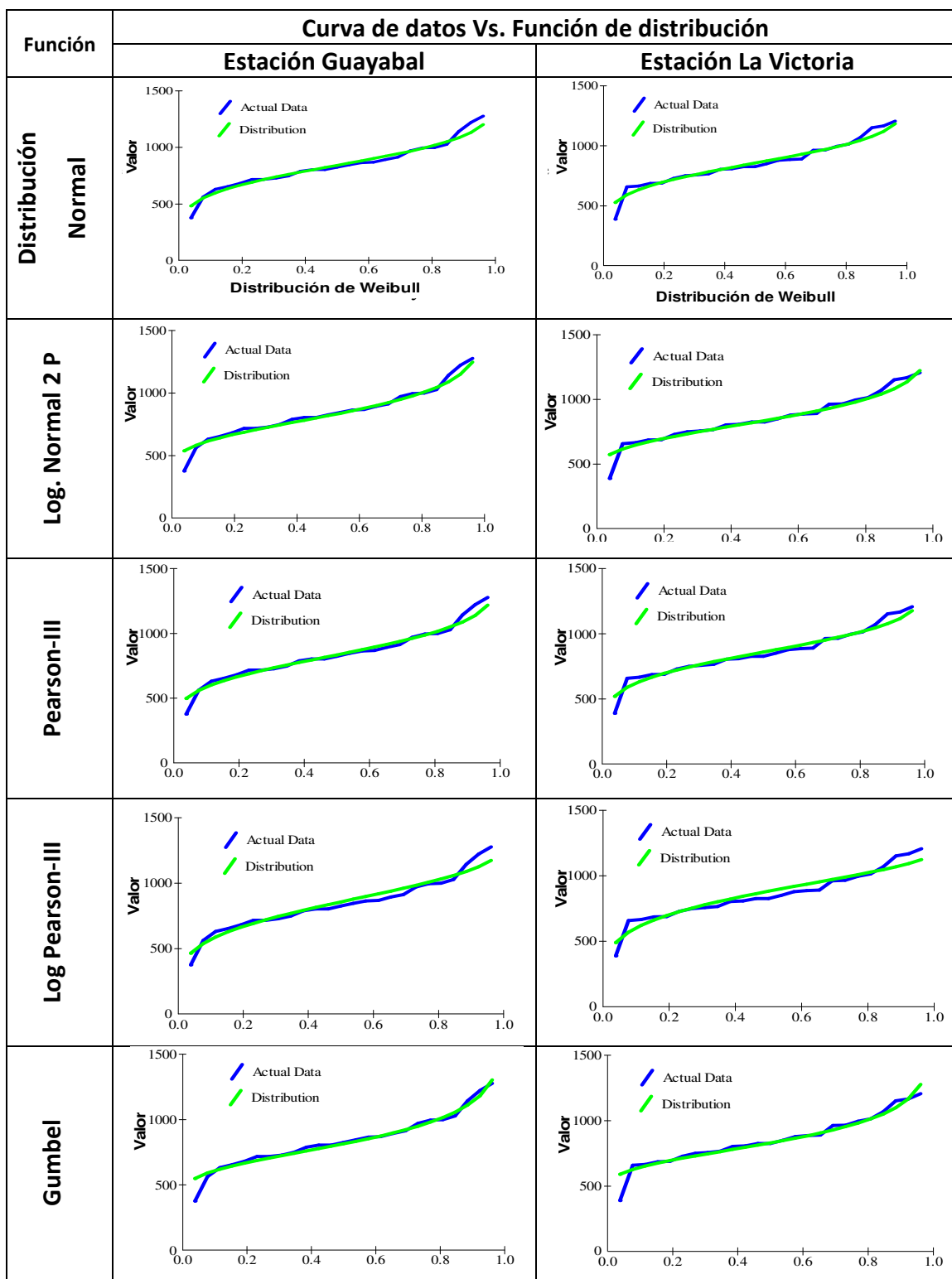


Figura 3.3 Evaluación gráfica de las Funciones de distribución empleadas para calcular los caudales correspondientes a diferentes períodos de retorno

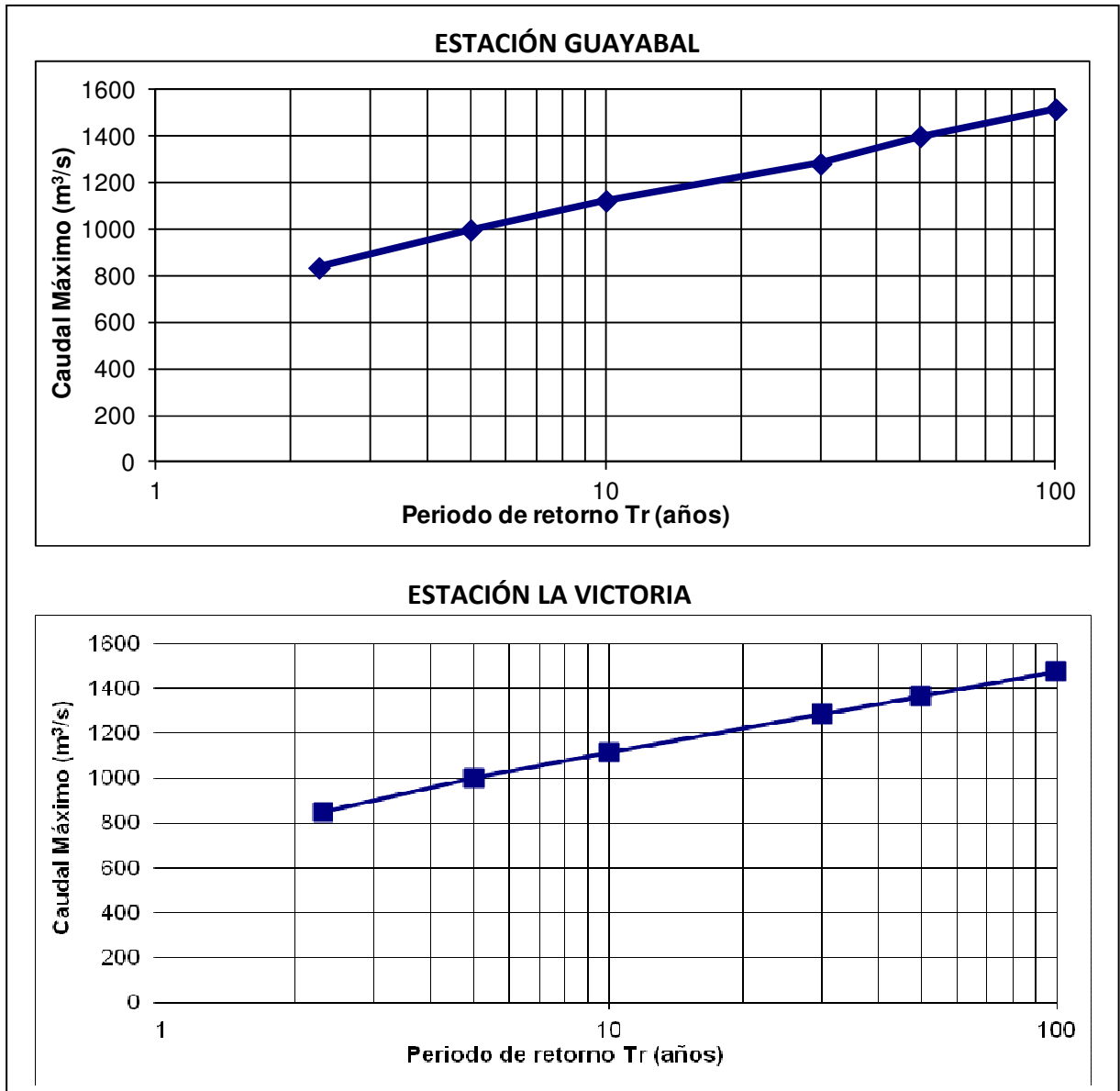


Figura 3.4 Caudales máximos asociados a diferentes periodos de retorno según la distribución de Gumbel.

3.3.4. Sinuosidad del Río Cauca

La sinuosidad es la relación entre la longitud del río y la longitud del valle. También puede ser descrita como la relación entre la pendiente del valle y la pendiente del canal. El grado

de sinuosidad depende de las dimensiones del canal, la carga de sedimentos, el caudal y los materiales tanto del lecho como de las orillas.

La sinuosidad es un buen indicador de clasificación, sobre todo en llanuras de inundación; no obstante, su valor se modifica fácilmente por afloramiento del sustrato resistente a la erosión, por la presencia de la vegetación, pero especialmente por acción antrópica: construcción de vías, diques que confinan el cauce, etc.

El río Cauca desarrolla diferentes grados de sinuosidad a lo largo de su recorrido por los departamentos del Cauca y el Valle del Cauca, presentando un índice de sinuosidad promedio de 2.0, con valores que varían entre 1.2 (en el tramo comprendido entre Salvajina y la desembocadura del río Timba) y 3.0 (en el sector entre La Balsa y Hormiguero).

En el tramo localizado frente al distrito de riego RUT el índice de sinuosidad medido a partir de las planchas Cartográficas de CVC –FAL a escala 1:10000 es de 1.7, lo que indica que en este tramo el río Cauca presenta una sinuosidad media.

3.3.5. Geología y Geomorfología

En el proyecto UNIVALLE-CVC (2011) se realizó el estudio geomorfológico del sector del río Cauca que se encuentra en el Distrito de Riego RUT a partir de la recopilación de información primaria y secundaria, el cual consistió:

- Recorrido por este tramo del río Cauca para la localización por medio de equipo GPS
- Caracterización litológica y geotécnica detallada de los suelos y demás formaciones geológicas que afloran sobre la margen izquierda del río Cauca en el trayecto Roldanillo – La Victoria para delimitar y relacionar espacialmente.
- Determinación en campo mediante penetrómetro estático para estimar valores de resistencia a la compresión uniaxial de los suelos en el talud izquierdo del río Cauca.

- Recopilación de geología (publicaciones científicas, INGEOMINAS), aerofotografías (IGAC, FAL, CVC), y cartografía topográfica de la CVC para el análisis de imágenes satelitales y fotointerpretación detallada.

Toda esta información se analizó para determinar la dinámica geológica y de los mecanismos que gobiernan los diferentes accidentes que se reconocieron a lo largo del tramo de estudio, los principales análisis y resultados del estudio realizado por la CVC y la Universidad del Valle se presentan a continuación.

3.3.5.1. Geomorfología regional

El tramo del río Cauca entre Roldanillo y La Victoria, corresponde al de un cauce del tipo Antecedente, debido a que cruza por zonas que no fueron construidas por el río, si no por terrenos que existían previamente; por esta razón los meandros existentes son del tipo denominado “meandros encajados” construidos sobre terrenos muy antiguos.

A partir de la información de sensores remotos y de las aerofotografías se determinó claramente que el trazo de la Falla de Roldanillo que pasa por el municipio del mismo nombre, atraviesa oblicuamente el valle geográfico hasta alcanzar el municipio de Obando sobre el piedemonte de la cordillera Central (Figura 3.5) y captura el río Cauca en el sitio correspondiente a la curva de El Remolino, encausándolo de manera rectilínea hasta la quebrada Los Micos al norte de La Victoria. En este sitio vale la pena resaltar el drástico cambio aproximadamente en ángulo recto, que sufre su cauce, pues a partir del traspaso del promontorio Zarzal-Roldanillo, el río que transita pegado a la cordillera Occidental, gira hacia el oriente para correr pegado a la cordillera Central.

3.3.5.2. Geología estratigráfica

La estratigrafía de la zona proyecto es relativamente sencilla, pues sólo involucra dos conjuntos litológicos, a saber: a) Formación Zarzal y b) Aluvión.

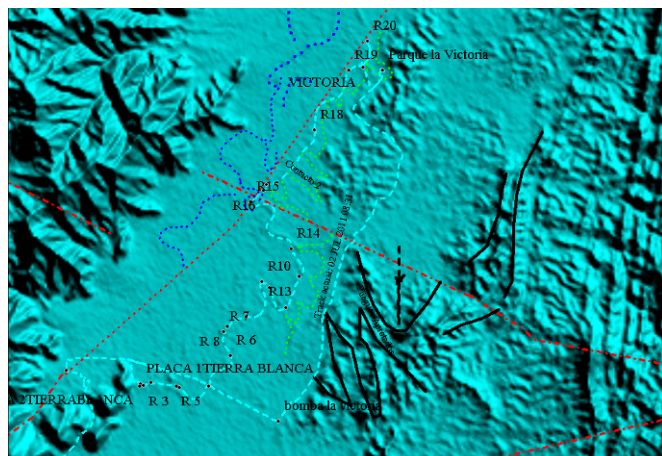


Figura 3.5 Controles estructurales del río Cauca en el tramo Roldanillo-La Victoria

- **Formación Zarzal**

Los afloramientos expuestos sobre los barrancos del río Cauca, correspondientes a la Formación Zarzal dejan ver el predominio de capas de tobas preconsolidadas, color gris claro a blancuzco, compacidad variable entre media y dura ($\geq 2.0 \text{ Kg/cm}^2$), dispuestas en capas, que con espesores desde centímetros a varios metros, se disponen de manera horizontal hasta levemente inclinadas en zonas afectadas por abombamientos correspondientes a pliegues neotectónicos, principalmente de tipo anticlinal. Estas tobas, conformadas por cenizas volcánicas transportadas por el viento fueron dispuestas en estratos separados, frecuentemente por capas de paleosuelos, color café oscuro hasta negruzco (Foto 3.2), los cuales evidencian que entre una explosión volcánica y la siguiente existieron largos períodos de inactividad. Durante gran parte de estos períodos de quietud volcánica ocurrió sedimentación en extensas zonas lagunares de aguas claras, dulces y ricas en sílice, consistente principalmente en la acumulación de esqueletos silíceos microscópicos de diatomeas, que aflorando en capas color blancuzco, aproximadamente de 5 a 10 cm de espesor, se disponen horizontal y rítmicamente sobre los cortes de la vía en la entrada a La Victoria. Aunque en algunos pocos sectores se presenta estratificación laminar ($\leq 1.0 \text{ m}$) y estratificación cruzada (Foto 3.2), el aspecto general indica que las tobas poseen estratificación gruesa ($\geq 0.60 \text{ m}$).

Una importante impronta encontrada en algunos afloramientos de tobas preconsolidadas y blancuzcas consiste en la presencia de numerosas cuevas de animales, posiblemente crustáceos (Foto 3.3), los cuales parecen sugerir la existencia de una rica fauna durante la existencia del sistema lagunar en que se depositó la Formación Zarzal.

De esta manera, la secuencia estratigráfica expuesta sobre los barrancos del río Cauca, incluyendo tobas preconsolidadas-duras a semiduras e igualmente paleosuelos relativamente blandos y diatomitas muy friables, define condiciones geotécnicas, que conocidas como capa blanda intercalada, son determinantes al realizar los análisis de estabilidad de cortes.



Foto 3.2 Estratificación laminar, estratificación cruzada y estratificación masiva en barranco del río Cauca



Foto 3.3 Ignofósiles y capas de paleosuelos sobre barranco del río Cauca en curva La Bodega

- Aluvión

En sentido estricto, los sedimentos aluviales transportados y depositados por el río Cauca en el tramo Zarzal-La Victoria, se restringen a pocos sectores donde están conformados principalmente por arenas y arenas-limosas sueltas, cuyas gradaciones varían entre media a fina. Los depósitos de arenas construidos por el río Cauca en el tramo Zarzal-Roldanillo se restringen al sector de la hacienda Las Playas, donde conforma una amplia barra, que en planta presenta una estructura similar a “plumas de alas” originadas a partir de la estratificación cruzada del tipo conocido como “crestas y arrugas”; el otro sector corresponde al meandro abandonado que constituye la madre vieja del sitio El Remolino. Las pequeñas barras de arena presentes actualmente en algunos tramos, se asume son consecuencia de los procesos relacionados con la temporada de grandes avenidas y aguas altas que acompañaron al fenómeno de La Niña durante los años 2010 y 2011, encontrándose en proceso de desaparición por fenómenos de remoción en masa (Foto 3.4).



Foto 3.4 Barra de arena en proceso de remoción en masa sobre margen izquierda del río Cauca

3.3.5.3. Geología estructural

Al oriente del río Cauca y sobre los pequeños cerros en los que se asienta el municipio de Zarzal afloran pliegues tanto sinclinales como anticlinales, cuyos ejes se orientan regionalmente norte-sur y sus flancos se hunden en dirección al río Cauca, constituyendo una zona de replegamiento de tipo anticlinorio, donde el cauce adquiere un comportamiento sinuoso (sinuosidad ≈ 2.0). Estas estructuras quedan truncadas por el trazo de una falla geológica que cruza en dirección NNW-SSE a una distancia de 8.0 Km, contados sobre la vía a La Victoria. A partir de este punto, la Formación Zarzal es “arrastrada” en ángulo recto y hacia el occidente, a lo largo de la falla, hasta encontrarse con el trazo de la gran falla de Roldanillo, en el sitio de El Remolino, a partir de la cual el curso del río adquiere una sinuosidad muy baja (≈ 1.0).

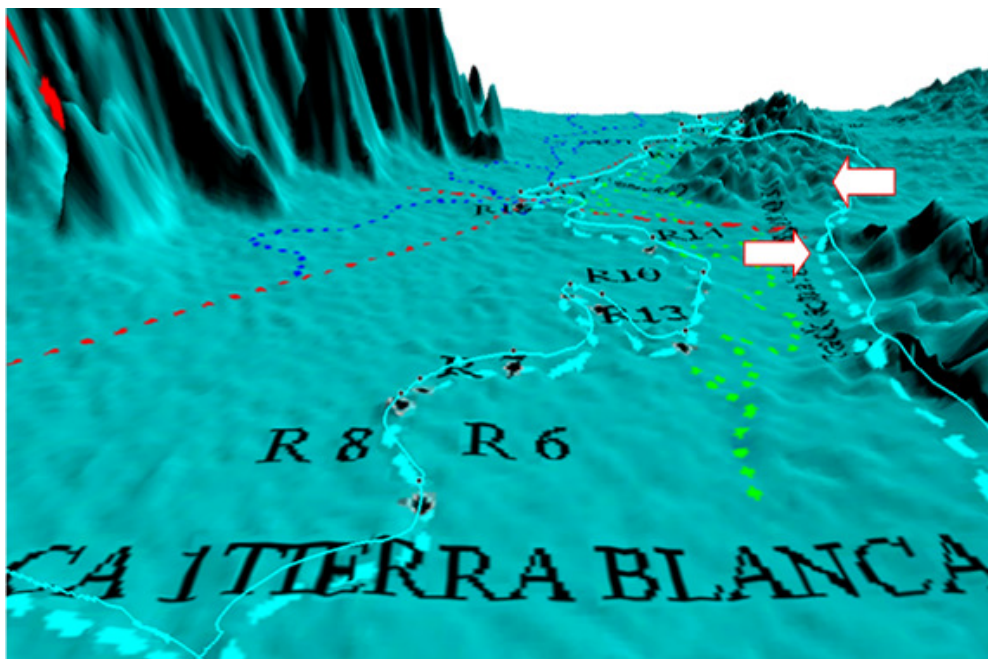


Figura 3.6 Modelo 3d, controles estructurales río Cauca, trayecto Roldanillo-La Victoria

3.3.5.4. Dinámica actual del río

El análisis de la superposición de aerofotografías entre los años 1956 y 1997 revela que entre la curva de El Remolino y el puente de La Victoria, en un tramo de 7.80 Km de longitud y gradiente de aproximadamente 0.056% el cauce ha permanecido estable durante, al menos, los últimos 50 años, circunstancia que concuerda con lo establecido a partir del análisis del marco de tectónica geomorfológica, según el cual, este trozo está controlado por movimiento “novísimo” a lo largo de la falla de Roldanillo.

3.3.5.5. Descripción detallada del corredor

Para adelantar el reconocimiento directo de las características geomecánicas de los suelos actuales, normalmente consolidados y roca-blanda-meteorizada (equivalente a suelos preconsolidados) que constituyen los barrancos por donde transita actualmente el río, se realizaron ensayos de resistencia a la compresión simple de los mismos, utilizando para ello, penetrómetro estático. En el barranco izquierdo del cauce del río Cauca y sobre la

margen correspondiente a estación de bombeo de La Candelaria en la inspección de policía de la vereda Linderos, afloran intercalaciones delgadas de tobas y limos arenosos de baja plasticidad (CL, ML-CL), dispuestas en capas horizontales y delgadas ($e \leq 0.30$ m), afectadas por dos sistemas conjugados de fracturación, a través de los cuales fallan traslacionalmente los taludes que bordean la orilla (Foto 3.5).



Foto 3.5 Intercalaciones horizontales de capas delgadas falladas traslacionalmente a lo largo de discontinuidades, sector La Candelaria

3.4. CARACTERIZACIÓN DEL MATERIAL DEL LECHO

La caracterización del material del lecho permite obtener información valiosa para el desarrollo de estudios hidráulicos, sedimentológicos, morfológicos y ambientales, los cuales son muy útiles en proyectos de restauración de ríos, protección de orillas y, en general, en cualquier intervención que se haga sobre el río.

En la Fase II del proyecto PMC en el año 2004 se realizó un muestreo sedimentológico del material de fondo del río Cauca y sus principales tributarios (CVC-Univalle, 2004). A

continuación se presentan las principales características sedimentológicas del río Cauca a la altura del distrito de riego RUT obtenidas en el desarrollo de dicho estudio.

En el Cuadro 3.5 se presentan los diámetros característicos (D_{10} , D_{16} , D_{30} , D_{50} , D_{70} , D_{84} y D_{90}), el diámetro medio, d_m , diámetro medio geométrico, d_g , el coeficiente de uniformidad, C_u , el coeficiente de gradación, C_g , y la desviación estándar o típica, σ_d .

En general se observa que el material de fondo del canal está compuesto por sedimentos con gradación pobre, mostrando uniformidad a lo largo del tramo.

En el Cuadro 3.6 se presenta la composición porcentual de cada tipo de material, en promedio, en este tramo predominan las arenas medias (51.17 %), seguido de las arenas finas (33.32 %), las arenas gruesas (13.2 %), las gravas (2.24 %) y los limos y arcillas (0.16%). Es decir, en promedio en este tramo del río Cauca corresponde a un río de arenas.

Cuadro 3.5 Diámetros característicos (mm) y coeficientes de las muestras del lecho del Río Cauca en el tramo localizado frente al Distrito de Riego RUT

Abscisa ¹	Franja ²	D_{10}	D_{16}	D_{30}	D_{50}	D_{70}	D_{84}	D_{90}	Coeficientes					
									σ_{d1}	σ_{d2}	C_u	C_g	d_m	d_g
K22+641	IZQUIERDA	0.16	0.17	0.19	0.21	0.26	0.30	0.35	1.33	0.07	1.35	1.05	0.23	0.23
	CENTRAL	0.19	0.21	0.28	0.37	0.46	0.54	0.60	1.62	0.14	2.11	1.03	0.38	0.34
	DERECHA	0.30	0.33	0.41	0.54	0.80	1.35	2.20	2.07	0.70	2.17	0.84	0.85	0.67

¹ Abscisado con el cero en la estación de bombeo Tierrablanca.
² Localización de la franja dentro de la sección transversal donde se extrajo la muestra.

Cuadro 3.6 Composición Porcentual Media de las Granulometrías Típicas del Material de Fondo del Río Cauca Frente al Distrito de Riego RUT. Año 2003

Tipo de material	Composición (%)
Grava (2-64 mm)	2.24
Arena Gruesa (0.5-2 mm)	13.12
Arena Media (0.25-0.5 mm)	51.17
Arena Fina (0.062-0.25 mm)	33.32
Limos y Arcillas (<0.062mm)	0.16

4. MARCO TEORICO

Los ríos aluviales en ambientes de llanura son, en general, propensos a desarrollar patrones de alineamiento en planta del tipo meandriforme y exhiben marcadas tendencias a experimentar procesos de erosión de márgenes y migraciones laterales del curso.

4.1. MORFOLOGÍA DE RÍOS SINUOSOS

La sinuosidad de un cauce es el mecanismo natural por el cual un río ajusta su pendiente buscando un equilibrio dinámico en los procesos de erosión, transporte y sedimentación que constituyen la configuración y geometría del cauce. La Figura 4.1 muestra un esquema con los parámetros principales de un meandro. La movilidad de los meandros puede clasificarse en dos categorías: a) la migración hacia aguas abajo de todo el meandro y b) la expansión de la curvatura del meandro, su estrangulamiento y finalmente el corte del mismo. El desarrollo de meandros incrementa la longitud del río y por consiguiente disminuye la pendiente.

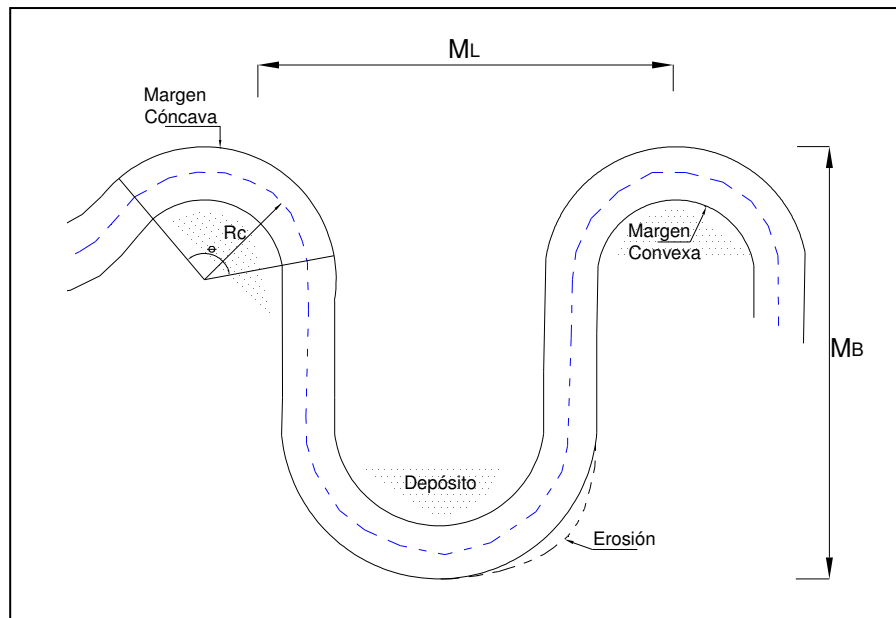


Figura 4.1 Parámetros principales de un meandro

4.1.1. Afectación de la morfología de un río sinuoso

La morfología de un río sinuoso puede verse afectada por diversas causas entre las que se pueden incluir aquellas que son naturales y características del sitio de estudio, como también, las provocadas por la acción del hombre, algunas de las causas naturales son las siguientes:

- Confinamiento geológico: influyen principalmente en las formas y tamaños de las curvas.
- Corte de meandros: ocurre generalmente durante una avenida y depende de la curvatura, la rugosidad, la vegetación, la geometría del cauce mismo y la magnitud de la avenida.
- Reducción de la velocidad del flujo debido a un incremento de la sinuosidad

4.1.2. Erosión de márgenes

La erosión de las orillas representa dos procesos, la erosión por fricción y la falla de la banca. La primera es causada directamente por el esfuerzo cortante en la superficie de la banca, y la segunda se debe al mecanismo de falla del material del talud iniciada en la pata del mismo, que también está determinado por el cizallamiento. El tiempo de la falla se relaciona con muchos procesos hidrológicos, tales como presión de poros, nivel freático, la densidad de la vegetación y las avenidas.

4.1.3. Procesos físicos del flujo en curvas

Debido a la fuerza centrífuga, en la parte externa de una curva el flujo presenta sobre elevación, lo cual conlleva a que se presente una diferencia de presiones en la sección; éste fenómeno hace que se originen corrientes secundarias desde la parte superior hacia el fondo en una misma sección transversal. Estas corrientes superficiales son dirigidas hacia los bancos externos mientras que las corrientes de fondo son dirigidas hacia los bancos internos. Como consecuencia de este proceso la sección de curva de un río presenta una pendiente transversal típica como se muestra en la Figura 4.2.

Esta sobreelevación del flujo ocasiona un movimiento helicoidal en respuesta a dicha corriente secundaria que se establece en dirección perpendicular al sentido del escurrimiento principal.

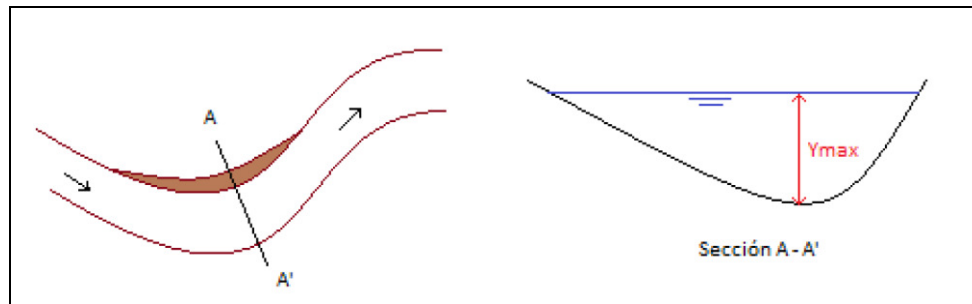


Figura 4.2 Profundización del lecho en la curva de un río

4.2. SOCAVACIÓN

La erosión, por su escala de acción espacial, puede distinguirse entre erosión general del fondo y erosión local. La primera se puede explicar por la acción de un flujo de agua sobre el fondo del cauce. Afecta a tramos largos del cauce y sería la única o primordial en un cauce recto y libre de singularidades, como obstáculos. La erosión local, en cambio, se explica por la acción de un flujo más complejo, que en una sección recta de la corriente (horizontal o vertical) requeriría una descripción bidimensional de las velocidades. Se presenta asociada a singularidades como obstáculos o a sectores curvos del cauce (CVC - UNIVALLE, 2011).

4.2.1. Socavación general

La determinación de las profundidades de erosión general (o erosión natural o de crecientes) que sufre un cauce natural ante la ocurrencia de una crecida es un tema de gran importancia en la ingeniería. El cálculo aproximado de la forma y dimensiones que adquiere la sección transversal erosionada resulta de utilidad como elemento de ayuda

para la toma de decisiones en lo referente al diseño de obras de cruce a través del cauce, tales como puentes, tuberías, túneles subfluviales, etc. Existen múltiples y variadas metodologías para calcular la erosión general, aunque la gran mayoría de las mismas resulta de naturaleza puramente empírica, es decir, sin el sustento teórico que permita justiciar los planteos fundamentales.

Una de las posibilidades para el cálculo de la erosión general es la aplicación de modelos numéricos para cómputos morfológicos. En general, estos modelos se basan en la solución numérica de las ecuaciones generales del movimiento de agua con transporte de sedimentos. Los mismos se aplican a un tramo de cauce que incluya la sección en cuestión y los algoritmos internos resuelven el sistema para la hidrógrafa de diseño con condiciones iniciales y de contorno dadas. Existen varios modelos matemáticos para cálculos morfológicos, tales como HEC2SR, HEC-6, MOBED y FLUVIAL, entre otros, sin embargo, para la aplicación, calibración y explotación de estos modelos es necesario disponer de una cantidad de información importante e inversiones significativas en software, hardware, entrenamiento de personal y soporte técnico. Todos estos requerimientos muchas veces son difíciles de satisfacer, y por ello resulta de interés el empleo de los métodos semi-empíricos para la estimación de la erosión general. (Farias, Pílan 2005).

En la literatura se encuentra disponible un número significativo de expresiones de cálculo que permiten evaluar la profundidad esperada debido a procesos de erosión general; se ha considerado aplicar varias metodologías y escoger la que mejor se ajuste en el caso de estudio, teniendo en cuenta la características del río Cauca en este tramo.

4.2.1.1. Método de Lischtván – Lebediev

Según Lischtván-Lebediev las expresiones para evaluar la socavación general son las siguientes:

Para suelos cohesivos:	$H_s = \left(\frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.60 \beta \gamma_s^{1.18}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$
Para suelos no cohesivos:	$H_s = \left(\frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$
Para suelos cohesivos cuando la corriente arrastra mucho material en suspensión:	$H_s = \left(\frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28} \psi} \right)^{\frac{1}{1+x}}$

Donde,

$$\alpha = \frac{Q}{d_m^{5/3} B}$$

Q Caudal de diseño

B Ancho de la superficie libre, en m

H_o Tirante en el punto antes de la erosión, en m

H_s Tirantes después de producida la erosión, en m

γ Peso específico del material seco que se encuentra a la profundidad H_s , en Ton/m³.

d_m Diámetro medio del material del lecho

$$d_m = \frac{\sum d_i P_i}{\sum P_i}$$

β Coeficiente de paso que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia Cuadro 4.1

x Exponente variable en función del diámetro para suelos no cohesivos y del peso específico seco para suelos cohesivos.

Cuadro 4.3

ψ Coeficiente que depende del valor de γ_m de la mezcla agua-materiales en suspensión. Cuadro 4.2

Cuadro 4.1 Valores del coeficiente β en la ecuación Lischvan-Lebediev.

Periodo de retorno del caudal de diseño (años)	β
1	0.70
2	0.82
5	0.86
10	0.90
20	0.94
50	0.97
100	1.00
300	1.03
500	1.05
1000	1.07

Cuadro 4.2 Valor del coeficiente ψ en función de γ_m en la ecuación de Lischvan-Lebediev.

γ_m [ton/m ³]	ψ
1.05	1.06
1.10	1.13
1.15	1.20
1.20	1.27
1.25	1.34
1.30	1.42
1.35	1.50
1.40	1.60

Cuadro 4.3 Valores de x en la ecuación de Lischvan-Lebediev.

Suelos Cohesivos						Suelos Granulares					
γ_d	x	$\frac{1}{1+x}$	γ_d	x	$\frac{1}{1+x}$	d(mm)	z	$\frac{1}{1+x}$	d(mm)	z	$\frac{1}{1+x}$
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40,000	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.20	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60,000	0.29	0.78
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90,000	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140,000	0.27	0.79
0.90	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190,000	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250,000	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310,000	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.64	0.31	0.76	6.00	0.35	0.74	370,000	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8.00	0.35	0.74	450,000	0.22	0.83
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.00	0.34	0.75	570,000	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.74	15.00	0.33	0.75	750,000	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	1,000,000	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.76			

4.2.1.2. Método de Ramette

El método de Ramette considera el caudal unitario y el diámetro medio del grano en el cálculo de la socavación general de un río.

La ecuación es la siguiente:

$$ZM = zm - 0.73(q^{2/3} / d_m^{1/6})$$

Donde:

- ZM Cota de fondo que alcanza la erosión (m).
 zm Cota del nivel de agua para la frecuencia de diseño (m).
 q Caudal unitario (m³/s-m).
 d_m Diámetro medio del material granular de fondo (mm).

4.2.1.3. Fórmula de Maza y García Flores (1978)

Maza y García Flores elaboraron una ecuación adimensional teniendo en cuenta la velocidad crítica media en cauces no cohesivos e hidrodinámicamente rugosos.

$$h_s = \left(\frac{q}{6.05 * d_m^{0.35}} \right)^{0.87}$$

Donde:

- h_s = Profundidad del agua luego de la erosión en la vertical de la sección (m).
 q = caudal por unidad de ancho o caudal unitario
 d_m = Diámetro medio de las partículas que componen el fondo del cauce(m).

4.2.2. Socavación local (socavación en curva)

En el extradós o parte externa de las curvas o meandros en un río se presenta una profundización del lecho, observándose profundidades superiores a las que se presentan sobre la parte interna de las curvas, debido al ataque de la corriente y a las corrientes helicoidales que tienden a transportar el material del fondo desde la parte externa hacia la zona interior de la curva.

4.2.2.1. Método de Bendegom – Nedeco

Este es un método de naturaleza analítico y parte del análisis del flujo en la dirección perpendicular al cauce principal a través de una curva con fondo plano. Al suponer un equilibrio entre la componente de la gravedad a lo largo del lecho actuando sobre un grano esférico de sedimento y la fuerza de la corriente y, tras efectuar un análisis matemático y físico del fenómeno, se obtiene que:

$$\left(\frac{1}{h} - \frac{1}{h_0} \right) = \left(\frac{1}{r} - \frac{1}{r_0} \right) \frac{A i_0 r_0}{\Delta D}$$

Donde:

- h_0 Profundidad del agua en el extradós o margen externa de la curva (i.e., en r_0)
- h Profundidad del agua en un punto a una distancia r del centro de la curva
- r_0 Radio externo de la curva
- r Radio hasta un punto intermedio del meandro ($r < r_0$)
- i_0 Pendiente longitudinal del lecho en r_0
- Δ Gravedad específica del material del lecho (≈ 1.65)
- D Diámetro medio del material del lecho
- A Coeficiente entre 6 y 20 dependiendo de las condiciones locales

En la ecuación se tienen tres incógnitas: h , h_0 , i_0 para un radio r seleccionado. El sistema de ecuaciones se complementa con una ecuación de transporte de sedimentos y la ecuación de continuidad (e.gr., ecuación de Chézy). En la literatura se recomienda que el coeficiente A no salga del rango entre 6 y 20 dependiendo de las condiciones locales y su valor debería ser determinado a partir de un estudio de curvas estables del río. Si no es posible llevar a cabo tal análisis, por lo general se toma A igual 10. Este sistema de 3 ecuaciones con 3 incógnitas puede ser resuelto mediante un proceso iterativo con la ayuda de una hoja electrónica, donde para valores asumidos de la pendiente del lecho i_0 y de la profundidad del agua en el extradós de la curva h_0 , se calculan el caudal líquido y

el volumen de sedimentos transportado anualmente por el río en la curva en consideración. La solución se alcanza cuando el caudal de agua y el transporte anual de sedimentos calculados para la sección ideal en la curva coinciden con el caudal líquido y el transporte anual de sedimentos reales en el río. Finalmente la socavación a esperar en la curva será la diferencia entre la profundidad en la parte externa de la curva y la profundidad media de la sección ideal calculada por medio de esta ecuación.

4.2.2.2. Método de Altunin

Requiere del conocimiento de las características de las curvas en planta y el tirante de agua máximo aguas arriba de la curva. La máxima profundidad de socavación puede ocurrir en cualquier parte a lo largo de la curva. Pero más frecuentemente se presenta hacia aguas abajo de ella.

$$H_s = \mathcal{E} \cdot h_m$$

Donde:

- H_s profundidad de socavación medida desde la superficie del agua (m)
 $\mathcal{E}$ Coeficiente que depende de la relación r_c / B . Cuadro 4.4
 h_m tirante de agua máximo durante la creciente en el tramo recto aguas arriba de la curva (m)
 r_c Radio de curvatura medido al centro del cauce (m)
 B Ancho de la superficie libre del agua (m)

Cuadro 4.4 Coeficientes de Altunin.

r_c / B	∞	6	5	4	3	2
$\mathcal{E}$	1.27	1.48	1.84	2.20	2.57	3.00

4.2.3. Socavación local debido a estructuras (Espolones)

Los espolones actúan como deflectoras del flujo, disminuyendo el ancho efectivo del cauce. Las velocidades de la corriente se aumentan y se producen dos tipos de socavación, las cuales deben sumarse:

a. Socavación por contracción del cauce, la cual puede calcularse con los sistemas desarrollados para otro tipo de contracciones.

b. Socavación local en la punta del espolón, la socavación en la punta del espolón depende de la posición del espolón, su forma y su inclinación con respecto a la orilla.

Breusers y Raudkivi recomiendan utilizar la siguiente expresión (Suárez, 2001):

$$y = 2(K_1 * K_2 * K_3) * q^{2/3}$$

Donde:

q Descarga unitaria en la sección contraída en m^3/s .

K_1, K_2, K_3 Son coeficientes que se obtienen de los Cuadros 4.5, 4.6 y 4.7.

Cuadro 4.5 Coeficiente K_1 en la ecuación de Breusers y Raudkivi.

α Angulo entre el espolón y la orilla (grados)	K_1
30	0.8
45	0.9
60	0.95
90	1.0
120	1.05
150	1.5

Cuadro 4.6 Coeficiente K_2 en la ecuación de Breusers y Raudkivi.

Pendiente de la pared del dique	K_2
Vertical	1.0
45°	0.85

Cuadro 4.7 Coeficiente K_3 en la ecuación de Breusers y Raudkivi.

α Angulo entre el espolón y la orilla (grados)	K_3
30	0.8
45	0.9
60	0.95
90	1.0
120	1.05
150	1.5

4.2.4. Socavación Total

La socavación total esperada en cada sección transversal del cauce del río será igual a la socavación general calculada al paso de una determinada creciente más la socavación local que se produce en la sección transversal (debido a la construcción de estructuras que reducen el ancho del flujo y la socavación en la parte externa de las curvas debido a las corrientes helicoidales dirigidas hacia el interior de la curva).

5. ESTADO DEL ARTE

5.1. OBRAS DE PROTECCIÓN DE ORILLAS

Las obras de protección de orillas son estructuras construidas para proteger las áreas aledañas a los ríos contra los procesos de erosión de sus márgenes producto de la excesiva velocidad del agua, que tiende arrastrar el material del fondo y de las bancas del río, debido al régimen de precipitaciones abundantes sobre todo en época de invierno. Estas obras se colocan en puntos localizados, especialmente para proteger algunas poblaciones y, singularmente, las vías de comunicación u otras obras de arte construidas cerca del borde del río. Las obras de protección de orillas pueden ser efectivas para el área particular que se va a defender, pero también pueden cambiar el régimen natural del flujo y tener efectos sobre áreas aledañas, estos efectos deben ser analizados antes de construir las obras.

Para el diseño de estas obras es muy importante tener conocimiento del comportamiento de la corriente, de cómo ocurren los mecanismos de erosión y de las fuerzas que pueden actuar sobre las estructuras de protección que se construyan. El conocimiento inadecuado de los procesos de erosión activos y potenciales en un sitio específico pueden conducir a la falla del sistema de protección.

Existen tres tipos principales de estructuras hidráulicas de protección: estructuras longitudinales, estructuras transversales y combinación de ellas. Una de las decisiones más importantes en el diseño es el escoger el tipo de estructura que mejor cumpla con la función para la cual se construye a un menor costo económico.

Es importante anotar que cualquier tipo de protección de banca debe ser llevado hasta el lecho del río, y estar provisto de una buena cimentación y un buen filtro, adaptado a las condiciones del subsuelo, como lo es un drenaje de suficiente capacidad bajo un revestimiento más o menos impermeable. Donde se proveen protecciones permeables es

necesario suministrar suficiente drenaje desde la pendiente para que el aire no sea atrapado.

5.1.1. Criterios generales de diseño

Para el diseño de obras de protección se deben tener en cuenta los siguientes parámetros:

Caudales de Diseño. Cantidad de agua que transporta el río en diferentes condiciones como son: máximos, medios y mínimos.

Los caudales de diseño de una obra de protección deben estar relacionados con el nivel de riesgo que podría conllevar la falla de la obra. Por ejemplo la AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) recomienda periodos de retorno de 100 años y cuando existen asentamientos humanos, periodos de retorno de 200 y 500 años. Para el caso de zonas agrícolas la CVC recomienda que la altura de los diques corresponda a una frecuencia de 1 en 30 años. Para el río Cauca en estudios previos realizados para el diseño de obras de protección de márgenes se ha trabajado con periodos de retorno de 100 años.

Sección geométrica de la corriente. Para el diseño hidráulico y para establecer el efecto de las estructuras de protección sobre las sección donde se construyen, es importante tener un levantamiento topográfico del canal aguas arriba y aguas abajo del sitio crítico que definan las características principales como son anchos, profundidades, taludes, etc.

Análisis morfológico e hidráulico. Se debe realizar un estudio previo de las condiciones de geología y morfología del río, perfil longitudinal, localización y variaciones del thalweg, sinuosidad, meandros, dinámica fluvial, efectos de la intervención antrópica, tamaños, forma y mecanismos de transporte de sedimentos y análisis de la socavación. Así mismo se deben analizar las condiciones hidráulicas, velocidades del agua, fuerzas tractivas, tipos de flujo (en ocasiones es muy necesario definir las trayectorias de las líneas de corriente).

Determinación de la longitud a proteger. La longitud que se requiere proteger de la orilla de una corriente depende de las condiciones locales del sitio. En términos generales la protección debe cubrir una distancia mayor que la longitud impactada en forma severa por las fuerzas de erosión. Sin embargo, no es fácil determinar a primera vista cual es verdaderamente la zona que se requiere proteger, teniendo en cuenta que los problemas tratan de ampliarse tanto aguas arriba como aguas abajo.

La AASHTO recomienda, para el caso de protección de corrientes junto a carreteras, construir obras en una longitud que incluye la zona erosionada y una vez el ancho del canal aguas arriba y 1.5 veces el ancho del canal hacia aguas abajo (Suárez, 2001).

La anterior consideración tiene en cuenta que generalmente el problema trata de extenderse más hacia aguas abajo que hacia aguas arriba, aunque la extensión definitiva debe responder a un análisis completo de la dinámica de la corriente.

Altura y profundidad de la zona a proteger. La altura a proteger la define principalmente la altura de la berma en el sitio, mientras que la profundidad de protección debe considerar las características de socavación, degradación y sedimentación del canal. Las protecciones deben prolongarse hasta el fondo del canal y enterrarse una profundidad superior a la profundidad máxima de socavación estimada o diseñar protecciones que se acomoden a la socavación en el momento de su ocurrencia, teniendo en cuenta que la causa principal de falla de las obras de protección es la socavación.

Tipo de obra: Existe una gran cantidad de obras de protección de orillas; el tipo a utilizar depende de la disponibilidad de materiales para su construcción, de las necesidades del diseño, especialmente de la fuerza tractiva de la corriente y de la pendiente del talud, y de la disponibilidad de recursos.

Especificaciones de Diseño: El diseño debe incluir, además, los materiales para la construcción, el tamaño y características de los elementos individuales, la sub-base granular si se requiere, el filtro para protección contra la erosión de la cimentación,

las protecciones del pié y de la cresta, los sistemas de anclaje y las demás características de construcción que sean necesarias.

5.1.2. Protecciones longitudinales

5.1.2.1. Muros

Muros masivos rígidos

Son estructuras rígidas, generalmente de concreto, las cuales no permiten deformaciones importantes sin romperse. Se apoyan sobre suelos competentes para transmitir fuerzas de su cimentación al cuerpo del muro y de esta forma generar fuerzas de contención. En el Cuadro 5.1 se presenta un resumen de las ventajas y desventajas y en la Figura 5.1 un esquema de este tipo de muros.

Cuadro 5.1 Ventajas y desventajas de diversos tipos de muro rígido

Muro	Ventajas	Desventajas
Reforzado	Los muros de concreto armado pueden emplearse en alturas grandes (superiores a diez metros), previo su diseño estructural y estabilidad. Se utilizan métodos convencionales de construcción, en los cuales la mayoría de los maestros de construcción tienen experiencia.	Requieren de buen piso de cimentación. Son antieconómicos en alturas muy grandes y requieren de formaletas especiales. Su poco peso los hace inefectivos en muchos casos de estabilización de deslizamientos de masas grandes de suelo.
Concreto simple	Relativamente simples de construir y mantener, pueden construirse en curvas y en diferentes formas para propósitos arquitectónicos y pueden colocarse enchapes para su apariencia exterior.	Se requiere una muy buena fundación y no permite deformaciones importantes, se necesitan cantidades grandes de concreto y un tiempo de curado, antes de que puedan trabajar efectivamente. Generalmente son antieconómicos para alturas de más de tres metros.
Concreto ciclópeo	Similares a los de concreto simple. Utilizan bloques o cantos de roca como material embebido, disminuyendo los volúmenes de concreto.	El concreto ciclópeo (cantos de roca y concreto) no puede soportar esfuerzos de flexión grandes.

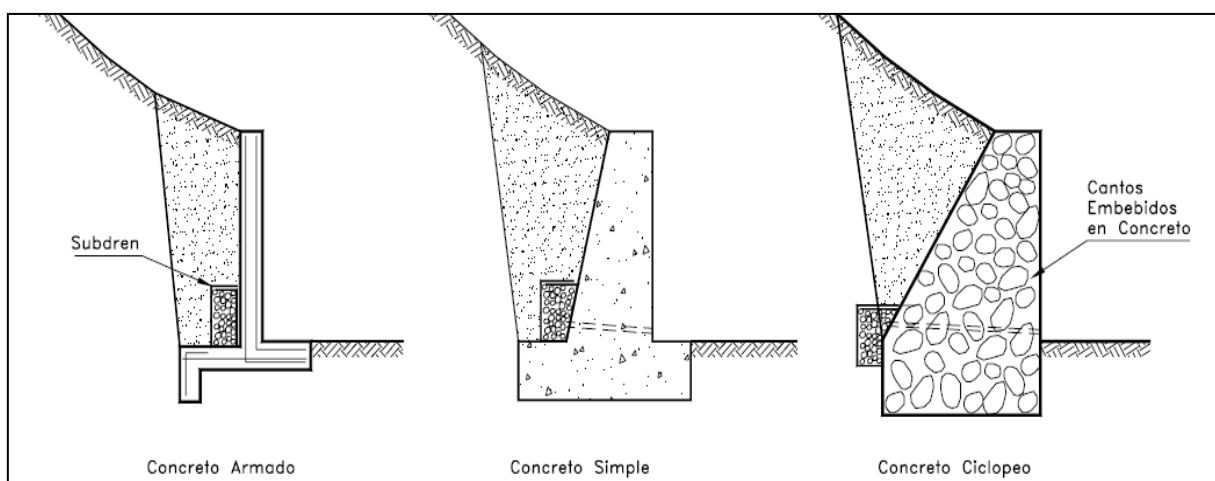


Figura 5.1 Muros rígidos

Muros masivos Flexibles

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

Cuadro 5.2 Ventajas y desventajas de los diversos tipos de muro flexible

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

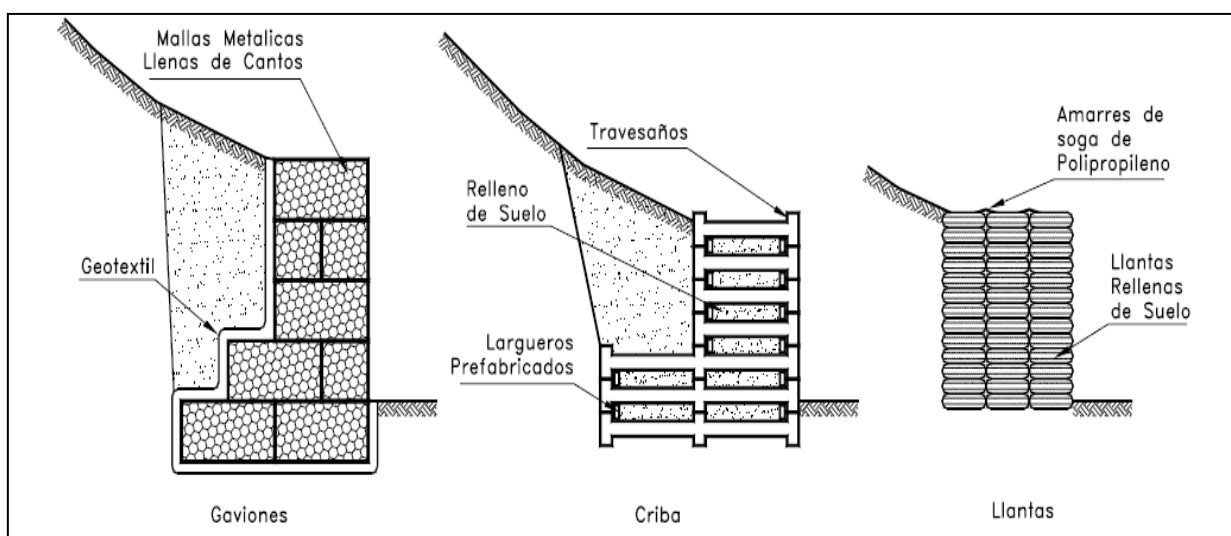


Figura 5.2 Esquema de varios tipos de muro flexible

Muros de Tierra Reforzada

Las estructuras de tierra reforzada son terraplenes donde el suelo es su principal componente; y dentro de este, en el proceso de compactación, se colocan elementos de refuerzo para aumentar su resistencia a la tensión y al cortante. Internamente deben su resistencia principalmente, al refuerzo y externamente actúan como estructuras masivas por gravedad. Son fáciles de construir. Utilizan el suelo como su principal componente. Puede adaptarse fácilmente a la topografía. Permite construirse sobre fundaciones débiles, tolera asentamientos diferenciales y puede demolerse o repararse fácilmente, pero se requiere espacio disponible superior al de cualquier otra estructura de contención.

Cuadro 5.3 Ventajas y desventajas de los diversos tipos de muros de tierra reforzada

Tipo	Ventajas	Desventajas
Refuerzo con tiras metálicas	Los refuerzos metálicos le dan rigidez al terraplén y los prefabricados de concreto en su cara de fachada los hace presentables y decorativos. Existen empresas especializadas dedicadas a su construcción.	Las zonas de refuerzo requieren protección especial contra la corrosión. Se requieren características especiales en el relleno utilizado con los elementos de refuerzo. Algunos tipos de muro de tierra armada están cubiertos por patentes.
Refuerzo con geotextil	Son generalmente muy económicos y fáciles de construir.	Son muy flexibles y se deforman fácilmente. Las capas de geotextil se pueden convertir en superficies de debilidad para deslizamientos. El geotextil se descompone con la luz solar

Refuerzo con malla	La malla le da cierta rigidez al terraplén y las capas no constituyen superficies de debilidad. El efecto de anclaje es mejor.	Dependiendo del material constitutivo la malla puede descomponerse o corroerse.
--------------------	--	---

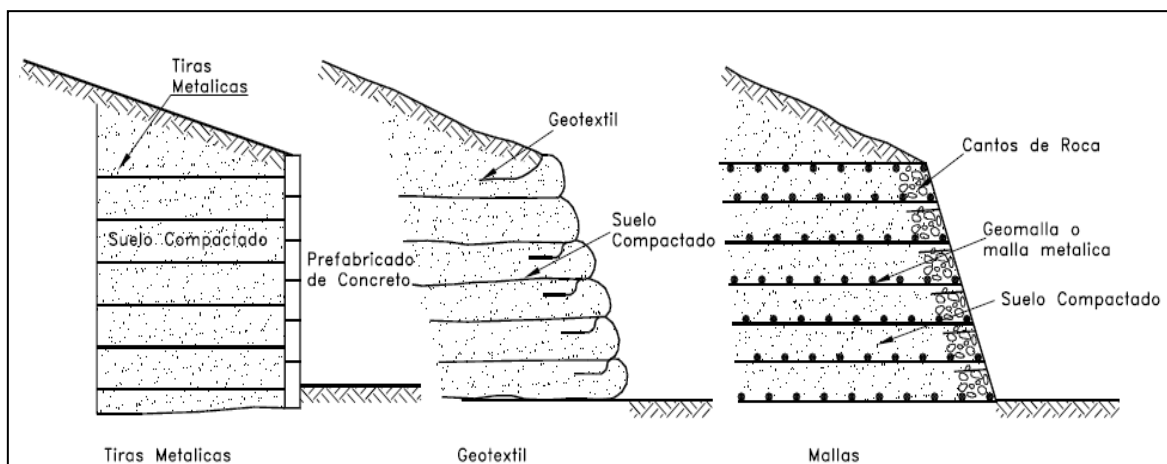


Figura 5.3 Esquema de varios tipos de muros de tierra reforzada

Estructuras ancladas

En las estructuras ancladas se colocan varillas o tendones generalmente, de acero en perforaciones realizadas con taladro, posteriormente se inyectan con un cemento. Los anclajes pueden ser pretensados para colocar una carga sobre un bulbo cementado o pueden ser cementados simplemente sin colocarles carga activa.

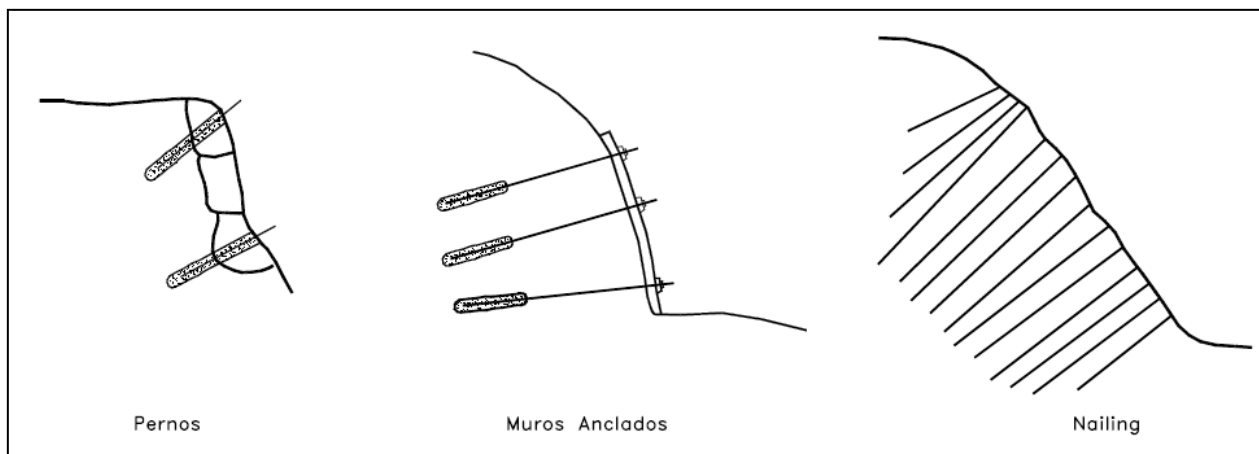


Figura 5.4 Esquema de varios tipos de estructura anclada

Cuadro 5.4 Ventajas y desventajas de los diversos tipos de estructura anclada

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

Estructuras Enterradas

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

Cuadro 5.5 Ventajas y desventajas de los diversos tipos de estructura enterrada

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

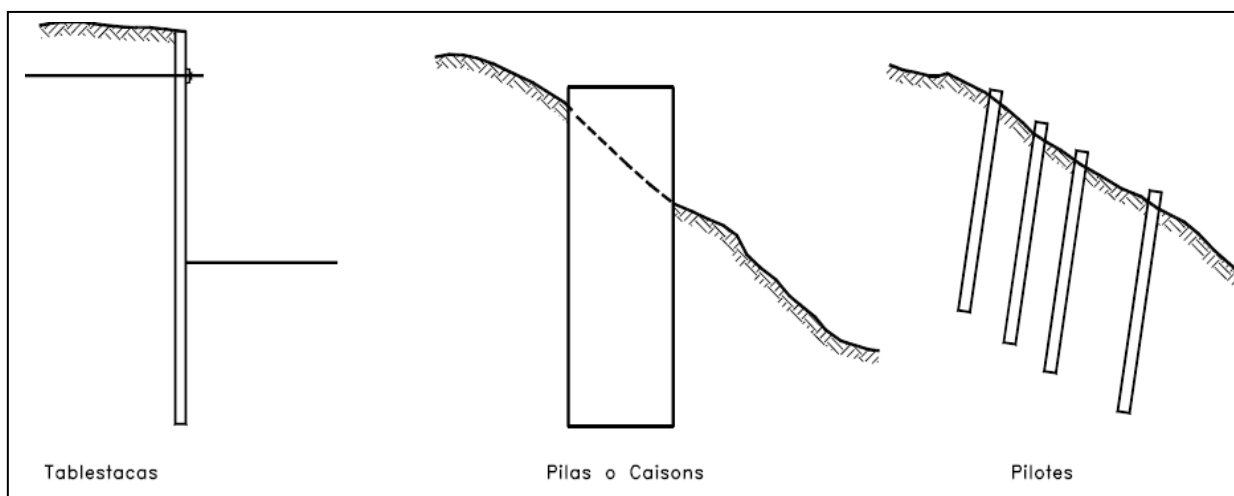


Figura 5.5 Esquema de varios tipos de estructura enterrada

5.1.2.2. Revestimientos

Los revestimientos son estructuras de refuerzo de la superficie del suelo, construidas con el objeto de aumentar la resistencia al esfuerzo tractivo del agua en movimiento; el objetivo de estas obras es el de aislar el suelo de la corriente para evitar el desprendimiento, contener el suelo para minimizar el riesgo de deslizamiento por socavación o erosión en el pie de los taludes y, en algunos casos, servir de estructura disipadora de la energía de la corriente.

El diseño de una estructura de protección lateral de una corriente de agua requiere de un análisis detallado, no solamente del comportamiento de la estructura, sino también de los efectos del revestimiento sobre la erosión de fondo o la erosión en las orillas contiguas u opuestas. Generalmente el revestimiento de la orilla induce erosión en el fondo del cauce junto al revestimiento, y se requiere que la estructura incluya obras de protección en el pié para el control de la socavación generada.

El término revestimiento se refiere a un sistema completo de protección, consistente en:

- Una armadura o manto superficial de protección
- Un filtro o base protectora contra la erosión debajo de la armadura
- Una protección contra la socavación en el pie del talud revestido
- Una protección o anclaje del revestimiento en la cabeza o cresta del revestimiento

Las estructuras de revestimiento pueden ser permeables o impermeables, rígidas o flexibles. Un revestimiento flexible permite cierto grado de movimiento o deformación debido al asentamiento del suelo del talud, manteniéndose el contacto permanente y continuo de la cimentación. Un revestimiento rígido no permite movimientos, a excepción del asentamiento uniforme de toda la estructura.

Un revestimiento permeable permite el libre paso del agua, mientras uno impermeable no permite el flujo de agua a su través.

La capa de filtro se coloca debajo de la armadura para garantizar el subdrenaje del sistema de revestimiento, evitando la formación de presiones de poros en exceso y previniendo la migración de finos del suelo. Esta capa puede ser construida con materiales de filtro naturales, como grava o arena o por filtros sintéticos o geotextiles.

Análisis para el diseño

Para el diseño del revestimiento del talud de la ribera de una corriente se pueden utilizar dos procedimientos:

- **Diseño basado en la velocidad**

Este sistema es el más sencillo debido a que generalmente, existe conocimiento sobre la velocidad probable de diseño de la corriente. Puede diseñarse con base en la velocidad promedio del canal o trabajar con la velocidad en la superficie del cauce. Debido a la falta de información, generalmente se diseña para la velocidad media de la corriente.

- **Diseño basado en la fuerza tractiva de la corriente**

Cuando se tiene información completa sobre las fuerzas hidráulicas que actúan sobre el suelo se puede diseñar utilizando los criterios físicos de la fuerza tractiva. Existe

una gran cantidad de modelos matemáticos para el diseño de revestimientos utilizando el criterio de fuerza tractiva.

Fuerza de las olas

El ataque de las corrientes de agua y de las olas sobre los revestimientos genera unas condiciones de flujo muy complejas sobre y a través del revestimiento y el filtro. El revestimiento puede estar sujeto a fuerzas de levantamiento por el movimiento del agua hacia arriba del talud. Las fuerzas de levantamiento dinámico pueden ocurrir como un resultado de las ondas generadas por el viento o por las embarcaciones, las cuales causan unos ascensos rápidos de la presión de poros y del nivel de agua junto al revestimiento. La presión de agua genera un flujo interno hacia arriba en el filtro y el revestimiento.

La fuerza de levantamiento depende de la altura de la ola, la pendiente del talud y el espesor del revestimiento. Estas fuerzas de levantamiento son mayores en el momento de ocurrencia de las olas de mayor tamaño. Existe una gran cantidad de fórmulas para calcular esta fuerza, como las desarrolladas por Pilarczyk, que son muy completas y confiables.

Adicionalmente al análisis de estabilidad del revestimiento debido a la fuerza del flujo de agua y de las olas se deben realizar análisis de deslizamiento sobre la superficie del talud y de estabilidad general del talud, teniendo en cuenta las presiones de poros, causadas por el flujo y el oleaje.

Mecanismos de falla en los revestimientos

Exceso de presión de poros. El exceso de presión de poros es uno de los más importantes mecanismos de falla de los revestimientos. Si la protección diseñada es de baja permeabilidad comparada con el subsuelo, las olas o la turbulencia generan un exceso de presión de poros debajo del revestimiento, el cual puede producir la licuación o

el flujo del suelo inmediatamente debajo del revestimiento, generándose su deslizamiento. Los revestimientos permeables permiten la disipación de esa presión en la medida de que el agua pueda salir de la capa de revestimiento.

Migración de finos debajo del revestimiento. Otro problema generado por el agua en la orilla es la migración interna de granos por acción de los gradientes hidráulicos. Este proceso de erosión interna es más grave en suelos con coeficiente de uniformidad $C_u = D_{60}/D_{10} > 10$. Si la porosidad de la protección es alta se pueden perder materiales finos del suelo de cimentación, lo cual puede causar la eventual falla del revestimiento; igualmente puede producirse migración de finos de la capa de filtro hacia el revestimiento. En esos casos debe colocarse un filtro de geotextil entre el revestimiento y el material subyacente.

Deslizamiento del revestimiento. El deslizamiento del revestimiento ocurre cuando la componente del peso de éste paralelo al talud es mayor que la fuerza de fricción entre el revestimiento y el talud o cuando no existe apoyo adecuado en el pie del revestimiento.

La posibilidad de ocurrencia de deslizamiento puede aumentarse por la ocurrencia de presiones de levantamiento sobre la parte inferior del revestimiento, las cuales reducen la fricción entre la coraza y el filtro. Si los bloques del revestimiento en la zona cercana a la línea de agua no están bien sujetos pueden deslizarse independientemente del área restante de revestimiento.

Asentamiento diferencial. Los revestimientos rígidos no deben utilizarse donde exista la posibilidad de ocurrencia de asentamientos diferenciales en el suelo de cimentación. Cualquier asentamiento debajo del revestimiento rígido puede resultar en vacíos que producen puntos de debilidad, los cuales pueden conducir a la falla.

En los sitios en los cuales exista posibilidad de algún grado de asentamiento diferencial debe utilizarse un revestimiento flexible; sin embargo, un revestimiento flexible no es

una solución para suelos mal compactados o materiales inestables, el suelo de cimentación debe ser esencialmente estable en condiciones estáticas sin revestimiento.

Socavación en el pie del revestimiento. La construcción de una estructura de revestimiento puede causar un incremento en la velocidad de la corriente del cauce junto al revestimiento, el cual a su vez causa un aumento de la erosión y la socavación. Este fenómeno puede manifestarse con la formación de fosas de socavación en el pie de la estructura y esta socavación puede producir la falla de la estructura.

Para prevenir este fenómeno es importante construir una protección adecuada en el pie del revestimiento. Existe una gran cantidad de procedimientos de protección del pie del revestimiento, desde sistemas muy sencillos hasta obras profundas como tablestacados. El tipo de protección del pie de la estructura depende de los niveles de socavación esperados.

Estabilidad del talud. La falla por estabilidad del talud puede ocurrir por la ocurrencia de presiones de poros relacionadas con la presencia de la corriente, por abatimientos rápidos del nivel de agua o por problemas geotécnicos internos del talud de la orilla.

- **ENROCADO O RIPRAP**

Consiste en bloques o cantos de roca de diferentes tamaños y formas irregulares colocados sobre el talud a lo largo de la orilla de una corriente. La estabilidad del conjunto se proporciona por el peso de los bloques individuales y el entrelace entre ellos. El enrocado se utiliza cuando hay disponibilidad de roca con canteras cercanas. Se prefieren las piedras con forma de bloque (irregulares) que las elongadas o redondeadas.

La pendiente máxima normalmente aceptada de una ribera para la colocación de enrocados es 2H:1V. En el caso de utilizar grandes bloques semirectangulares se permiten pendientes hasta 1.5H:1V. Para pendientes mayores se requieren muros de contención.

Se debe utilizar piedras no redondeadas, preferiblemente de forma tabloide con espesores superiores a 100 mm, las piedras pueden colocarse sueltas (ver Figura 5.6) o pegadas con mortero o concreto. En el caso de utilizar uniones de concreto se requiere construir juntas de dilatación cada 10 a 20 metros. Debajo de la piedra es necesario colocar un manto de geotextil o filtro para evitar el lavado de las partículas finas de suelo del talud. Debido a su habilidad para resistir fuertes corrientes el enrocado es un método efectivo y generalmente de bajo costo y es, tal vez, el material más utilizado para la protección de riberas de ríos. El uso de revestimientos de roca cubre un gran rango de aplicaciones, desde la protección directa contra el impacto de flujo hasta la construcción de capas de filtro debajo de otros materiales. El enrocado puede ser colocado en forma aleatoria o colocando bloque por bloque. El enrocado se adapta fácilmente a los movimientos del terreno, se repara en forma sencilla, puede aumentarse su espesor si se requiere, controla los efectos del oleaje y permite el crecimiento de vegetación.



Tomado de <http://www.alpesaexcavaciones.com/galerias.aspx>

Figura 5.6 Protección de orilla con Enrocado o Rip – Rap

- **BLOQUES DE CONCRETO**

Los bloques prefabricados de concreto son utilizados con mucha frecuencia para el revestimiento de orillas de ríos en sitios de turbulencia baja a media; estos bloques son comúnmente utilizados para revestimientos en sitios donde no es posible conseguir bloques de roca y económicamente es mejor la prefabricación de bloques en concreto. Los bloques de concreto pueden ser libres o pueden estar entrecruzados o ligados por medio de cables. Los bloques simples pueden colocarse libremente sobre el talud apoyándose en su peso unitario y su fricción. Los bloques pueden estar entrelazados, lo cual les da una mayor estabilidad.

La mayoría de los sistemas de revestimientos con bloques de concreto para riberas de ríos son objeto de patentes y ellos se clasifican en cinco categorías:

1. Bloques individuales sueltos colocados al volteo (camarones).
2. Bloques individuales colocados a mano (adoquines).
3. Bloques articulados unidos por varillas de acero.
4. Bloques conectados por medio de cables.
5. Geoceldas celulares rellenas de concreto.

Bloques de piedra o de concreto pegados con concreto

En este sistema los vacíos entre los elementos se rellenan de concreto para formar un revestimiento monolítico. Su comportamiento es muy similar al de un revestimiento totalmente en concreto. Comparativamente con el uso de piedra suelta, la piedra pegada permite la utilización de partículas más pequeñas, pero la permeabilidad del revestimiento es necesariamente menor. Existen varias formas de cementar el enrocado, así:

- Colocación de las piedras a mano conjuntamente con el mortero o concreto.

- Colocación del cemento o mortero encima del enrocado. La mezcla no necesariamente penetra la totalidad del revestimiento y solo llena aproximadamente 1/3 de los vacíos.
- Inyección completa del enrocado con lechada de cemento.

- **REVESTIMIENTOS DE CONCRETO**

La colocación de un revestimiento total en concreto es un sistema muy utilizado para taludes de gran pendiente. Los revestimientos en placa de concreto fundida en el sitio se consideran como uno de los sistemas de protección más efectivos que existe y es muy común su utilización para canalizar ríos en zonas urbanas.

Generalmente se requiere refuerzo cuando la pendiente de los taludes es mayor a 1H:1V. Se acostumbra colocar elementos de anclaje debajo de la pantalla para evitar su deslizamiento. Estos elementos pueden consistir en varillas de acero (pernos) o elementos de concreto que se pueden fundir integralmente con la pantalla.

El revestimiento en concreto puede hacerse fundiendo directamente en el sitio, utilizando concreto corriente o empleando concreto o mortero lanzado (gunita). El espesor de estos revestimientos varía de 8 a 10 centímetros para morteros y de 10 a 20 centímetros para concretos. En los casos de pendientes muy suaves y velocidades bajas del agua se puede emplear mortero con concreto simple. El concreto debe tener muy buena resistencia al desgaste y es común exigir resistencias de 4000 PSI.

La construcción de pantallas de concreto puede realizarse utilizando colchonetas preformadas elaboradas con geotextil, las cuales se colocan sobre el talud y luego se inyecta el mortero o concreto en forma similar a las que se utilizan para el control de erosión en ríos. En este caso se elabora un sistema de capa de espesor uniforme de entre 75 y 100 mm.

Se requieren juntas de contracción impermeabilizada cada seis a nueve metros y aditivos en el concreto para disminuir el agrietamiento. Se acostumbra colocar juntas de contracción cada seis metros y de dilatación cada veinte a veinticinco metros.

Debido a la rigidez del revestimiento su fundación debe ser buena y estable. Deben proveerse lloraderos y se recomienda colocar una capa de material filtrante debajo de la placa de concreto de mínimo 150 mm de espesor.

En los bordes perimetrales del revestimiento se recomienda construir vigas más profundas para evitar la socavación. El pie de la protección debe estar por debajo de la profundidad de socavación calculada o bajarla hasta la roca. En ocasiones se requiere colocar una tablestaca de pie para obtener la seguridad necesaria.

Concreto o mortero lanzado

El concreto lanzado tiene la facilidad de poderse aplicar sobre superficies irregulares, pero es sensible a los asentamientos y agrietamientos. Las especificaciones de sus materiales son muy similares a las utilizadas para los concretos convencionales. Se requiere que los agregados prevengan la segregación. Se recomienda juntas cada tres metros. Los espesores de concreto varían de cinco a quince centímetros y se recomienda reforzar con malla electrosoldada.

Para los agregados se recomienda usar grava natural y piedra triturada, por las mejores características de bombeo de las partículas de la grava natural. Por otro lado, la calidad del agregado que requiere el concreto lanzado es la misma que la de un concreto de buena calidad.

Placas prefabricadas de concreto

Las placas prefabricadas de concreto generalmente son menos atractivas desde el punto de vista funcional con relación a las placas fundidas en sitio; sin embargo, la gran ventaja es la posibilidad de utilizar placas aligeradas, su funcionamiento es muy similar al de las placas fundidas pero su eficiencia es generalmente menor y resisten velocidades menores.

Armazones o marcos de concreto

Consisten en sistemas de marcos o vigas que simulan pórticos sobre la superficie del talud dejando espacios libres para la siembra de vegetación o colocación de otro tipo de revestimientos. Los marcos pueden ser prefabricados o fundidos sobre el talud y se recomienda instalar sistemas de anclaje para evitar su deslizamiento. Los marcos o vigas generalmente llevan un refuerzo para garantizar su rigidez y evitar su agrietamiento.

Revestimiento con paneles metálicos tridimensionales

En Europa se desarrolló un sistema de estructuras o paneles en tres dimensiones contruidos con acero galvanizado u otros elementos metálicos protegidos contra la corrosión. La estructura metálica con espesor puede tener hasta 15 centímetros, es anclada con pernos. Después de colocada la estructura se rellena con suelo o roca, se coloca concreto lanzado o puede revegetalizarse utilizando procedimientos estándar de hidrosiembra.

Geotextiles rellenos de concreto

Los colchones de geotextil rellenos de concreto o arena son muy utilizados para la protección de riberas. El relleno es inyectado al colchón y el geotextil ayuda a la formación de un colchón uniforme flexible pero relativamente integral. Generalmente estos colchones se fabrican con fibras de alta resistencia, como poliéster, nylon y polipropileno, y se manufacturan en un amplio rango de formas. Los colchones de concreto se construyen con dos capas de geotextil, unidos en tal forma que se inyecta concreto entre las dos capas.

En la construcción del sistema de geotextiles se dejan espacios a los cuales no puede entrar el concreto. Estos espacios actúan como punto de filtro para permitir el paso del agua. Estos productos generalmente están sujetos a patentes y los propietarios presentan sus propias indicaciones para el diseño, la instalación y el mantenimiento. Los puntos de filtro son elementos esenciales para garantizar la permeabilidad del sistema y debe siempre preguntarse a los proveedores sobre el sistema de filtración que se utiliza en cada producto.

- **COLCHONES DE GAVIONES O COLCHONETA RENO**

La utilización de pantallas o colchones en gaviones es una práctica muy utilizada en los taludes donde se esperan flujos importantes de agua. El sistema consiste en la colocación de una pantalla superficial de gaviones sobre el talud, un filtro y un apoyo en el pie. Debajo de los gaviones se debe colocar una tela geotextil. Los gaviones pueden vegetalizarse utilizando estacas vivas que penetren totalmente el espesor de la pantalla.

Los gaviones son colchones de alambre galvanizado rellenos con piedra, bloques de concreto u otros materiales duros. Se pueden utilizar mallas tejidas en triple torsión o soldadas. En Europa generalmente estas mallas están cubiertas en PVC para ayudar a resistir la abrasión y oxidación de los alambres. En ocasiones los gaviones se inyectan con lechada de cemento, mortero o asfalto. Las pantallas de gaviones pueden construirse directamente sobre la superficie del talud o pueden prefabricarse y luego colocarse. Los gaviones pueden ser rectangulares o cilíndricos (ver Figura 5.7).

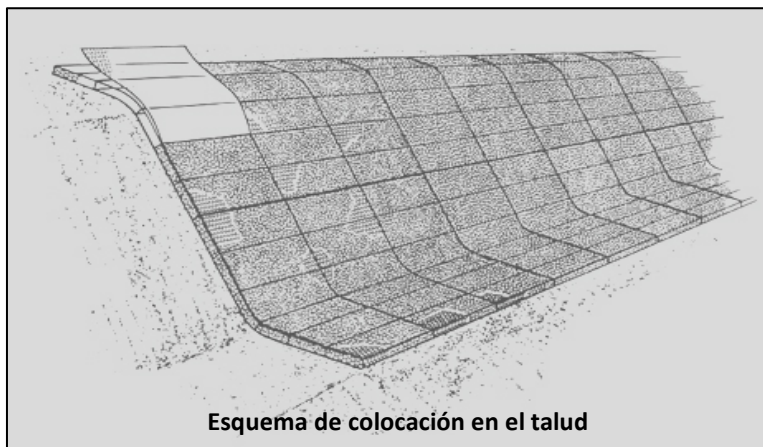


Figura 5.7 Colchones en gaviones

Colchones sintéticos rellenos de bloques de roca

Este sistema consiste en colchones contruidos con geomallas de polietileno de alta densidad (HDPE), rellenos de bloques de roca de diámetro de 2 a 4 pulgadas. Estos colchones poseen una serie de compartimentos de aproximadamente 50 centímetros. El tamaño de los colchones debe ser tal que facilite su colocación. Una dimensión típica puede ser 10 metros de largo por 1.5 metros de ancho y 30

centímetros de espesor. Los colchones son prefabricados por fuera de la orilla, izados por medio de grúas sobre remolcadores y colocados bajo el agua. Generalmente llevan incorporada una tela geotextil para filtro. Sobre los colchones se puede colocar enrocado para mejorar la estabilidad de la obra. Este sistema se ha utilizado recientemente junto a las esclusas del canal de Panamá, para proteger los taludes de la erosión producida por el flujo de las hélices de los remolcadores que mueven los barcos.

- **REVESTIMIENTOS DE ASFALTO**

El asfalto y las mezclas con asfalto son relativamente flexibles, lo cual puede facilitar el comportamiento adecuado de los revestimientos. El uso del asfalto en las riberas de los ríos es común en Europa, especialmente por la disponibilidad de tapetes prefabricados con productos asfálticos. La utilización del asfalto, sin embargo, no es muy bien vista por los ecologistas y paisajistas, debido principalmente a la apariencia poco natural del asfalto y la posibilidad de que desprendan aceite cuando están sometidos a altas temperaturas, lo cual puede afectar la calidad del agua y dañar en alguna forma la flora y la fauna acuáticas y riparias.

La resistencia del asfalto se define generalmente en términos de la profundidad de penetración a 25°C en unidades de 0.1 metro; típicamente el asfalto utilizado en aplicaciones de revestimientos es de penetración 100.

Los revestimientos asfálticos pueden clasificarse en permeables e impermeables. Los revestimientos permeables son preferidos porque permiten el establecimiento de vegetación y ésta ayuda a que el revestimiento pueda resistir velocidades de flujo muy altas, hasta de 7 m/s.

Los revestimientos impermeables, en cambio, no permiten el establecimiento de vegetación, son menos estables y menos aceptables ambientalmente. Los revestimientos en arena-asfalto se desgastan fácilmente por abrasión y no deben utilizarse cuando las velocidades de flujo son superiores a 2 m/s.

Los revestimientos asfálticos para colocar debajo del nivel del agua deben ser prefabricados y luego colocados. Para preparar las mezclas se requiere calentar previamente la piedra, el triturado o la arena. En todos los casos se recomienda colocar un filtro granular o de geotextil debajo del revestimiento. Los revestimientos de concreto asfáltico generalmente requieren de un proceso de compactación y se colocan en capas que varían entre 100 y 250 mm.

- **REVESTIMIENTOS CON SUELO**

Revestimiento con arcilla

En taludes de arena, gravas o limos limpios que presentan gran riesgo de erosión a velocidades bajas de la corriente, se acostumbra proteger la superficie con arcilla compactada. El espesor de este revestimiento es generalmente de 30 centímetros. Sobre la arcilla se siembra vegetación, consistente en pastos o arbustos. Los revestimientos en arcilla pueden resultar los más económicos, si hay disponibilidad de arcillas no dispersivas. Generalmente se compacta en capas de máximo 10 cm de espesor a densidades superiores a la máxima obtenida en el ensayo Proctor modificado. El secamiento produce agrietamientos. El espesor mínimo de una impermeabilización con arcillas es del 15% de la altura del tirante de agua para arcillas con permeabilidades inferiores a 10^{-7} cm/s.

Revestimiento con suelos estabilizados

Cuando se desea impermeabilizar o mejorar la resistencia a la erosión, en ocasiones se emplean mezclas de suelos con estabilizantes.

Estabilización con cemento. Se ha intentado con algún éxito la estabilización de suelos en canales y sistemas de drenaje superficial por medio de cemento Portland. La resistencia a la erosión de una mezcla de suelo - cemento proviene principalmente de la cementación de las partículas de suelo que forman una masa resistente; una de las limitantes del suelo-cemento es la dificultad para establecer la vegetación, por lo cual se requiere con frecuencia la colocación de lloraderos para el manejo del agua subterránea o infiltrada.

Tratamiento químico. Al mezclar sulfato de aluminio $Al_2(SO_4)_3$ con el suelo dispersivo arcilloso en un porcentaje de aproximadamente 0.6% (con relación al peso seco del suelo) se puede transformar el suelo a no-dispersivo, siendo sus resultados muy efectivos, especialmente en arcillas para presas de tierra. En el mercado internacional se venden varios productos químicos patentados que mezclados con el suelo lo hacen menos susceptible a la erosión. La experiencia en Colombia con estos productos es muy limitada y su utilización se hace generalmente bajo la dirección técnica directa de los proveedores del producto.

Tratamiento con cal Cuando se agrega cal hidratada $Ca(OH)_2$ al suelo se aumenta la cohesión y se puede transformar un suelo erosionable en no erosionable. La cal reacciona con la arcilla formando Silicato de Calcio, el cual actúa como cementante, previniendo la erosión. Su uso se limita a suelos arcillosos. Generalmente para que un suelo deje de ser erosionable basta con la adición de 3% a 6% de cal hidratada, mezclando y compactando nuevamente el material.

Chunam. Es una mezcla de suelo estabilizado con cal y cemento, desarrollado en Hong Kong y utilizado extensivamente en todo el sureste asiático para la protección de las superficies de las excavaciones.

- **REVESTIMIENTOS BLANDOS**

Los revestimientos blandos generalmente están manufacturados con fibras sintéticas u orgánicas, formando una tela o esterilla. En la mayoría de los casos se trata de revestimientos de duración limitada, destinados a favorecer el establecimiento de la vegetación.

Los mantos y esterillas protegen el suelo del impacto de la lluvia y de la fuerza tractiva de la escorrentía, aumentan la infiltración, mantienen la humedad y la temperatura en el suelo, y protegen las semillas de los depredadores. La mayoría de los mantos y esterillas con fibras sintéticas tienen protección contra los rayos UV y pueden durar entre 6 meses y varios años de acuerdo con las características del producto.

En taludes de suelos inestables la colocación de revestimientos blandos puede no ser efectiva y se requieren medidas adicionales para estabilizar el talud, tales como, muros, subdrenes, etc.

Esterillas sintéticas

Las esterillas son geotextiles tridimensionales que actúan como filtro y al mismo tiempo permiten el crecimiento de la vegetación. Estas esterillas son productos fabricados por medio de patentes. Una vez colocadas las esterillas, inicialmente protegen contra la erosión mientras se establece la vegetación, en ocasiones sobre la esterilla se coloca una capa de suelo orgánico.

Existe una gran variedad de esterillas de acuerdo a los diversos fabricantes; éstas pueden agarrarse al terreno por medio de anclas o construyendo zanjas para enterrarlos en la parte alta y baja del sistema. Las esterillas se utilizan solamente en las áreas por encima del nivel de agua y en situaciones de ataque moderado de la corriente.

Revestimiento con mantos orgánicos

El uso de los mantos orgánicos tejidos por medio de fibras sintéticas permite el establecimiento de la vegetación y al mismo tiempo es un producto ambientalmente amigable. Es común que se utilicen mezclas de fibra de coco (30%) y paja (70%) amarrados por una malla sintética fotodegradable. Estos mantos están diseñados para una vida útil de dos a cuatro años y resisten velocidades de hasta 3 m/s., antes de establecida la vegetación.

Los mantos se colocan sobre el suelo conformado, se anclan utilizando ganchos de 15 centímetros de profundidad, colocados cada 50 centímetros aproximadamente y se entierran en los bordes a una profundidad aproximada de 15 centímetros.

Textiles orgánicos

Este tipo de textiles se utilizan para aplicaciones donde la vegetación natural (por sí sola), provee suficiente protección contra la erosión. Su durabilidad o longevidad funcional, comprende entre 1 a 48 meses, la cual se refleja en la biodegradación o fotodegradación del manto.

Al final de la vida útil del textil se espera que la vegetación se encuentre totalmente establecida y pueda resistir por sí sola los eventos hidrológicos y climáticos que puedan generar erosión en el suelo. Son textiles fabricados con fibras orgánicas de alta resistencia, generalmente de fibras de yute y coco.

Revestimiento con tela de yute o de fique

La tela de yute tiene un tejido abierto y absorbe grandes cantidades de agua, ayudando al establecimiento de la vegetación. Se coloca en la misma forma que los mantos orgánicos industriales, enterrándolo lateralmente una profundidad entre 10 y 20 centímetros y colocándole ganchos metálicos. La tela de yute permite alguna erosión mientras se establece la vegetación y es recomendable colocar un sistema de colchón orgánico o Mulching debajo de la tela para mejorar su comportamiento.

Textiles prefabricados

Son rollos o atados de fibras orgánicas, amarradas con fibras sintéticas:

– Rollos de paja (Straw rolls):

Son rollos de paja empacada en redes sintéticas, generalmente con diámetro de 20 cm y longitud de 8 m. Su propósito es capturar y mantener los sedimentos sobre el talud, siendo útiles para la estabilización temporal.

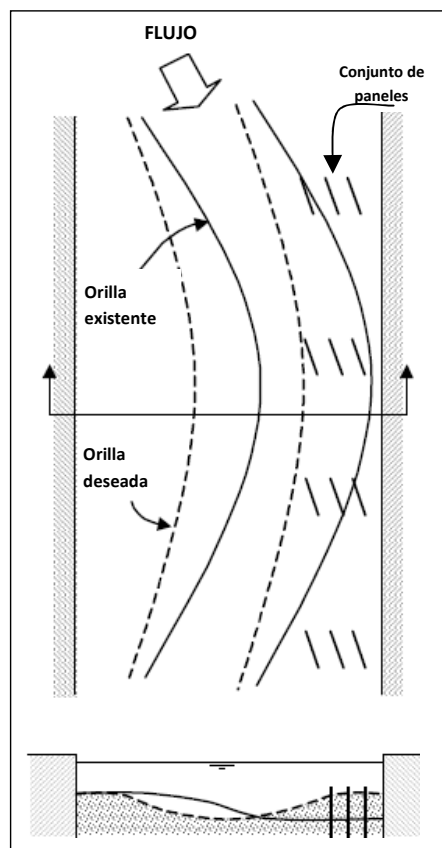
– Rollos de fibra de coco (coir rolls)

Son rollos fabricados con fibra de coco, controlan la erosión en surco y cárcavas en taludes, ayudando a la germinación y formación de raíces en obras de bioingeniería. Generalmente se fabrican con diámetros de 12 a 24 pulgadas, se consiguen rollos de alta densidad (144 Kg/m^3) y baja densidad (96 Kg/m^3), comúnmente se ajustan con estacas vivas o sistemas de establecimiento vegetal para establecer barreras vivas a largo plazo. Las estacas deben tener un diámetro superior a 1 pulgada y se colocan cada 30 cm.

5.1.3. Protecciones transversales a la orilla

5.1.3.1. Paneles Suemrgidos

Los paneles sumergidos son placas que se instalan verticales sobre el lecho del río, con una altura entre 0.2 y 0.4 veces la profundidad normal del flujo a sección llena, y un ángulo de ataque entre 15° y 25° con respecto al flujo principal; se diseñan para generar flujos secundarios transversales que contrarrestan los flujos secundarios naturales causantes de la socavación de la banca; de esta manera se reduce la velocidad del flujo en el extradós de la curva o también se puede provocar la profundización del cauce mediante la redistribución de los sedimentos en la sección transversal; su efecto se extiende hasta una distancia de 12 a 15 veces la altura del panel. En la Figura 5.8 se presenta el diseño típico de paneles cuando se requiere proteger la orilla en el tramo curvo de un río y en la Figura 5.9 se presentan dos fotos de la instalación de los paneles y también de paneles instalados en el río Banadia en Arauca..



**Figura 5.8 Ejemplo de Diseño de Paneles sumergidos para la protección de orillas
(Tomado de Zwol (2004))**

Los paneles pueden ser fabricados de cualquier material, siempre y cuando produzcan una superficie lisa y plana; de lo contrario, la efectividad hidráulica del sistema se reduce radicalmente (Rodríguez, 2006).



Figura 5.9 Fotos de paneles sumergidos (tomado de www.hidroconsulta.com)

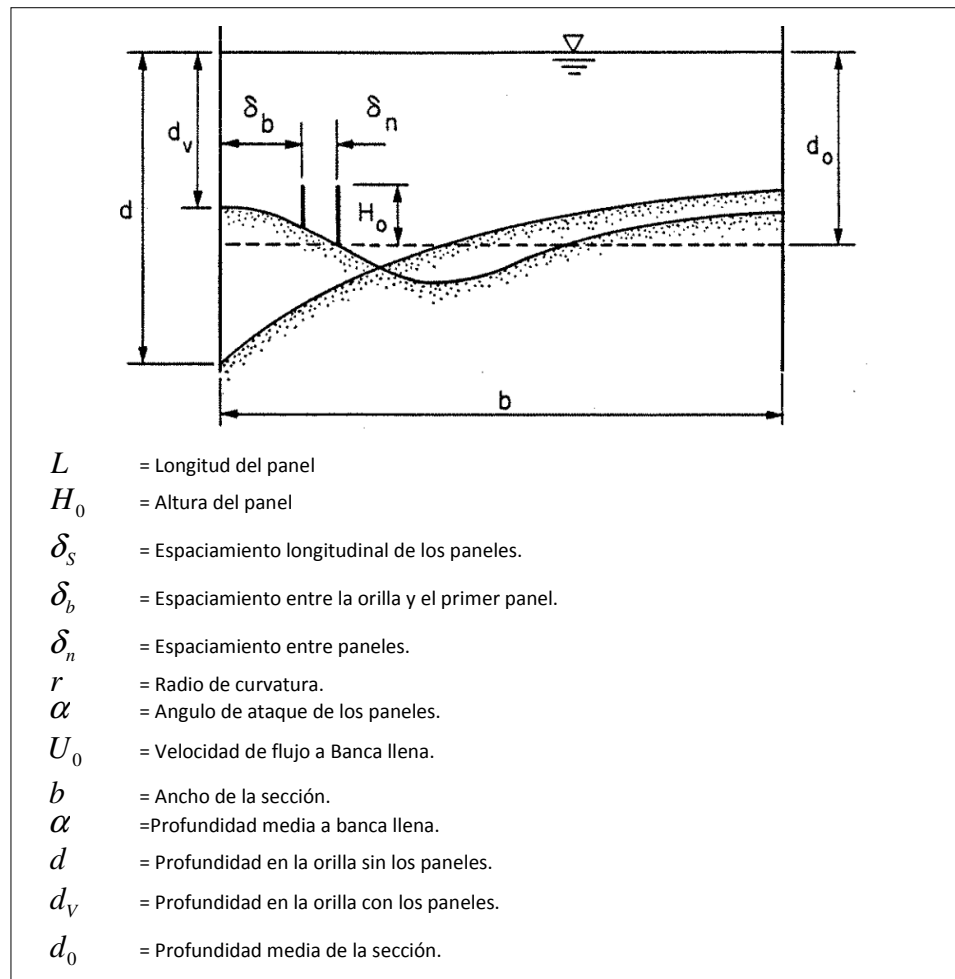


Figura 5.10 Esquematzación de los parámetros de diseño de los paneles sumergidos

5.1.3.2. Espolones

Los espolones son estructuras lineales permeables e impermeables que son proyectadas dentro del canal con el propósito de alterar la dirección del flujo, inducir la sedimentación, y/o reducir las velocidades del flujo a lo largo de la orilla del canal. Los espolones se pueden clasificar en permeables e impermeables y a su vez también se pueden clasificar según su funcionalidad en estructuras de tipo retardadora, retardadora- divergente y estructuras permeables (FHWA, 1985)

Metodología para el diseño de espolones

El objetivo principal de estas obras de defensa es la recuperación de la franja de margen que se perdió como consecuencia del ataque directo de las aguas en este tramo de río. Para esto se disponen una serie de espolones direccionales, sobre la margen del río a proteger.

Espolones o Espigones

Los espolones son estructuras interpuestas a la corriente, con el propósito de alejar de la orilla las líneas de corriente con alta velocidad, evitando así que el material de la margen pueda ser transportado y la orilla se erosione. Los espolones deben estar empotrados una cierta longitud dentro del material que forma la margen.

Estas estructuras promueven la depositación en la parte anterior dando una protección adicional a la orilla; sin embargo, en la parte posterior se crea una zona de vórtices o de mayor erosión si la orientación y la distancia al espolón siguiente no son técnicamente correctas. A continuación se presentan algunos criterios para el diseño de espolones.

Longitud de los espolones

La Longitud total, $L = L_t + L_e$, de un espolón queda definida por la longitud de trabajo L_t ; que es aquella que está dentro del río y la longitud de empotramiento L_e que es la que está embebida dentro de la margen, ver

Figura 5.11.

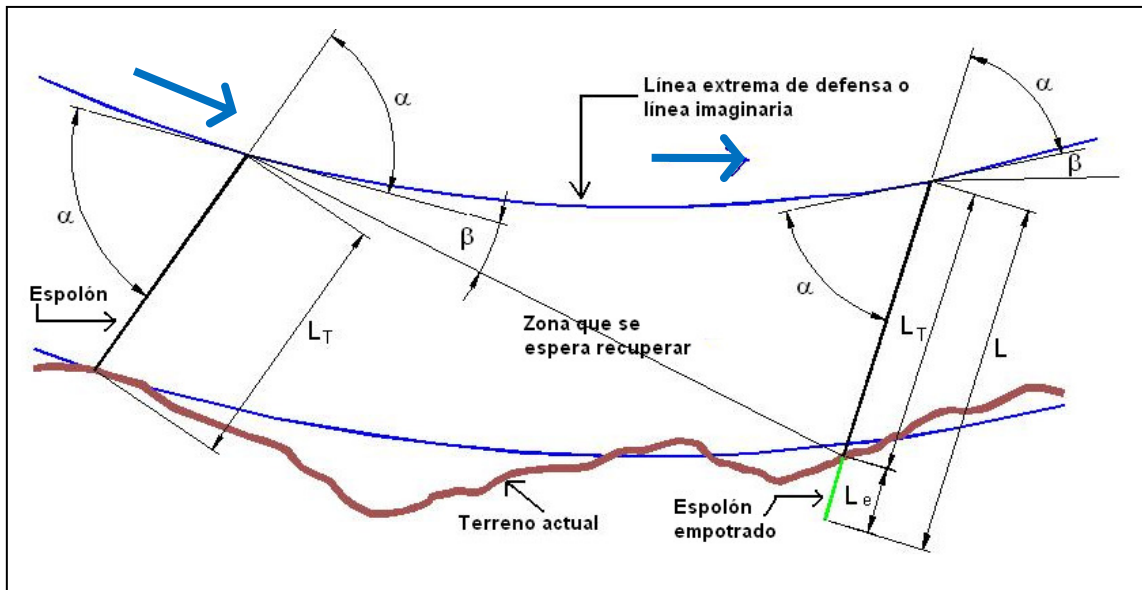


Figura 5.11 Esquema para el diseño de espolones

La longitud de trabajo debe estar comprendida entre los límites $h \leq L_t \leq \frac{B}{4}$, donde h es la profundidad del flujo donde se construirá el espolón. La máxima longitud de empotramiento recomendada es igual a un cuarto de la longitud de trabajo, $0.25 L_t$. De esta manera la longitud máxima de un espolón es: $L = 1.25 L_t$

Separación entre Espolones

La distancia entre espolones se mide a lo largo de la margen entre puntos medios de los arranques de cada espolón y depende de la longitud del espolón aguas arriba y de su orientación, así como de la configuración de la margen.

Para calcular la separación entre dos espolones es necesario tener en cuenta la expansión teórica que sufre la corriente al pasar frente al extremo del espolón. Normalmente se considera que el ángulo de expansión β varía entre 9° y 11° . Dicho ángulo se mide en la punta del espolón, con respecto a la tangente a la línea extrema de defensa. En la práctica se usan ángulos de 9° para diseños económicos y de 14° para diseños conservadores.

Orientación de los espolones

Los espolones pueden estar orientados hacia aguas abajo (direccionales), hacia aguas arriba (agresivos) o pueden ser perpendiculares a la dirección del flujo. Su orientación está

dada por el ángulo α que forma el eje longitudinal del espolón con respecto a la tangente trazada a la línea extrema de defensa en el punto de unión con el espolón y medido aguas abajo. El ángulo de orientación conviene que este comprendido entre: $60^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

Caudal de Diseño

El espolón debe diseñarse para que trabaje todo el tiempo, es decir, para que favorezca la depositación durante los caudales bajos y medios que son los caudales que modelan la forma del canal, de esta forma cuando se presenten crecientes extremas, por ejemplo la de los 100 años, ya el espolón ha logrado recuperar la orilla erosionada.

Altura y pendiente longitudinal del espolón

La altura del espolón en la zona de empotramiento (en la orilla) corresponde al nivel de la creciente de 2.33 años de período de retorno, mientras que la nariz del espolón (extremo en contacto con el río) deberá tener la altura correspondiente al nivel del caudal medio multianual en los sitios respectivos. Esto significa que el espolón tendrá una pendiente longitudinal dada por la diferencia de cotas entre los niveles antes especificados (variables según la localización) y la longitud de trabajo proyectada. En la Figura 5.12 se presentan los detalles para el diseño de los espolones.

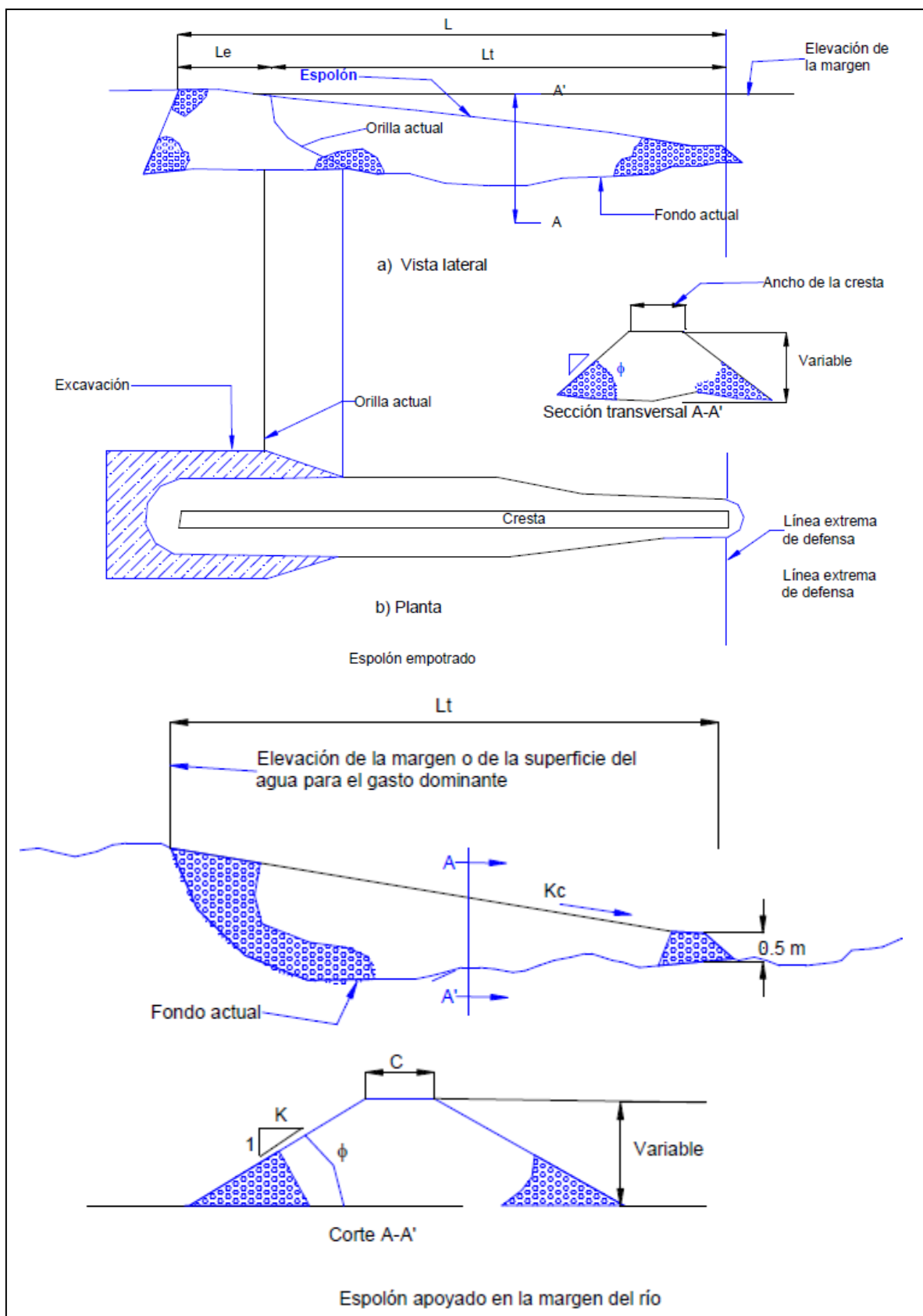


Figura 5.12 Esquema de diseño de Espolones

5.1.4. MODELACIÓN MATEMÁTICA BIDIMENSIONAL

Las herramientas computacionales existentes en la actualidad son un recurso de fácil uso y accesibilidad que proporcionan buenos resultados en el análisis de problemas complejos en el área de la modelación del comportamiento hidráulico y morfológico de cauces fluviales. En los últimos años numerosos modelos de una, dos y tres dimensiones se han desarrollado para la predicción del comportamiento del flujo en canales abiertos.

En el Cuadro 5.6 se presenta una breve descripción de algunos de los modelos disponibles actualmente en una, dos y tres dimensiones desarrollados por entidades comerciales y académicas y que son frecuentemente utilizados para la simulación de los procesos físicos que ocurren en los sistemas fluviales, costeros, lacustres, entre otros.

El modelo hidrodinámico seleccionado para el estudio del río Cauca en el Distrito RUT es el modelo CCHE2D 3.0, creado por el Centro Nacional de Hidrociencia e Ingeniería Computacional (NCCHE) de la Universidad de Mississippi (EEUU). Es un modelo computacional bidimensional (integrado en la profundidad) que resuelve las ecuaciones de conservación que gobiernan los fluidos a lámina libre.

Este modelo cuenta con una interfaz gráfica para la entrada de datos y visualización e impresión de resultados, el motor de cálculo para simulaciones hidrodinámicas y sedimentológicas basado en el Método Eficiente de Elementos Finitos (CCHE-GUI) y una herramienta para generación de mallas (CCHE-MESH).

.

El modelo CCHE2D es un paquete de análisis de última generación para la modelación bidimensional, en régimen no permanente, de flujos turbulentos de ríos, transporte de sedimentos y evaluación de la calidad del agua. El modelo fue diseñado para aplicaciones en las áreas de predicción de erosión del lecho y bancas de ríos tanto para sedimentos uniformes como heterogéneos, migración de meandros y calidad del agua. El modelo

puede ser usado para evaluar el efecto de estructuras hidráulicas tales como diques u otras de protección, en aspectos tanto morfológicos como de calidad del agua de hábitats fluviales.

5.1.4.1. Generador de malla CCHE MESH

Esta herramienta permite construir una red estructurada de nodos para la modelación del terreno con métodos numéricos (a partir de ecuaciones diferenciales parciales), empleando alguno de los métodos de interpolación disponibles (Poisson, Laplace, Laplaciano, y variacional) o con métodos algebraicos para optimizar la distribución global de los nodos.

La elevación del terreno es importada de un archivo donde se especifican las coordenadas (x, y, z) de cada punto. La topografía base se carga en el Generador de Malla para delimitar las fronteras superiores e inferiores del escenario. Estas condiciones de frontera son los límites para la distribución global de los nodos.

5.1.4.2. Simulador Hidrodinámico y Sedimentológico CCHE GUI

En esta interfaz se especifican los parámetros y variables de entrada (nivel inicial del agua, viscosidad de remolino, etc.) en cada uno de los nodos de la malla computacional. Asimismo, después de una simulación, es posible visualizar los resultados (niveles de agua, caudales específicos y velocidades) en cualquiera de los nodos de la malla para todo el periodo simulado.

5.1.4.3. Visualización de resultados

Una vez finalizada una simulación, el CCHE2D-GUI permite al usuario visualizar los resultados hidrodinámicos calculados en cualquier nodo del dominio computacional o a lo largo de alguno de los ejes principales de la malla. Los resultados son graficados como inundaciones, líneas de contorno o una combinación de ambas. Adicionalmente, es

posible visualizar vectores de la velocidad del flujo especificando el tamaño de los vectores y los ejes principales.

En cuanto a la simulación hidrodinámica el usuario puede visualizar resultados del nivel del agua final, dos componentes de velocidad y su magnitud, dos componentes del caudal y su magnitud, las componentes de los esfuerzos cortantes del fondo y la viscosidad.

Cuadro 5.6 Modelos Hidrodinámicos comúnmente usados

MODELOS UNIDIMENSIONALES				
Modelo	Ecuaciones Gobernantes	Capacidades	Limitaciones	Aplicaciones
HEC RAS 4.0	• Ecn. Conservación de la energía (régimen permanente) • Ecn. Onda Dinámica (de Saint Venant) • Ecn. Velocidad de Caída (transporte en suspensión) • Ecn. Continuidad fracción sólida (asociada a régimen permanente) • Método de solución implícito en diferencias finitas • Modelo Desacoplado (transporte sólido y ecuaciones de movimiento)	• Procesos de erosión y depositación • Simula resaltos hidráulicos, puentes, alcantarillas, box culverts, confluencias y desviaciones • Simula procesos erosivos alrededor de estructuras hidráulicas • Considera análisis de planicies de inundación. • Ecuaciones de: Ackers y White, Engelund y Hansen, Laureen, Meyer Meter y Muller, Tofalleti y Yang	• Aún se encuentra en versión de prueba • Pendientes menores al 10% • No simula geometrías complejas de ríos (canales con poca sinuosidad).	
ISIS 2.5 (Open Channel and catchment modeling system)	• Ecn. Conservación de la energía • Ecn. Onda Dinámica (de Saint Venant) • Ecn. Velocidad de Caída (transporte en suspensión) • Ecn. Continuidad fracción sólida (asociada a régimen permanente) • Método de solución implícito en diferencias finitas	• Simula procesos de erosión y depositación. • Análisis morfológico de canales y problemas de sedimentación en ríos y, principalmente, canales de irrigación • Ecuaciones de: Ackers y White, Engelund y Hansen y Westrich-Jurashek	• No permite simular geometrías complejas del canal ni difluencias o confluencias	• Diseño de canales de irrigación y problemas de sedimentación en Pakistán, así como problemas de inundación en los ríos Paraná, Paraguay y Uruguay (www.wallingfordsoftware.com/products/isis)
MIKE 11 (DHI, Water & Environment)	• Ecn. Conservación de la energía • Ecn. Onda Cinemática • Ecn. Onda Difusiva • Ecn. Onda Dinámica (de Saint Venant) • Ecn. Velocidad de Caída (transporte en suspensión) • Ecn. Continuidad fracción sólida • Método de solución Exner transporte de sedimentos	• Simula procesos de erosión y depositación • Operaciones de tanques • Drenaje superficial • Estudio de mareas en zonas costeras • Ecn: Ackers y White, Engelund y Hansen, Engelund y Fredsøe, Smart y Jäeggli, Meyer - Peter & Müller, Yang, Sato Kikkawa Ashida, Lane y Kalinske.	• No simula pérdida de energía por cambios bruscos en la geometría del canal • No simula geometría complejas de ríos (ríos con alta sinuosidad) • Considera superficie del agua en forma horizontal	• De amplio uso en Australia y nueva Zelanda • Simula niveles, calidad de aguas y transportes de sedimentos en estuarios, ríos, sistemas de riego, canales. • Análisis de riesgo de inundaciones, rompimiento de presas, simulación de intrusión salina en ríos y estuarios. • Modelación morfológica de ríos, modelación de sistemas de riego, entre otros (Mishra et al, 2001).
HEC-6	• Ecn. Conservación de la energía • Ecn Conservación masa • Método de solución Exner transporte de sedimentos	• Simula procesos de erosión y depositación a lo largo del perfil del río • Simula redes de drenaje, dragados hidráulicos en canales • Ecuaciones de: Ackers y White, Engelund y Hansen, Meyer Meter y Muller, Tofalleti, Yang, DuBoys, Madden's, Colby, Ariathurai, Krone y Parthenaides.	• No predice corrientes secundarias de flujo o sedimentos. • No simula tte de sedimentos alrededor de islas o difluencias. • No permite simular geometrías complejas del canal ni difluencias o confluencias • Resolución temporal (años)	• Procesos de agradación en embalses; erosión, transporte y sedimentación en cauces aluviales, cortes de meandros, encauzamientos, extracciones de material, etc. (Gee y Thomas, 2005).

MODELOS BIDIMENSIONALES

SMS 9.2 (Surface Water Modeling System))	• Ecn de Navier Stokes integrada en profundidad • Ecn Continuidad fracción sólida • Método de solución implícito en diferencias finitas • Modelo de viscosidad Turbulenta $k - \epsilon$	• Simula procesos de erosión y deposición • Simula procesos a largo plazo (tendencias evolutiva) • Ecuaciones de: Ackers y White, Engelund y Hansen, Meyer Meter y Muller, Yang, Laureen y Garbrecht • Considera formas del lecho: saltos, pozos, cascadas	Es un pre y posprocesador que debe estar acoplado a distintos Modelos (FESWHS, RMA2, RMA4, SED2D-WES, etc).	Análisis integral de flujo a superficie libre, transporte de sedimentos, confluencias y difluencias, migración de contaminantes, intrusión salina, dispersión y propiedades de energía (dirección, magnitud y amplitud) de olas (www.cwrw.utexas.edu/gis/gishyd98/byu/sms/sms.htm)
Bri-Stars (Bridge Stream Tube Model For Alluvial River Simulation)	• Ecn. Conservación de la energía y del momentum • Modelo de tubos de corriente • Modelo de mínima tasa de disipación de energía	• Simula procesos de erosión y deposición a lo largo del perfil del río • Permite resolver geometrías complejas en ríos con información escasa. • Simula ampliación y reducción del ancho del canal debido a procesos erosión y deposición en el canal. • Ecuaciones de: Ackers y White, Engelund y Hansen, Molinas y Wu, Meyer Meter y Muller y Yang	• No tiene interfase grafica (poco amigable) • Gran cantidad de archivos de entrada	• Simula los cambios morfológicos de cauces, perfiles de flujo en canales artificiales sin transporte de sedimento, vertederos y cauces naturales estables • Permite calcular las variaciones de las condiciones hidráulicas y del sedimentos en las corrientes secundarias (Molinas, 2000)
G-Stars (Generalized Stream Tube Model For Alluvial River Simulation)	• Ecn. Conservación de la energía y del momentum • Modelo de tubos de corriente • Modelo de mínima tasa de disipación de energía	• Simula procesos de erosión y deposición longitudinal y transversalmente al canal • Simula procesos de migración de orillas. • Ecuaciones de: Ackers y White, Engelund y Hansen, Meyer Meter y Muller, DuBoys, Wallingford, Laureen, Tofalletti, Parker y Yang	• No tiene interface grafica (poco amigable) • Gran cantidad de archivos de entrada	• Simula los cambios morfológicos de canales naturales • Simula cambios morfológicos en embalses. • Simula formación de deltas de ríos • Permite calcular las variaciones de las condiciones hidráulicas y del sedimento en corrientes secundarias (Yang y Simoes, 2000)
CCHE2D 3.2	• Ecn. Onda Dinámica (de Saint Venant) • Ecn. Continuidad fracción sólida • Considera Longitud de adaptación del sedimento y tres modelos distintos de turbulencia. • Considera teoría de capa de mezcla en varias capas	• Simula procesos de erosión y deposición en el canal • Permite resolver geometrías complejas en ríos con información escasa. • Simula procesos de migración de orillas • Considera Longitud de adaptación del sedimento. • Considera teoría de capa de mezcla en varias capas • Ecuaciones de: Ackers y White, Engelund y Hansen, Meyer Meter y Muller, Wu, Wang y Jia, Laursen y Yang		Ampliamente utilizado en simulación de procesos de migración de meandros, para simular flujo y cambios en el lecho de difluencias y confluencias de ríos, simulación de flujo y cambios del lecho alrededor de estructuras de protección de orillas como espolones, en cauces con escalones en el lecho, etc (Jia y Wang, 1999; Khan y Koshino, 2000; Duan et al, 2001; Scout y Jia, 2005 y Jia et al, 2002; Khan et al, 2000; Jia y Wang; 1999, Jia et al; 2002; Zhang, 2005)

MODELOS BIDIMENSIONALES

MIKE 21C (DHI, Water & Environment)	• Ecn Onda cuasidinámica • Ecn. Onda Dinámica (de Saint Venant) • Ecn. Continuidad fracción sólida • Método de solución de ecuaciones diferenciales en sistema elíptico • Modelo Desacoplado (transporte sólido y ecuaciones de movimiento)	• Simula procesos de erosión y depositación en el canal • Considera formas del lecho (dunas, antidunas, lecho plano, etc.) • Ecuaciones de: Ackers y White, Engelund y Hansen, Engelund y Fredsoe, Meyer Meter y Muller, Smart & Jäeggli, Van Rijn y Yang		• Utilizado en simulación de procesos de migración de meandros, para simular flujo y cambios en el lecho de canales naturales • Simulación de flujos, oleaje, sedimentos, ecología de lagos, ríos, estuarios, bahías, mares y zonas costeras (Talmon, 1992)
SED2D Versión 4.5	• Ecn. Onda Dinámica (de Saint Venant) • Ecn. Continuidad fracción sólida • Modelo Desacoplado (transporte sólido y ecuaciones de movimiento)	• Simula procesos de erosión y depositación en el canal • Puede calcular transporte de sedimentos considerando los efectos de olas y viento • Ecuaciones de: Krone y Ackers y White.	• Solo simula un solo tamaño característico del Sedimento (diferentes tamaños se necesitan distintas corridas) y no simula niveles de agua o velocidades del flujo, para lo cual es necesario acoplarse a un modelo hidrodinámico • No tiene interface grafica • Gran cantidad de archivos de entrada	• Este modelo es usado para modelar cambios morfológicos en lechos de ríos, como es el caso del río Paraná, y el río Apalachicola en el estado de Georgia, USA (Donnell, 2006; Tassi y Vionnet, 2000; Rhapelt y Alexander, 2001)

(Tomado de López, 2011)

MODELOS TRIDIMENSIONALES

SSIIM 2.0 (Sediment Simulation In Intakes UIT Multiblock Option)	• Ecns Navier Stokes • Método de solución a partir de las ecuaciones de advección-difusión para el transporte de sedimentos, usando la formula de Van Rijn • Modelo de viscosidad Turbulenta $k - \varepsilon$	• Simula procesos de erosión y deposición en el canal • Ecuaciones de: Ackers y White, Engelund y Hansen, Van Rijn , Yang, Einstein y Sheng y Hung's	• No tiene interface grafica • Gran cantidad de archivos de entrada • Viscosidad cinemática y temperatura son fijas. • No puede ser aplicado en ambientes costeros	• Simula transporte de sedimentos en lecho móvil para geometrías complejas de canales y distintos tamaños del sedimento, simula además, carga de fondo y en suspensión, cambios en la elevación del lecho, gradación hidráulica entre otros (Olsen, 2005).
CH3D-SED (Curvilinear Hydrodynamic s in 3 Dimensions)	• Aproximación de Reynolds para la ecuación de conservación de masa y momentum • Ecn. Continuidad fracción sólida • Modelo de viscosidad Turbulenta $k - \varepsilon$	• Simula procesos de erosión y deposición en ríos, lagos, embalses, estuarios o ambientes costeros diámetro partículas ,etc)	• Su principal limitación es la complejidad del modelo a la hora de la simulación de un caso particular, por lo que sus creadores recomiendan un experto en el modelo para llevar a cabo la simulación	• Análisis de dragados hidráulicos, evolución de canales aluviales, comportamientos de estructuras hidráulicas en canales naturales, entre otros (Rhapelt y Alexander, 2001; Cerco et al , 1993).
DELFT-3D	• Ecns Navier Stokes • Ecn. Conservación de la energía y del momentum • Ecn. Continuidad fracción sólida • Método de solución implícito en direcciones alternantes	• Simula procesos de erosión y deposición en ríos y estuarios o ambientes costeros • Simula niveles de flujo, ondas mareales, y calidad del agua de corrientes, Tsunamis, intrusión salina entre otros. • Ecuaciones de: Engelund y Hansen, Van Rijn , Meyer Peter y Muller, Bailard y Bijker	• No permite geometrías complejas del canal ni difluencias o confluencias	• Principalmente para simular procesos químicos, biológicos y físicos en estuarios y zonas costeras (Delft, 2005).
CCHE3D	• Ecn. Reynolds • Ecn. Continuidad fracción sólida • Considera Longitud de adaptación del sedimento y tres modelos distintos de turbulencia. • Considera teoría de capa de mezcla en varias capas • Método de solución de Elementos Eficientes	• Simula procesos de erosión y deposición en el canal • Permite resolver geometrías complejas en ríos con información escasa. • Simula procesos de migración de orillas • Considera teoría de capa de mezcla en varias capas • Ecuaciones de: Ackers y White, Engelund y Hansen, Meyer Meter y Muller, Wu, Wang y Jia, Laursen y Yang		• Procesos de erosión y sedimentación en río, zonas costeras, estratificación térmica, transporte de contaminantes y análisis de calidad de agua (Kodama et al , 1996; Simoes y Wang, 1996; Wang y Zhou, 1996 y Kitamura et al , 1999)

6. MODELACIÓN MATEMÁTICA Y CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN

Para determinar el comportamiento hidrodinámico del río Cauca en el sector de Candelaria para crecientes correspondientes al caudal formativo (periodo de retorno de 2.33 años) y los periodos de retorno de 30 y 100 años se realizó la modelación matemática hidrodinámica bidimensional utilizando el modelo CCHE2D. Los resultados de esta simulación fueron utilizados para el cálculo de la posible socavación del cauce y posteriormente para el diseño de la obra de protección de la margen izquierda del río en este sector.

6.1. MODELACIÓN MATEMÁTICA BIDIMENSIONAL

Se presentan a continuación los resultados de la modelación hidráulica bidimensional del río Cauca en el tramo de la estación de bombeo de Candelaria, Distrito de Riego RUT. Los escenarios evaluados en cada tramo corresponden al caudal formativo (Q_{FORM}) y los caudales máximos con periodos de retorno de 30 y 100 años.

6.1.1. Información hidrológica

Los tres escenarios modelados corresponden a los caudales con periodo de retorno de 2.33, 30 y 100 años, los cuales se presentan en el Cuadro 6.1, Los niveles de agua fueron determinados mediante la aplicación del modelo matemático unidimensional (MIKE 11).

Cuadro 6.1 Condiciones hidrológicas en el río cauca para los escenarios modelados en el Sector de Candelaria

Tr_{100}		Tr_{30}		Tr_{FORM}	
$Q \text{ (m}^3/\text{s)}$	$H \text{ (m)}$	$Q \text{ (m}^3/\text{s)}$	$H \text{ (m)}$	$Q \text{ (m}^3/\text{s)}$	$H \text{ (m)}$
1518.3	912.3	1283.5	911.7	846.6	909.1

6.1.2. Información de topografía y batimetría

El tramo modelado tiene una longitud aproximada de 1680 m, el cual está comprendido desde la madreveja (Remolinos que se encuentra 1250 m aguas arriba de la estación de bombeo Candelaria), y un tramo de 430 m aguas abajo de este mismo punto. El sector con alta tasa de erosión marginal se encuentra inmediatamente aguas abajo de la estación, que corresponde a un sector casi recto al final de un tramo curvo del río con radio de curvatura de 260 m. En este sector la berma se ha disminuido hasta valores menores a los 30 m desde la corona del dique existente, situación que amenaza la integridad del dique de protección del Distrito de Riego. En este tramo el cauce principal del río Cauca tiene un ancho medio de 120 m y una profundidad media de 9.5 m.

La modelación bidimensional del tramo de Candelaria se efectuó empleando la información batimétrica y topográfica levantada durante las campañas de campo realizadas durante el proyecto realizado por la Universidad del Valle para la CVC en el mes de abril de 2011. En la Figura 6.1 se presenta la información topográfica y batimétrica de este tramo.

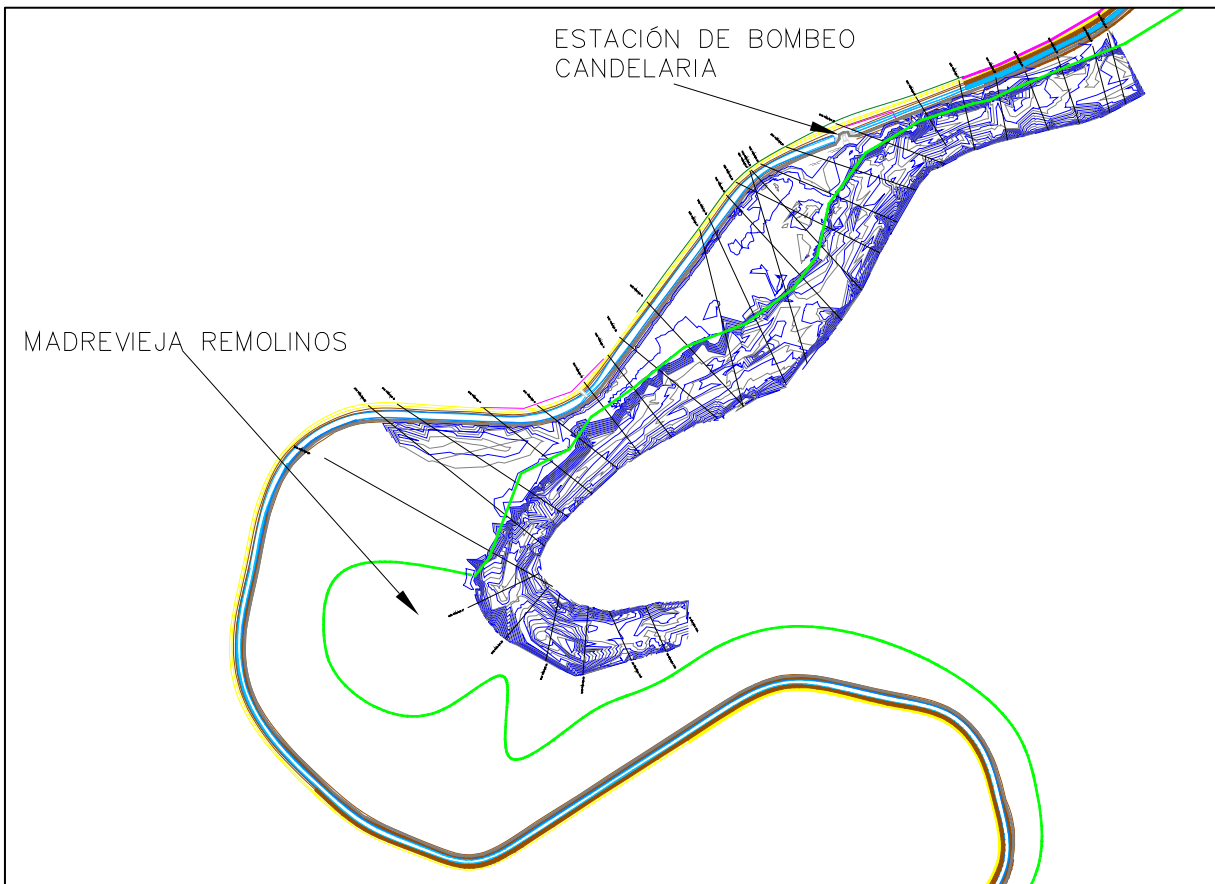


Figura 6.1 Topografía y batimetría sector Candelaria. Distrito de riego RUT

6.1.2.1. Esquematización del modelo computacional

A partir de la información de topografía y batimetría se esquematizó el tramo con un solo bloque compuesto por una malla de 2000 nodos (20i x 100j)

La frontera superior del modelo fue establecida con base en los caudales máximos para los periodos de retorno de 30 y 100 años y el caudal dominante. Por su parte, la frontera inferior del tramo fue establecida por los niveles de agua correspondientes a cada uno de esos caudales, estos datos se obtuvieron del modelo calibrado del río Cauca con el MIKE 11 proporcionado por el grupo HIDROMAR de la Universidad del Valle. El coeficiente de rugosidad de Manning fue definido con un valor de $0.032 \text{ s/m}^{1/3}$ en el cauce principal y $0.070 \text{ s/m}^{1/3}$ en el resto del dominio computacional (bermas).

6.1.2.2. Evaluación de los Escenarios

El primer escenario modelado corresponde a la condición de caudal dominante o formativo que puede considerarse como el caudal correspondiente al periodo de retorno $Tr=2.33$ años (Maza, 1996), con un caudal de $846 \text{ m}^3/\text{s}$ en la frontera aguas arriba y un nivel de agua en la frontera aguas abajo del tramo con valor de 909.1 msnm . Los resultados más importantes en relación con la distribución de velocidades se presentará en la Figura 6.2, siendo los máximos valores en la zona con erosión más intensa del orden de 1.63 m/s y niveles máximos de agua de 910.54 msnm .

En el segundo escenario se evaluó el nivel del agua y el campo de velocidades en el río Cauca para un caudal de $1283.5 \text{ m}^3/\text{s}$ ($Tr = 30$ años) y su nivel de agua correspondiente en la frontera aguas abajo del modelo (911.66 msnm). La distribución de velocidades obtenida presenta la misma tendencia que en el primer escenario; sin embargo, como era de esperarse los niveles de agua y el área inundada son mayores que en el primero (Figura 6.3). La velocidad máxima calculada en una sección transversal localizada al frente de la zona erosionada fue de 1.95 m/s y el nivel de agua máximo de 912.12 msnm .

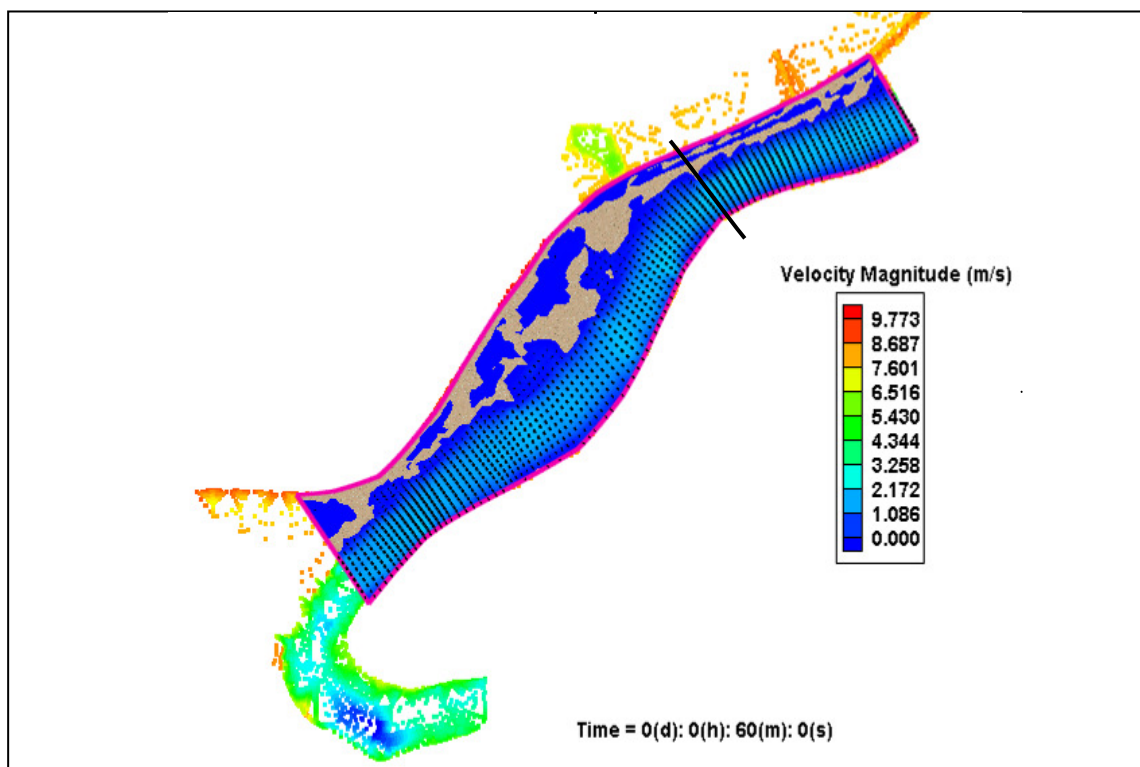


Figura 6.2 Campo de velocidades en el sector de Candelaria para el caudal dominante

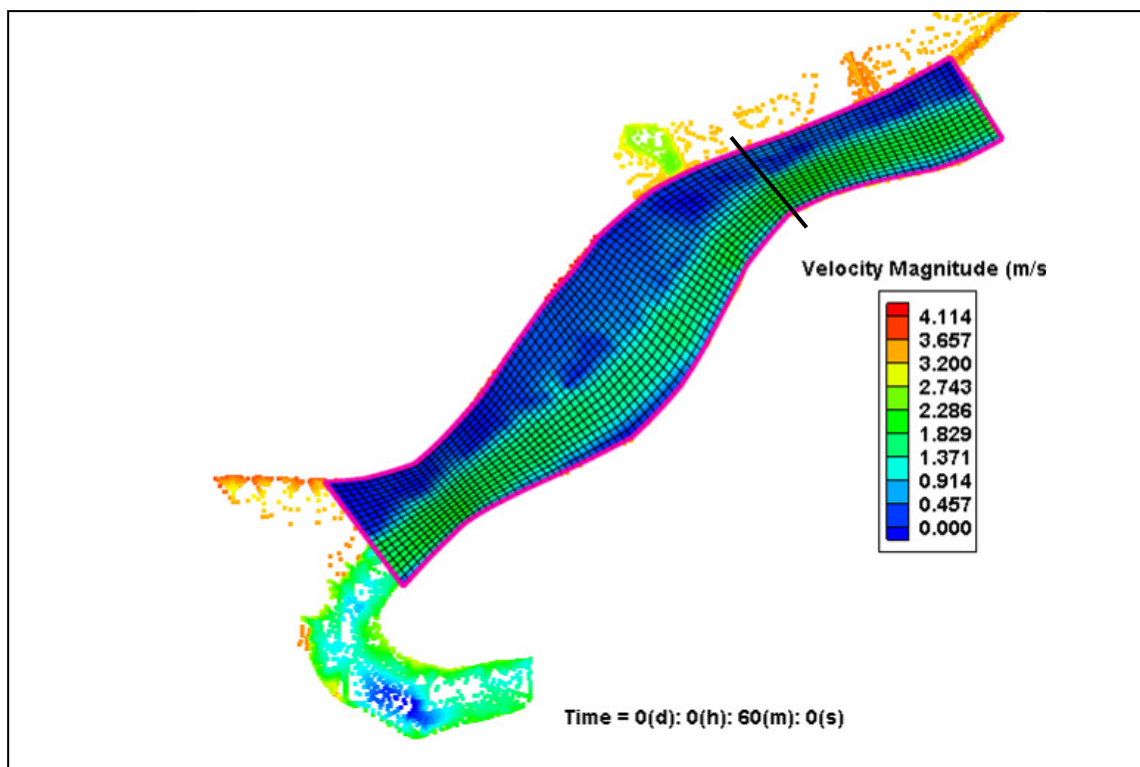


Figura 6.3 Campo de velocidades en el sector de Candelaria para el caudal con $T_r=30$ años

El tercer escenario modelado fue el correspondiente a una creciente en el río Cauca con periodo de retorno de 100 años (Caudal igual a $1518 \text{ m}^3/\text{s}$) y un nivel de agua en la frontera aguas abajo de 912.26 msnm. Bajo estas condiciones se calcularon las mayores velocidades y profundidades de flujo. En este caso la velocidad del agua en la zona donde se presenta la mayor erosión de la margen izquierda es del orden de 2.11 m/s y el nivel de agua máximo de 912.22 msnm.

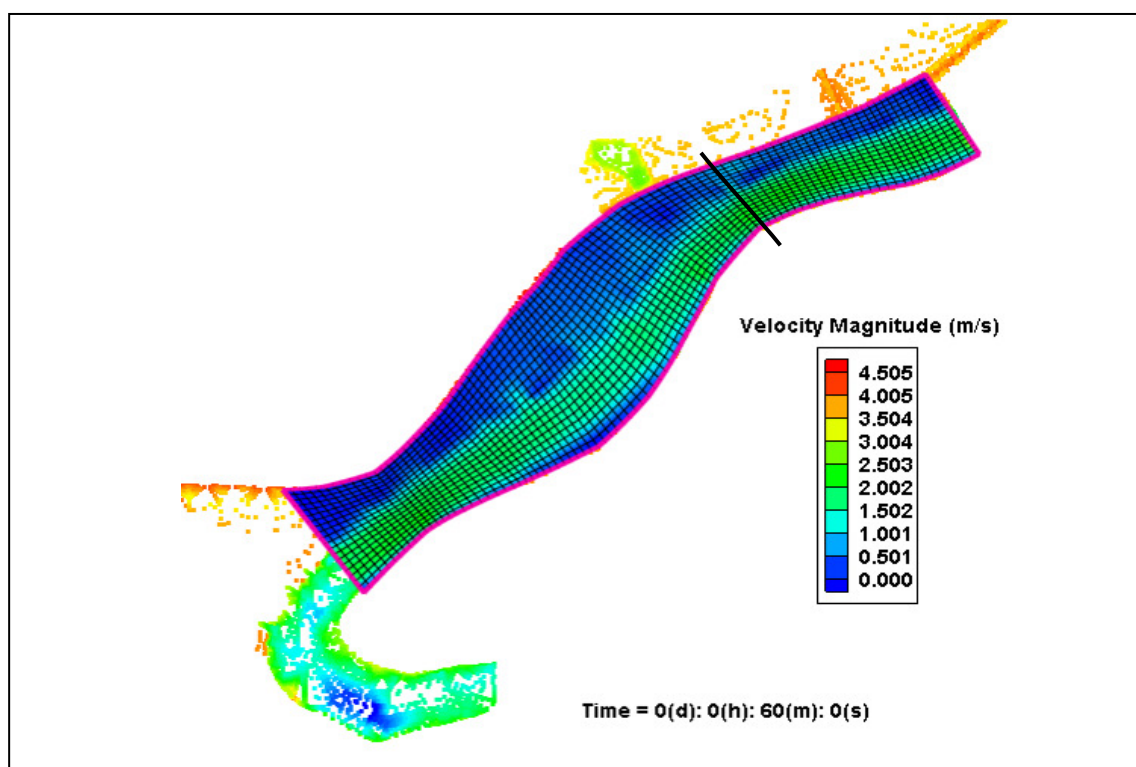


Figura 6.4 Campo de velocidades en el sector de Candelaria para el caudal con $T_r=100$ años

En la Figura 6.5 se presentan los valores de la velocidad calculada en una sección transversal localizada en la zona que presenta mayor evidencia de erosión de la berma. Como es de esperarse, la velocidad del agua aumenta con el aumento de la magnitud del evento; por lo tanto, para el caudal correspondiente al periodo de retorno de 100 años el máximo valor de velocidad calculado es de 2.11 m/s, mientras que para el escenario correspondiente al caudal dominante la velocidad máxima calculada es de 1.63 m/s.

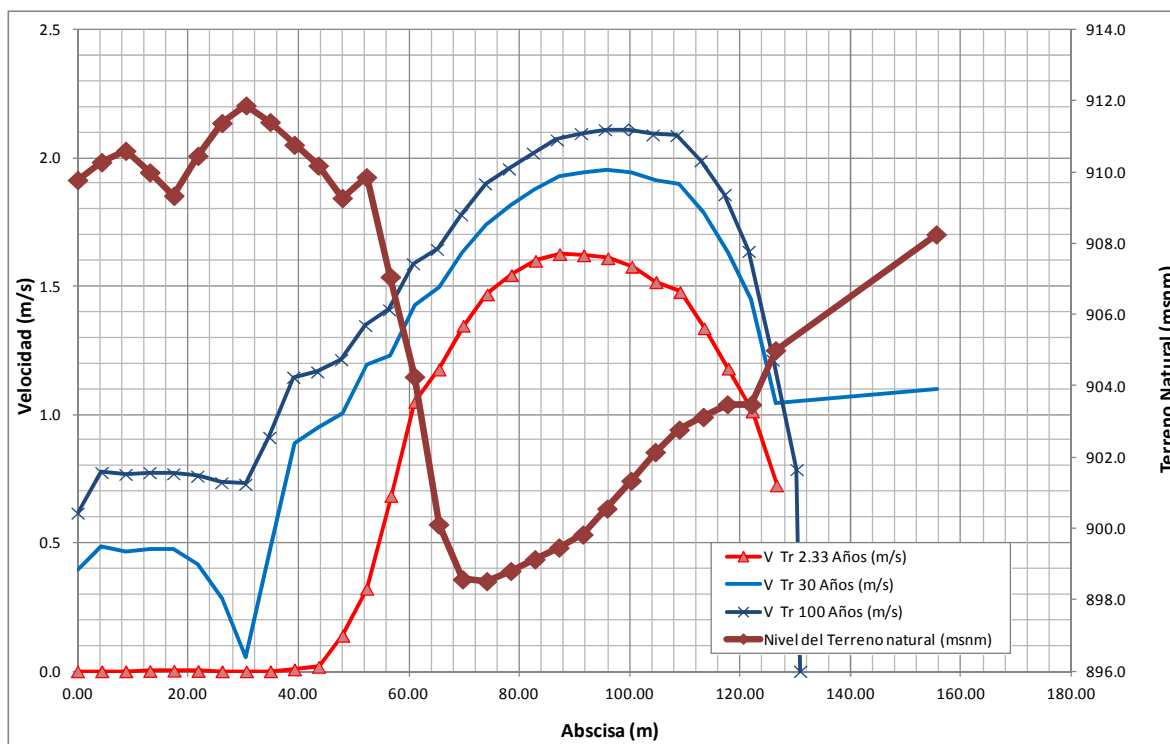


Figura 6.5 Velocidad del agua calculada para diferentes crecientes en el río Cauca, Sector Candelaria en el Distrito de riego RUT

6.2. CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN TOTAL EN EL SECTOR DE CANDELARIA

En este ítem se calcula la socavación total esperada en varias secciones transversales del cauce del río Cauca en el tramo de estudio, la socavación total corresponde a la suma de la socavación general debido al paso de una determinada creciente (con periodo de retorno de 100 años) y, la socavación local que se puede producir por la acción de la corriente sobre una obra civil, un obstáculo dentro del cauce y la experimentada en el lado externo de la curva de un meandro.

6.2.1. SOCAVACIÓN GENERAL

Se calculó la socavación general para los escenarios con periodos de retorno de 30 y 100 años utilizando las formulaciones de Lischtvan – Lebediev y Maza - García Flores. El material de fondo se considera material no cohesivo con diámetro medio de 0.35 mm. En

el Cuadro 6.2 se presentan los parámetros necesarios para el cálculo de la socavación. Los métodos de cálculo ya fueron descritos en el Marco Teórico (Capítulo 4).

Cuadro 6.2 Parámetros necesarios para el cálculo de la socavación general

Parámetros	Valores	
Periodo de retorno (años)	30	100
Nivel de agua (msnm)	911.7	912.3
Caudal (m^3/s)	1283.5	1518.3
β	0,94	0,99
$(1/(1+x))$	0.71	0.71

Se tomaron en cuenta las secciones transversales localizadas después de la estación de bombeo de Candelaria (secciones 25 a la 29) debido a que este tramo es el que tiene el mayor retroceso de la banca.

En el Cuadro 6.3 se presentan los valores de la socavación general estimada para los escenarios con periodo de retorno de 30 y 100 años, se debe señalar que la sección 25 se localiza justo al frente de la estación de bombeo, y presenta un ancho mucho mayor y una profundidad de valor bajo comparado con las demás secciones transversales (ver Cuadro 6.3); la diferencia en la geometría del cauce con respecto a las demás secciones del tramo, de acuerdo con los resultados, puede generar una socavación menor a la que podría presentarse en las otras secciones del tramo. Por esta razón; los resultados obtenidos en la sección 25 no se tuvieron en cuenta para estimar la socavación general media en el tramo.

Los resultados obtenidos reflejan la alta sensibilidad que presenta la formulación de Lischtvan – Lebediev al cambio del diámetro medio de las partículas de fondo; por ejemplo, para un diámetro medio de 0.25 mm la socavación promedia calculada es de 5.27 m, mientras que para un diámetro medio igual a 0.5 mm el resultado es de 3.22 m, esto es una diferencia de 2.04 m. En cambio, con la formulación de Maza - García Flórez se obtienen resultados de socavación más bajos y el diámetro medio del material de fondo

no es tan determinante en los resultados, para Dm igual a 0.25 mm la socavación estimada es de 3.38 m y para Dm igual a 0.5 mm la socavación es de 2.74m, la diferencia es de sólo 0.64 m.

Para determinar la socavación general que puede ocurrir al paso de una creciente con periodo de retorno de 100 años se calculó el promedio de la socavación general que puede ocurrir en el tramo: para un diámetro medio del material de fondo de 0.35 mm es igual 4.24 m con Lischtván – Lebediev y de 3.05 m con el método de Maza y García. Se estimo finalmente, una socavación general promedio de 3.60 m para el sector de Candelaria (valor promedio de las profundidades de socavación obtenidos por medio de las dos formulaciones).

Cuadro 6.3 Resultados del cálculo de socavación general

Secc	Método	Tr (años)	Ancho (m)	Area (m ²)	Prof max (m)	Diámetro medio (mm)					
						0.25	0.3	0.35	0.4	0.45	0.5
25	Lischtván – Lebediev	30	118.10	1099.09	9.50	2.61	2.16	1.78	1.47	1.20	0.97
	Maza y García (1978)					2.51	2.38	2.27	2.18	2.10	2.03
	Lischtván – Lebediev	100	118.10	1169.95	9.50	3.13	2.63	2.21	1.87	1.58	1.32
	Maza y García (1978)					2.91	2.75	2.62	2.52	2.43	2.35
26	Lischtván – Lebediev	30	100.00	897.66	13.67	4.25	3.74	3.33	2.98	2.68	2.42
	Maza y García (1978)					2.88	2.73	2.60	2.50	2.41	2.34
	Lischtván – Lebediev	100	100.00	957.66	13.67	4.95	4.39	3.94	3.55	3.22	2.93
	Maza y García (1978)					3.35	3.17	3.02	2.90	2.80	2.71
27	Lischtván – Lebediev	30	99.00	901.77	13.21	4.40	3.88	3.45	3.10	2.79	2.53
	Maza y García (1978)					2.93	2.77	2.64	2.54	2.45	2.37
	Lischtván – Lebediev	100	100.00	962.07	13.21	5.03	4.46	4.00	3.61	3.28	2.99
	Maza y García (1978)					3.36	3.18	3.04	2.91	2.81	2.72
28	Lischtván – Lebediev	30	100.00	822.52	10.75	5.22	4.70	4.26	3.92	3.62	3.35
	Maza y García (1978)					2.90	2.75	2.62	2.52	2.43	2.35
	Lischtván – Lebediev	100	101.00	884.98	10.75	5.79	5.23	4.77	4.39	4.06	3.77
	Maza y García (1978)					3.34	3.16	3.01	2.89	2.79	2.70
29	Lischtván – Lebediev	30	97.00	899.40	9.24	4.60	4.07	3.63	3.27	2.95	2.68
	Maza y García (1978)					3.00	2.84	2.71	2.60	2.51	2.43
	Lischtván – Lebediev	100	97.00	957.60	9.24	5.30	4.72	4.23	3.84	3.49	3.19
	Maza y García (1978)					3.48	3.29	3.14	3.01	2.91	2.82
prom (1)	Lischtván – Lebediev	30	99.00	880.34	11.72	4.62	4.10	3.67	3.32	3.01	2.74
	Maza y García (1978)					2.93	2.77	2.64	2.54	2.45	2.37
	Lischtván – Lebediev	100	99.50	940.58	11.72	5.27	4.70	4.24	3.85	3.51	3.22
	Maza y García (1978)					3.38	3.20	3.05	2.93	2.83	2.74

(1) Promedio entre las secciones transversales No. 26 al 29

6.2.2. CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN EN CURVA

El tramo de estudio se encuentra al final de una curva con radio de 260 m, la orilla izquierda del cauce resulta afectada por el efecto de la curva, por lo cual en este caso se considera importante calcular la socavación debido a la curva. Para este estudio se utilizó la formulación de Bendegom-Nedeco.

Los parámetros como el ancho del canal y el radio hidráulico que se utilizan para el cálculo de la socavación por el efecto de la curva corresponden a un escenario con caudal dominante o formativo. En el Cuadro 6.4 se presentan los valores usados en los cálculos.

Cuadro 6.4 Parámetros para el cálculo del transporte de sedimentos y socavación en curva

Parámetro	Valor
Radio de Curvatura (m)	260
Radio Hidráulico (m)	6.6
Ancho (m)	98.5
Diámetro medio del material del cauce(m)	0.00035
$Q_{dominante}$ (m ³ /s)	846.62
Nivel de agua (msnm)	909.1
S_b (m ³ /año)	20580

Para el cálculo de la Carga de fondo se optó por aplicar la fórmula obtenida en la Fase I del proyecto PMC en la estación San Francisco (Toro).

Cálculo de la socavación debido a la curva.

Los cálculos de la socavación en la curva aplicando el método de Bendegom-Nedeco se presentan en el Cuadro 6.5. En la Figura 6.6 se muestra una comparación entre la sección actual y la sección calculada con este método. La socavación debido a la curva calculada es de 1.44 m que se considera razonable para un tramo de río con estas características.

Cuadro 6.5 Cálculo de la socavación en curva con la fórmula de Bendegom-Nedeco

Franja	Ri (m)	Hi	Qi (m ³ /s)	Si (m ³ /año)	Franja	Ri (m)	Hi	Qi (m ³ /s)	Si (m ³ /año)
1	200.0	5.2	2.1	4.0	46	245.0	9.1	5.2	39.7
2	201.0	5.3	2.1	4.2	47	246.0	9.2	5.3	42.0
3	202.0	5.3	2.1	4.4	48	247.0	9.3	5.5	44.4
4	203.0	5.4	2.2	4.7	49	248	9.45	5.60	47.0
5	204.0	5.4	2.2	4.9	50	249	9.58	5.73	49.7
6	205.0	5.5	2.3	5.1	51	250	9.71	5.86	52.6
7	206.0	5.6	2.3	5.4	52	251	9.85	6.00	55.8
8	207.0	5.6	2.4	5.6	53	252	9.99	6.14	59.1
9	208.0	5.7	2.4	5.9	54	253	10.13	6.29	62.6
10	209.0	5.8	2.5	6.2	55	254	10.28	6.44	66.4
11	210.0	5.8	2.5	6.5	56	255	10.42	6.59	70.4
12	211.0	5.9	2.6	6.8	57	256	10.57	6.75	74.7
13	212.0	6.0	2.6	7.2	58	257	10.73	6.92	79.2
14	213.0	6.1	2.7	7.6	59	258	10.89	7.09	84.1
15	214.0	6.1	2.7	7.9	60	259	11.05	7.27	89.4
16	215.0	6.2	2.8	8.3	61	260	11.21	7.45	95.0
17	216.0	6.3	2.8	8.8	62	261	11.38	7.63	101.0
18	217.0	6.4	2.9	9.2	63	262	11.55	7.83	107.4
19	218.0	6.4	2.9	9.7	64	263	11.73	8.03	114.3
20	219.0	6.5	3.0	10.2	65	264	11.91	8.24	121.7
21	220.0	6.6	3.1	10.7	66	265	12.09	8.45	129.6
22	221.0	6.7	3.1	11.2	67	266	12.28	8.67	138.1
23	222.0	6.7	3.2	11.8	68	267	12.48	8.90	147.3
24	223.0	6.8	3.3	12.4	69	268	12.67	9.13	157.1
25	224.0	6.9	3.3	13.1	70	269	12.88	9.38	167.7
26	225.0	7.0	3.4	13.8	71	270	13.08	9.63	179.1
27	226.0	7.1	3.5	14.5	72	271	13.30	9.90	191.3
28	227.0	7.2	3.5	15.2	73	272	13.52	10.17	204.6
29	228.0	7.3	3.6	16.0	74	273	13.74	10.45	218.9
30	229.0	7.4	3.7	16.9	75	274	13.97	10.74	234.3
31	230.0	7.5	3.8	17.8	76	275	14.21	11.05	251.0
32	231.0	7.6	3.9	18.7	77	276	14.45	11.36	269.0
33	232.0	7.6	3.9	19.7	78	277	14.70	11.69	288.6
34	233.0	7.7	4.0	20.8	79	278	14.95	12.03	309.7
35	234.0	7.8	4.1	21.9	80	279	15.22	12.39	332.7
36	235.0	7.9	4.2	23.1	81	280	15.49	12.76	357.6
37	236.0	8.1	4.3	24.4	82	281	15.76	13.14	384.7
38	237.0	8.2	4.4	25.7	78	277	14.70	11.69	288.6
39	238.0	8.3	4.5	27.1	TOTAL				20,580.0
40	239.0	8.4	4.6	28.6	Parámetros de ajuste i_0 (m/m) 1.80E-05 h_0 (m) 13.1 Socavación (m) 1.44				
41	240.0	8.5	4.7	30.2					
42	241.0	8.6	4.8	31.9					
43	242.0	8.7	4.9	33.7					
44	243.0	8.8	5.0	35.6					
45	244.0	8.9	5.1	37.6					

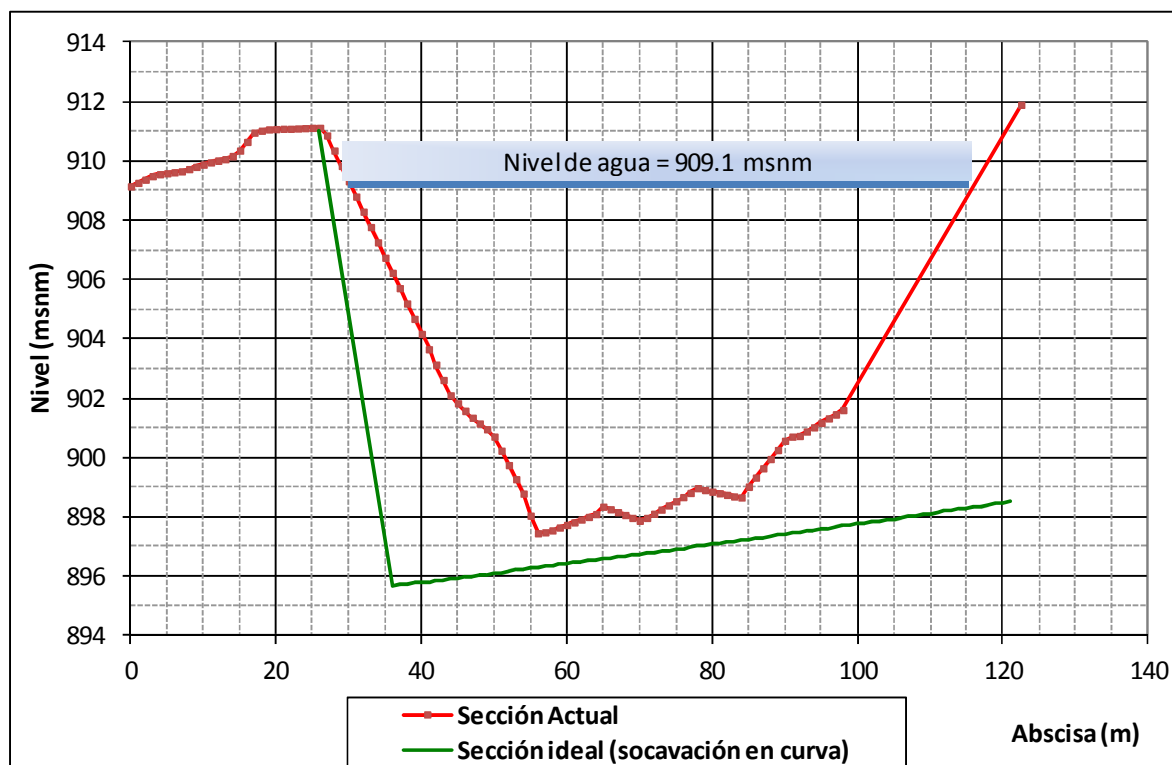


Figura 6.6 Sección actual en el sector de Candelaria vs Sección ideal con socavación en curva (Bendegom-Nedeco)

SOCAVACIÓN TOTAL

La socavación total se calcula como la suma entre la socavación general y la socavación local debido a la curva, en el caso de diseñar estructuras que se ubiquen transversales al flujo es necesario sumar la socavación local debido a la estructura, por el momento en el siguiente Cuadro se presenta la socavación total sin estrechamiento de la sección causada por una obra transversal.

Socavación General (m)	Socavación Local (m)	Socavación total (m)
3.6	1.44	5.04

7. PREDIMENSIONAMIENTO DE LAS OBRAS QUE PUEDEN SER IMPLEMENTADAS PARA LA PROTECCION DE ORILLAS EN SECTOR DE CANDELARIA

En este capítulo se presenta la selección y el predimensionamiento de las posibles alternativas de protección de la orilla izquierda del río Cauca en el sector de Candelaria. Las obras seleccionadas se predimensionarán de tal forma que permita realizar un análisis más detallado y así escoger la obra de protección que más convenga desde los puntos de vista técnico, económico y ambiental.

Las alternativas de protección de orillas son las siguientes:

1. Recuperación de la orilla con Paneles sumergidos
2. Protección de la Orilla con colchacreto
3. Cortina de pilotes de concreto con geotubos
4. Protección de la orilla con bloques de concreto (Dolos)

7.1. LONGITUD DE PROTECCIÓN

La longitud de protección se definió con el análisis de la información del levantamiento topobatimétrico de la zona y se verificó a partir de una visita de campo a la estación de Candelaria en donde se recorrió la orilla del río hasta donde las condiciones del terreno lo permitieron. Como resultado se definió que este tramo del río requiere una protección con longitud total de 550 m. En la siguiente Figura se presenta una vista en planta de la zona a proteger.

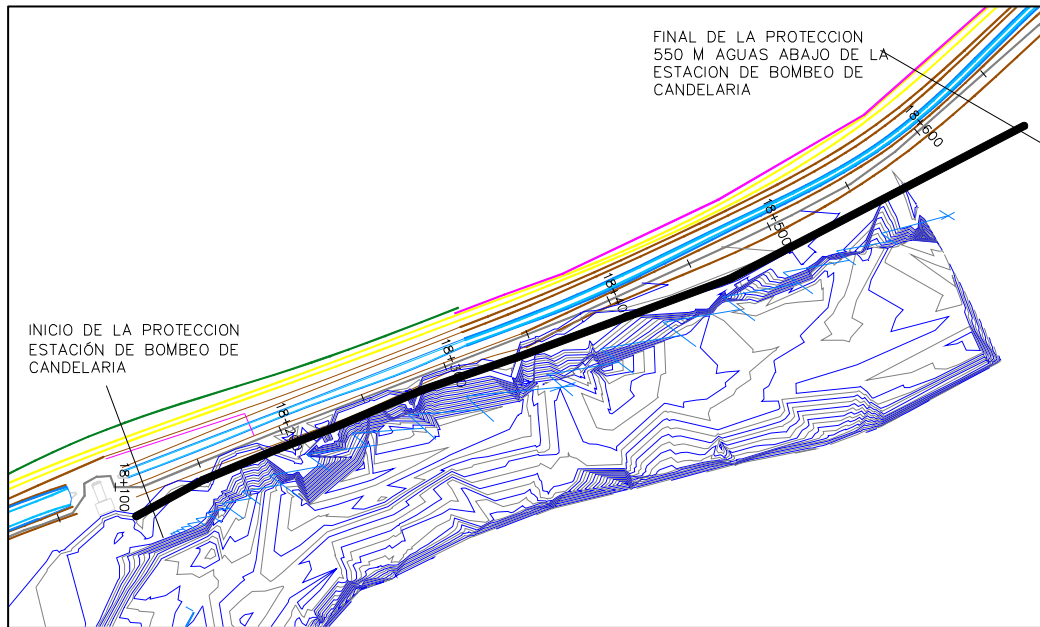


Figura 7.1 Longitud de protección. Margen izquierda del río Cauca sector Candelaria en el Distrito de riego RUT

7.2. RECUPERACIÓN DE LA BANCA CON PANELES SUMERGIDOS

A continuación se presenta el diseño de paneles sumergidos para la margen izquierda del río Cauca en el sector de Candelaria del Distrito de riego RUT.

El caudal de banca llena, el ancho promedio, la profundidad, la pendiente, la velocidad del flujo y el diámetro medio del material de fondo son:

Q_{bLL}	846.62
b	98.5 m
d_0	10.1 m
S	0.0002 m/m
U_0	1.63 m/s
D	0.35 mm
R_c	260 m

El parámetro de Resistencia del material es $m = kU_0 / \sqrt{gSd}$ Donde k es la constante de von Karman ≈ 0.4 , luego m es igual:

$m = (0.4)(1.63) / \sqrt{(9.8)(0.00018)(10.1)} = (H_0 / d_0) \text{ y } (H_0 / L)$. Que corresponde a un factor de fricción de Darcy . Weisbach de

$$f = 8k^2 / m^2 = 0.06$$

El número de Froude del sedimento es:

$$F_D = U_0 / \sqrt{gD} = (1.63) / \sqrt{(9.81)(0.35 \times 10^{-3})} = 27.8$$

El sistema de paneles debe diseñarse para modificar el campo de flujo, disminuir la velocidad de flujo cerca de la banca y modificar la sección transversal de forma que la mayor profundidad de flujo ocurra en el centro de la misma.

Para tener una sección transversal estable, los paneles deben ser dispuestos para promover la deposición de los sedimentos a lo largo de la berma izquierda del río. La profundidad de flujo en la berma d_v debe ser menor que el promedio de la profundidad de flujo en el canal d_0 . El ancho de la berma b_1 con una elevación $(d_0 - d_v)$ por encima del nivel de fondo debe crear una profundización de la porción central del canal del orden de:

$$d_c - d_0 = \frac{2b_1}{b - 2b_1} (d_0 - d_v)$$

En donde d_c = Profundidad de flujo en porción central del canal.

En la Figura 7.2 se muestra la sección transversal típica en el tramo de estudio y también el perfil de la berma proyectada. A partir de esta información se determina que la profundidad y ancho de la berma proyectada es la siguiente:

$$d_v = 6.5 \text{ m}$$

$$b_1 = 41 \text{ m}$$

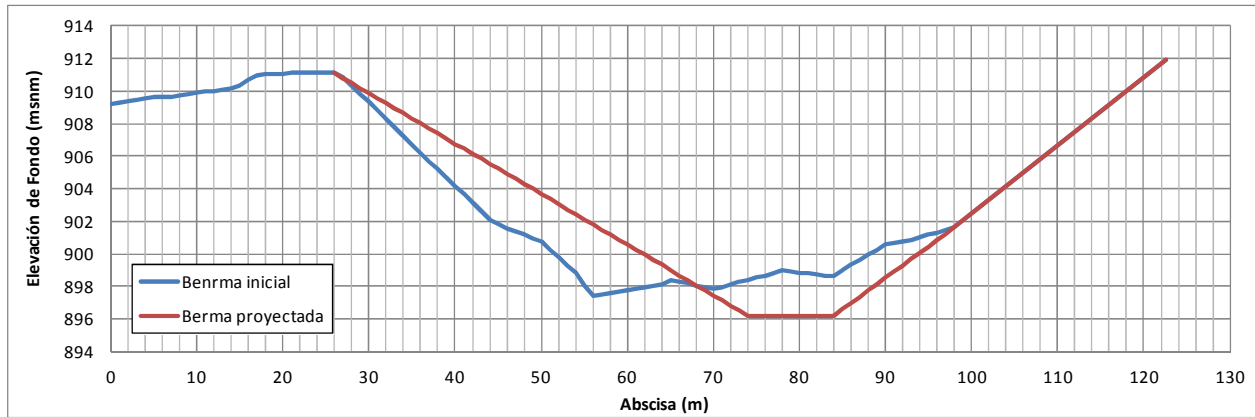


Figura 7.2 Sección Típica en el tramo del río Cauca Sector Candelaria. Berma Inicial vs. Berma proyectada

Para crear una berma de 6.5 m de altura y 41 m de ancho al lado izquierdo del canal, la parte central debe ser:

$$d_c - d_0 = \frac{2(41)}{98.5 - 2(41)}(6.5) = 4.96 \text{ m}$$

Esto deber ser suficiente para asegurar que el rio mantiene una parte central más profunda.

La relación profundidad – Ancho es $d_0 / b = (10.1) / (98.5) = 0.102$, El gráfico apropiado es aquel preparado para $d_0 / b = 0.1$ ver Figura 7.3.

Posteriormente se seleccionan las dimensiones de los paneles, en cuanto a la altura H_0 , la longitud L , y el ángulo de ataque con respecto a la dirección del flujo β° , con estos valores se ingresa a la Figura 7.2 para $F_D = 23.4$ y $m = 4$ y se determinan los demás parámetros de diseño.

La metodología para el diseño de los paneles según lo describe el autor consiste en realizar varias combinaciones de altura H_0 , la longitud L , y el ángulo de ataque con respecto a la dirección del flujo, la mejor opción de diseño se escoge mediante la evaluación de las combinaciones con la aplicación del modelo Computacional BVANE que es un software “no libre” desarrollado en la Universidad de Iowa por el profesor A. J Odgaard.

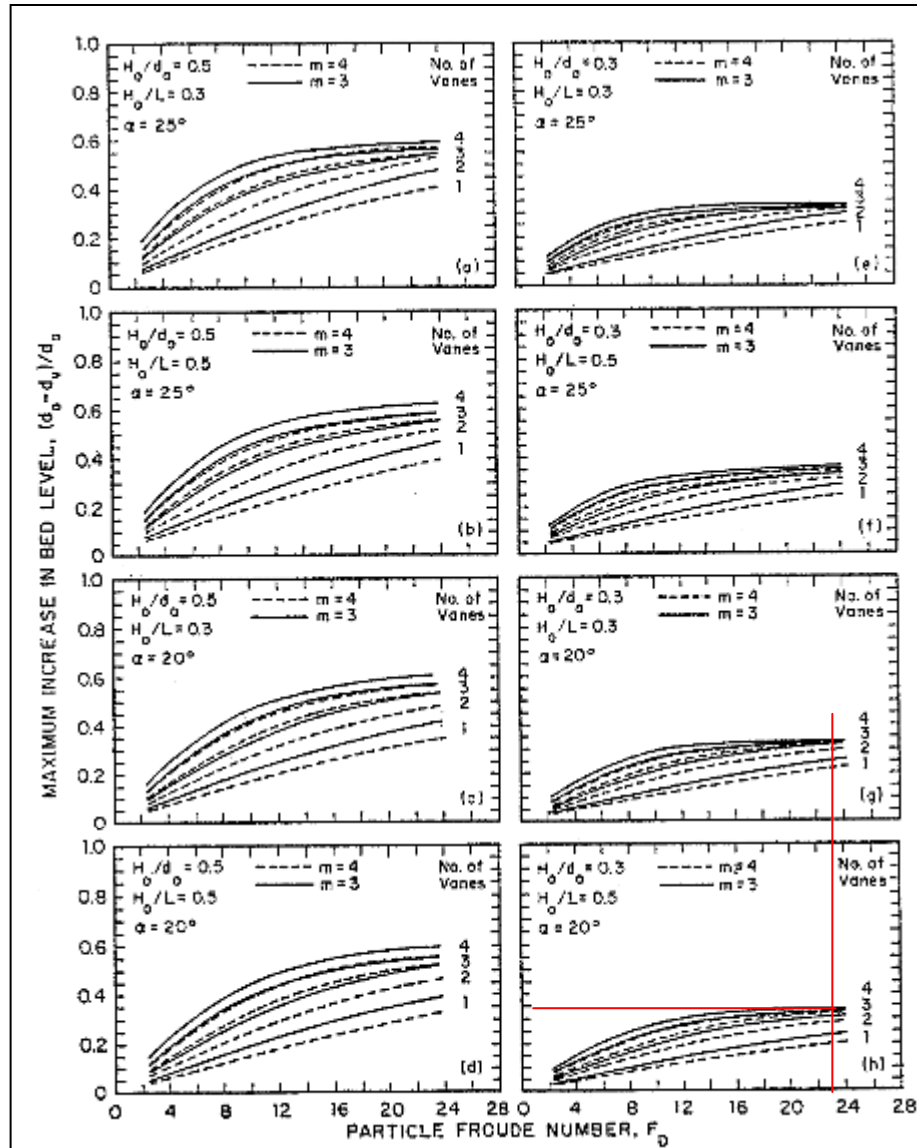


Figura 7.3 Cálculo del panel para producir el máximo incremento en el nivel de fondo a lo largo de la banca. $d_0/b=0.1$ y $\delta_n=3H_0$, $\delta_s=15H_0$, y $\delta_b=1.5d_0$ (tomado de IIHR, 1990)

En este informe se realiza el diseño de los paneles para una sola combinación, puesto que no se cuenta con el programa BVANE.

Si se selecciona un tamaño de panel $H_0=3m$ y $L=6m$ entonces $H_0/d_0=3/10.=0.3$ y $H_0/L=3/6=0.5$ y $\beta=20^\circ$, entonces, se debe utilizar la figura 7.2h para el conjunto de tres paneles. El espaciamiento entre paneles debe ser $\delta_n=3H_0=9m$, y la distancia de la banca al

panel es $\delta_b = 1.5d_0 = 15m$. El espaciamiento longitudinal es $\delta_s = 15H_0 = 45m$ y el incremento en el nivel de fondo en la banca debe ser $(d_0 - d_v) = 0.4d_0 = 4.1m$.

Para obtener un desarrollo de la berma a lo largo de los 550 metros lineales de protección se deben usar al menos 3 líneas en el sistema de paneles en el lado izquierdo del canal.

En la siguiente figura se presenta el predimensionamiento de los paneles sumergidos para la protección de la orilla izquierda del río Cauca en el tramo de Candelaria en el Distrito de riego RUT.

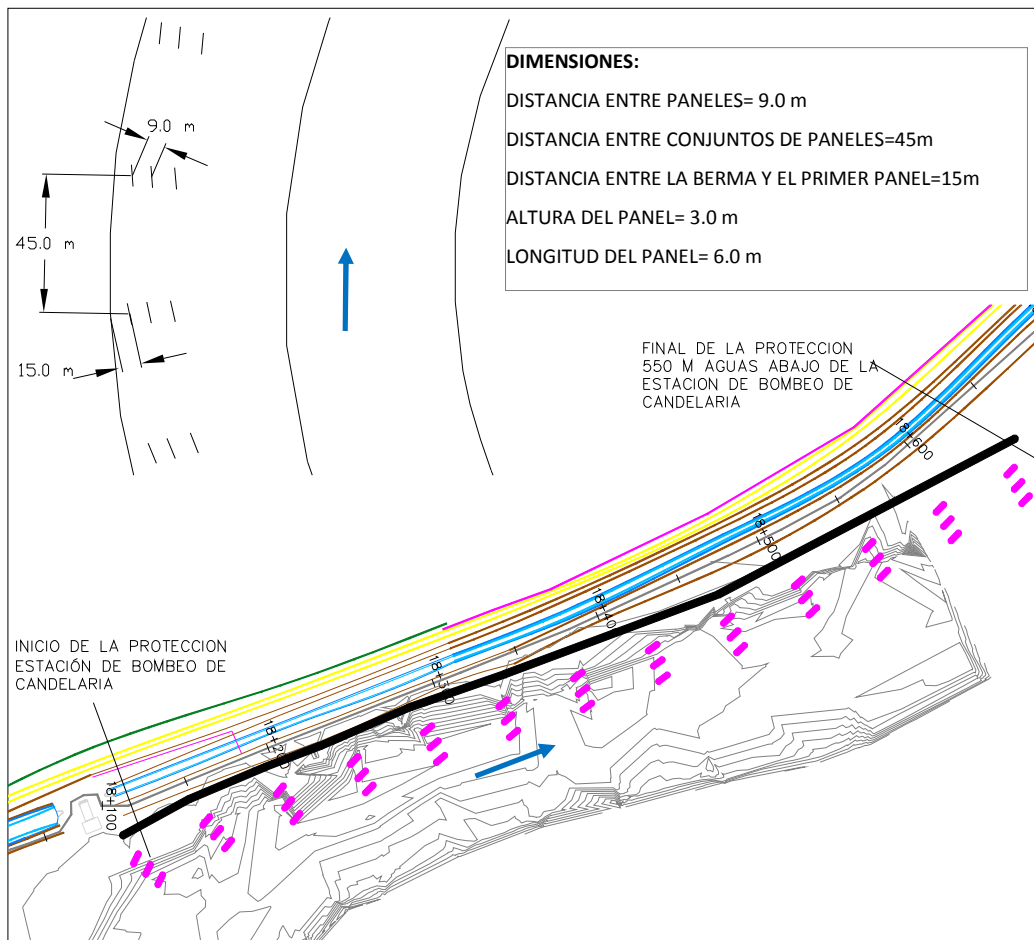


Figura 7.4 Predimensionamiento de los paneles sumergidos para la recuperación de la orilla izquierda del río Cauca en el sector de Candelaria en el Distrito de Riego RUT

7.3. PROTECCIÓN DEL TALUD CON COLCHACRETO

El Colchacreto es una formaleta textil, elaborada con poliéster de alta resistencia, compuesta por dos capas íntertejidas en sus bordes laterales y en puntos intermedios simétricamente distribuidos, de tal manera que cuando se llena con concreto adquiere la forma de colchoneta, la resistencia del material del colchacreto debe permitir un adecuado desempeño bajo las presiones de vertido o inyección del concreto.

Para el diseño del sistema de revestimiento con Colchacreto se debe realizar un análisis de estabilidad externa en función de las características del suelo, las propiedades geométricas del talud a revestir y los parámetros hidráulicos y geométricos del cauce.

Para esto se debe tener en cuenta que el talud a proteger sea estable y se debe chequear la resistencia al deslizamiento de la protección.

RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO DE LA PROTECCIÓN CON COLCHACRETO

Para el diseño se debe determinar este parámetro para garantizar el adecuado comportamiento mecánico del Colchacreto. En la siguiente figura se presenta de manera esquemática las diferentes fuerzas que actúan sobre el Colchacreto.

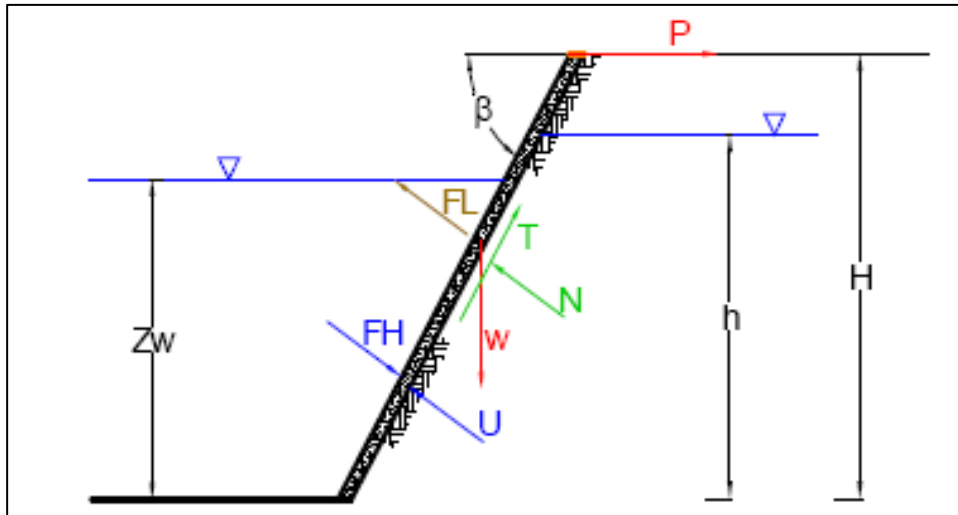


Figura 7.5 Esquematización de las fuerzas que actúan sobre el Colchacreto

En donde:

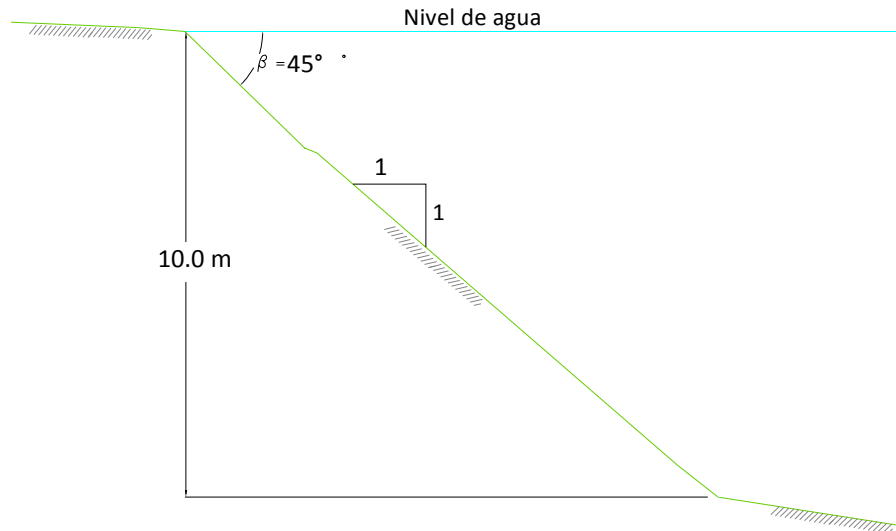
- W: Peso del colchacreto
- N: Fuerza Normal total
- P: Fuerza proporcionada por el anclaje
- FL: Fuerza de arrastre en la cara del Colchacreto
- H: Altura Total del Talud
- Zw: Altura del nivel de agua desde el fondo del canal
- FH: Fuerza debida a la presión del agua en la cara del colchacreto
- U: Fuerza debida a la presione de poros
- T: Fuerza cortante resistente
- h: Altura de agua en el suelo (según el nivel freático)
- β : Ángulo de inclinación del talud

Para estas condiciones el Factor de Seguridad es:

$$F_s = \frac{\tan \delta (W \cos \beta + P \sin \beta + FH - FL - U) + P \cos \beta}{\sqrt{(W \sin \beta)^2 + FL^2}}$$

En donde δ es el ángulo de fricción suelo – colchacreto, el cual se encuentra entre 1/2 y 2/3 del valor del ángulo de fricción interna del suelo que conforma el talud ϕ .

Para los cálculos se consideró una sección tipo con un talud pronunciado, como se muestra a continuación:



Parámetros del canal y el talud

$$\Phi = 28^\circ$$

$$\gamma_{suelo} = 1.8 \text{ Ton} / m^3$$

$$\gamma_w = 1.0 \text{ Ton} / m^3$$

$$S_0 = 0.0002$$

Rc: radio de curvatura del meandro=260 m

Colchacreto

$$\text{Espesor} = t = 0.12 \text{ m}$$

$$\text{Peso específico concreto} = \gamma_c = 2.3 \text{ Ton} / m^3$$

Si se asume que el nivel freático en el interior del talud coincide con el nivel del agua en el canal, entonces las fuerzas hidrostática y de presión de poros sobre las caras del colchacreto serán iguales y por lo tanto se anularán. Esto es $FH = U$

El peso total del colchacreto por unidad de longitud es:

$$W = \frac{\gamma_c \cdot t \cdot H}{\sin \beta} = \frac{2.3 \times 0.12 \times 10.0}{\sin 45^\circ} = 3.90 \text{ Ton/m}$$

El esfuerzo cortante en el fondo del canal es:

$$\tau_0 = \gamma_w \cdot Z_w \cdot S_0 = 1.0 \times 10.0 \times 0.0002 = 0.0020 \text{ Ton/m}^2$$

La fuerza de arrastre sobre la cara del Colchacreto es:

$$FL = \frac{K_s \cdot K_b \cdot \tau_0 \cdot H}{\sin \beta}$$

A partir de la geometría del canal se establecen los Coeficientes K_s y K_b , así:

K_s Es función del ángulo del talud a proteger, si:

$$\beta > 34^\circ \quad K_s = 0.7$$

$$11 > \beta < 34^\circ \quad K_s = 0.85$$

$$\beta < 34^\circ \quad K_s = 1$$

Como en la sección de análisis el talud $\beta = 45^\circ$, entonces $K_s = 0.7$

El Coeficiente K_b , es función del radio de curvatura R_c y del ancho de la superficie del agua en el canal B , así:

$$\text{Si } R_c / B < 2 \quad \rightarrow K_b = 2$$

$$\text{Si } 2 < R_c / B < 10 \quad \rightarrow K_b = 2.30 - 0.205 \left(\frac{R_c}{B} \right) + 0.0073 \left(\frac{R_c}{B} \right)^2$$

$$\text{Si } 10 < R_c / B \quad \rightarrow K_b = 1.05$$

Como $R_c = 260 \text{ m}$ y $B = 134 \text{ m}$, entonces $R_c / B = 1.9$: luego, $K_b = 2$

Por consiguiente, la fuerza de arrastre ejercida por el agua sobre el colchacreto será:

$$FL = \frac{0.77 \times 2.0 \times 0.002 \times 10.0}{\text{Sen}45^\circ} = 0.04 \text{ Ton/m}$$

La carga P es la carga de tensión que proporciona el textil debido a su anclaje en la parte superior, por lo cual su valor es igual a la resistencia a la tensión disponible (T_{disp}).

$$T_{disp} = \frac{T_{ULT}}{F_{ST}}$$

Donde:

T_{ULT} : Es la resistencia a la tensión del textil y la especifica el fabricante = 50.6 kN/m

F_{ST} : Es el factor de seguridad a la tensión, se recomienda usar $F_{ST} = 1.5$

Como el colchacreto está conformado por dos capas de geotextil intertejidas, la resistencia a la tensión disponible será igual a:

$$T_{disp} = \frac{2 \times 50.6}{1.5} = 67.5 \text{ kN/m} = 6.89 \text{ Ton/m}$$

Luego, el factor de seguridad contra el deslizamiento es:

$$FS_{DESL} = \frac{\tan 14(3.9 \times \cos 45^\circ + 6.88 \text{sen}45^\circ - 0.04) + 6.88 \cos 45^\circ}{\sqrt{(3.9 \text{sen}45^\circ)^2 + 0.04^2}} = 4.07$$

El factor de seguridad obtenido es aceptable y garantiza la estabilidad de la protección, si se desprecia el aporte del anclaje en la parte superior del talud, el factor de seguridad se reduce a 0.25, valor inferior al mínimo admisible de 1.5, lo que indica que para garantizar la estabilidad al deslizamiento es necesario anclar la protección de colchacreto en la parte superior del talud.

En la siguiente figura se presenta el predimensionamiento del revestimiento con Colchacreto.

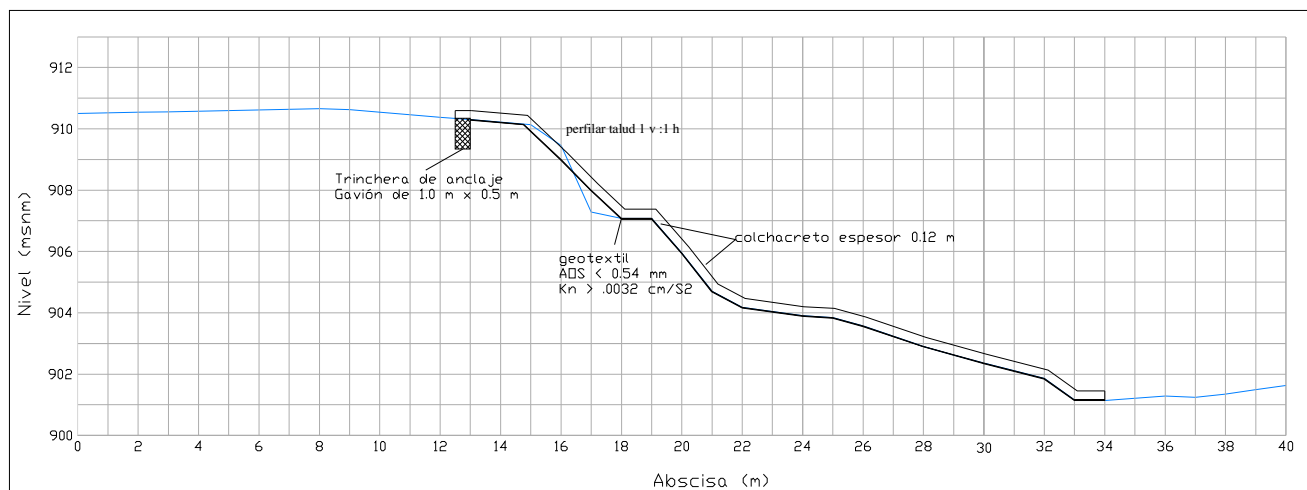


Figura 7.6 Predimensionamiento del revestimiento con Colchacreto para la protección de la orilla izquierda del río Cauca en el sector de Candelaria en el Distrito de Riego RUT

7.4. CORTINA DE PILOTES DE CONCRETO CON GEOTUBOS

La obra de protección de orillas consistente de pilotes hincados debe diseñarse para evitar fallas por la socavación de la estructura, por lo cual debe ser hincado hasta una profundidad tal que supere la profundidad de socavación calculada en el tramo.

Se determinó llevar los pilotes hasta la profundidad de socavación total calculada en el tramo, que corresponde a 5.0 m por debajo del fondo en la orilla, por lo tanto, el pilote debe ser enterrado hasta la cota 903.15. La protección consiste en la conformación de una cortina de pilotes de concreto, de 6.0 metros de longitud cada uno, hincados hasta la cota 903.15 msnm, los pilotes deben estar separados 2.0 m entre ejes. Los pilotes servirán de soporte a un conjunto de geotubos colocados entre el talud y los pilotes, los geotubos tendrán 4.65 m de ancho y 1.80 m de alto.

En la siguiente figura se presenta el predimensionamiento de la cortina de pilotes con geotubos.

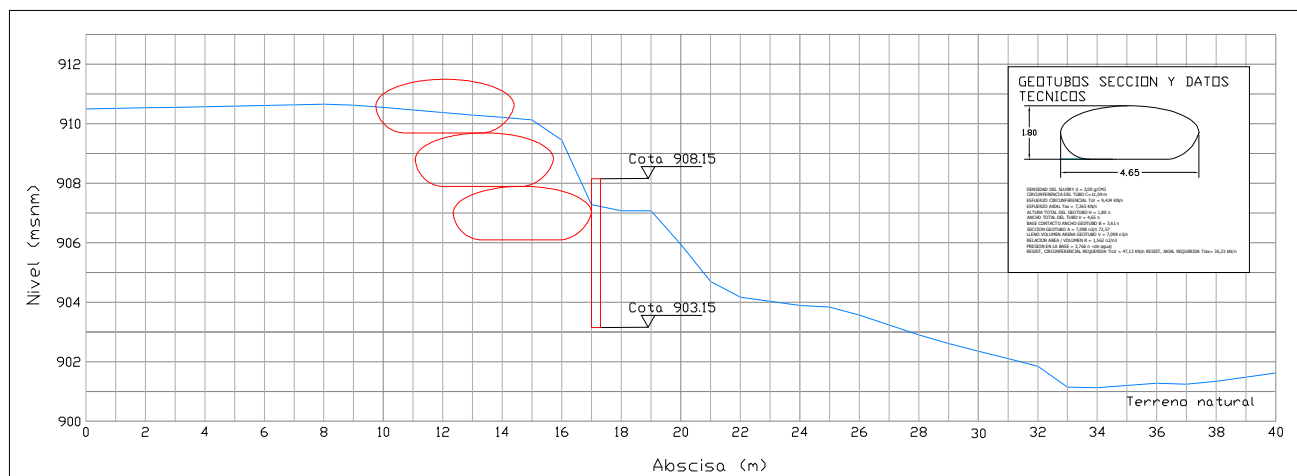


Figura 7.7 Predimensionamiento del revestimiento con Colchacreto para la protección de la orilla izquierda del río Cauca en el sector de Candelaria en el Distrito de Riego RUT

7.5. BLOQUES DE CONCRETO

Las protecciones elaboradas con escolleras, enrocamientos o bloques de concreto han sido mundialmente utilizados, sobre todo para la protección costera. Estas protecciones están formadas por piezas de gran tamaño, tendidas en varias capas superpuestas a lo largo de la costa a proteger evitando la acción de las olas, por cuyo empuje se quebraban por acción de su propio peso. Esta solución primitiva fue reemplazada, en épocas posteriores, especialmente cuando no se disponía de cantidades adecuadas o tamaños apropiados de roca, en forma económica, por lo cual se utilizaron paredes longitudinales de hormigón, o bien se revistieron los taludes de las bancas con una capa de ese material.

Los bloques, que inicialmente eran cubos de gran tamaño, dieron paso a formas más elaboradas y livianas. La primera de ellas fue la conocida por “tetrápodo”. Consiste en un cuerpo central del cual emergen cuatro patas troncocónicas formando ángulos de 120° entre sí. Estas unidades se instalan en varias capas superpuestas y hacen uso tanto de su peso como de las condiciones que brinda su forma original para trabarse o engranarse entre ellas por sus patas.

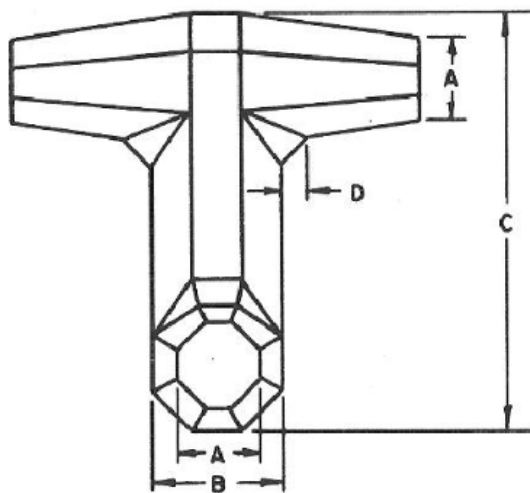
Los ensayos han comprobado que los tetrápodos se comportan ventajosamente con relación a bloques mucho más pesados. El tetrápodo constituye el primer eslabón de una cadena de elementos de características bastante similares. En los últimos años se ha registrado su uso en obras marítimas de relevante importancia.

Otro tipo de bloques son los dolos, estos tienen la forma de una H mayúscula a la que se le ha girado 90° una de sus dos patas. El cuerpo está formado por un prisma de sección octogonal; las patas también son de sección transversal octogonal, pero ahusadas desde su unión con el cuerpo hacia sus extremos.

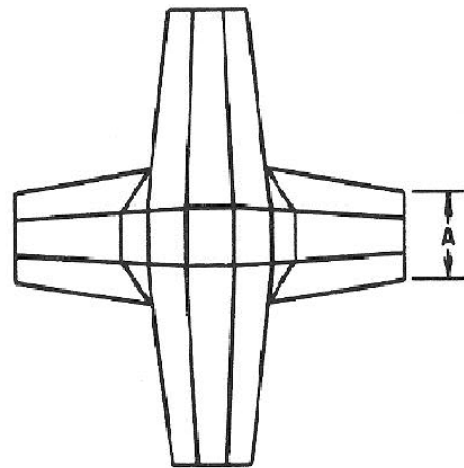
Estos elementos han sido empleados para la protección del talud costero correspondiente al terraplén para el nuevo camino en el Estado de Muscat y Oman (Arabia Saudita) entre Muscat y Mutrah, en las playas de la Bahía de Riyam, se emplearon 70 000 unidades con un volumen unitario de 0,48 m³ y un peso de 1,15 ton, coladas en una planta especial provista con dos líneas de producción de 50 moldes cada una.

En ensayos comparativos, el dolo resultó más efectivo que otras unidades; en East London, por ejemplo, se comprobó que dolos de 19,25 ton cumplían satisfactoriamente un servicio en el que reemplazaban a bloques cúbicos de 41 ton, que habían presentado problemas a lo largo de los años. También se han empleado dolos para proteger una nueva pista de vuelo en el aeropuerto de Honolulu, de 3 667 m de longitud, contra la acción de olas de hasta 7,60 m de altura. En total se emplearon 18 600 unidades, 14 000 pesaban 4 ton cada una y 6 ton las 4600 restantes. Este material se distribuyó en tres capas a lo largo de las aguas más profundas (de 3 a 9 m). El proyecto de la pista previó elevar el nivel de la misma a 3 m sobre el nivel del mar por medio de un relleno proveniente del dragado del lecho del mar (U.S. Army Corps of Engineers, 1993)

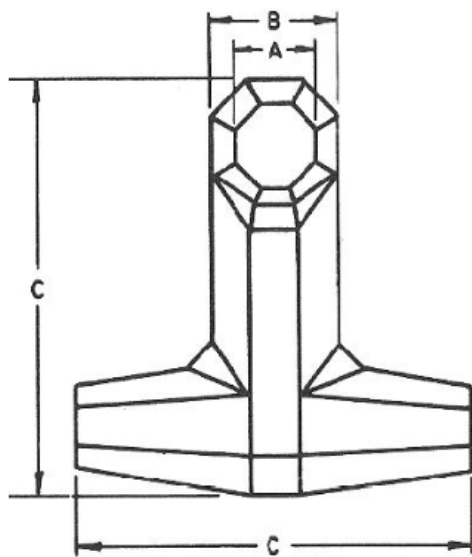
En la Figura 7.8 se muestra la geometría y en los Cuadros 7.1, 7.2 y 7.3 sus dimensiones y volumen en función del peso deseado, así como los espesores de la coraza formada por dos capas y el número de elementos por cada 100 m² de área de la capa.



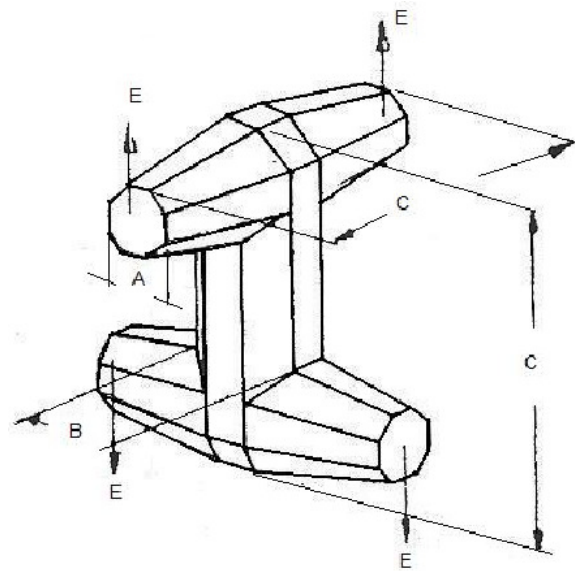
Vista frontal del dolo



Vista en planta del dolo



Vista en perfil del dolo



Vista en perspectiva del dolo

Donde:

A= Espesor de los brazos o patas.

B= Espesor del alma.

C=Altura total del dolo.

D= Espesor del chaflán.

E=Altura de la base de apoyo del dolo al centro de sus brazos.

Figura 7.8 Geometría de los dolos

Cuadro 7.1 Dimensiones de diferentes tipos de dolos (m).

VARIABLE	VOLUMEN DE UN ELEMENTO (m ³)										
	0.202	0.405	0.809	2.023	4.045	6.068	8.090	10.113	12.136	14.158	16.181
A	0.216	0.271	0.344	0.466	0.588	0.671	0.741	0.796	0.847	0.880	0.083
B	0.344	0.436	0.548	0.744	0.939	1.073	1.183	1.274	1.353	1.426	1.490
C	1.082	1.362	1.716	2.329	2.935	3.359	3.697	3.987	4.234	4.456	4.660
D	0.061	0.076	0.087	0.131	0.168	0.189	0.210	0.226	0.241	0.283	0.265

En el siguiente cuadro se presenta la relación entre el volumen y el peso del dolo, comúnmente usado para su diseño.

Cuadro 7.2 Relación entre el peso, el volumen del dolo y peso específico del concreto

Peso específico del concreto en Kg/m ³	VOLUMEN DE UN ELEMENTO (m ³)										
	0.202	0.405	0.809	2.023	4.045	6.068	8.090	10.113	12.136	14.158	16.181
	PESO DE UN ELEMENTO (ton)										
2240.0	0.45	0.92	1.81	4.55	9.06	13.59	18.12	22.65	27.18	31.71	36.25
2400.0	0.48	0.97	1.94	4.88	9.71	14.56	19.42	24.27	29.13	33.98	38.83
2500.0	0.51	1.01	2.02	5.08	10.11	15.17	20.23	25.28	30.34	35.39	40.45
2600.0	0.53	1.05	2.10	5.28	10.51	15.78	21.03	26.29	31.55	36.81	42.07

Volumen de un elemento = $0.16C^3$

Donde:

$$A = 0.20C$$

$$B = 0.32C$$

C = dimensión mayor.

$$D = 0.057C$$

Espesor de la capa (2 elementos) = $1.020C$

Por último, el número de elementos o dolos necesarios por cada 100 m² se tiene:

Cuadro 7.3 Número de elementos requeridos por 100 m² de superficie protegida según el volumen de dolos utilizado.

Volumen m ³	0.202	0.405	0.809	2.023	4.045	6.068	8.090	10.113	12.136	14.158	16.181
Número de dolos	240	113	96	52	33	25	21	18	16	15	13

7.5.1.1. TAMAÑO MEDIO DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO

En los revestimientos con elementos individuales como el enrocado con piedra o dolos, la estabilidad de la obra depende principalmente del tamaño de los elementos que la conforman. Existen varios métodos para determinar el tamaño de estos elementos. En el presente estudio se utilizó la formulación de Pilarczyk, que ya ha sido aplicada en el río Cauca para el dimensionamiento de revestimientos con enrocado; con esta fórmula se determina la masa que debe tener cada elemento, de tal manera que pueda resistir el empuje de la corriente.

7.5.1.2. FORMULACIÓN DE PILARCZYK

La fórmula de Pilarczyk fue derivada a partir de la expresión de la tensión crítica de corte de Shields y cuya relación se presenta a continuación:

$$D_{50} = \phi K_t \frac{0.035 K_h V^2}{\Delta \psi_{cr} K_s 2g}$$

El volumen de los elementos se puede calcular como sigue:

$$V_{50} = D_{50}^3 = \left[\rho_s \phi K_t \frac{0.035 K_h V^2}{\Delta \psi_{cr} K_s 2g} \right]^3$$

donde:

M_{50} Masa que es excedida por el 50% del total de la masa de las piedras (kg)

D_{50} 50% del valor de la distribución de tamaños de los elementos (m).

Δ : Densidad Relativa $\Delta = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}$ (para densidad del fluido 1000 Kg/m³ y del concreto 2400 Kg/m³. $\Delta = 1.40$)

ϕ : Factor de estabilidad (adimensional)

K_h Factor de profundidad.

$$K_h = \frac{2}{[\log(12h/k_r)]^2} \text{ para un perfil logarítmico de velocidad}$$

$$K_h = \left[\frac{h}{D_n} \right]^{-0.2} \text{ para un perfil no desarrollado de velocidad}$$

- $K_h = 1$ para un escurrimiento muy rugoso $(h/k_r) < 5$
- h : Tirante (m)
- k_r : Rugosidad equivalente (m),
- k_s : Factor de pendiente $k_s = \left[\left(1 - \frac{\text{Sen}^2 \theta}{\text{Sen}^2 \phi} \right) \right]^{0.5}$
- θ : Ángulo de inclinación del talud
- ϕ : Angulo de fricción interna de los elementos (o ángulo de reposo)
- V : Velocidad promedio del flujo frente al talud (m/s)
- g : Aceleración de la gravedad (m/s^2).
- K_t : Parámetro de turbulencia (ver Cuadro 7.5)
- ψ_{cr} : Parámetro crítico de Shields (ver Cuadro 7.6) o esfuerzo cortante crítico adimensional

Cuadro 7.4 Valores del factor de estabilidad ϕ

Tipo de revestimiento	Factor de estabilidad ϕ	
	Parte central del revestimiento	Bordes y transiciones
Riprap o bloques sueltos	1.0	1.5
Mantos de bloque, gaviones, geobolsas y geomantos	0.5 a 0.75	0.75 a 1.0

Cuadro 7.5 Valores del parámetro de turbulencia

Tipo de turbulencia	Tipo	Parámetro de turbulencia
Normal	Muros laterales	1.0
Media	Curvas Suaves	1.5
Fuerte	Resaltos hidráulicos y curvas fuertes	2.0
	Sitios de alta turbulencia	2.0 a 2.5
Carga directa del agua sobre el revestimiento	Jets espirales	3.0 a 4.0

Cuadro 7.6 Valores del parámetro crítico de Shields Ψ

Material	Parámetro crítico de Shields Ψ
Rip Rap y bolsas pequeñas sueltas	0.035
Bloques entrelazados y bolsas grandes	0.05
Mantos de bloque unidos por cables	0.07
Gaviones	0.07 a 0.1
Geomantos	0.75 a 1.0

7.5.1.3. DIMENSIONAMIENTO DEL DELANTAL DE PROTECCIÓN

La protección al pie del talud, denominado “delantal” (ver Figura 7.9), es indispensable para proteger la obra de fallas por socavación y se dimensiona de la siguiente forma:

$$\text{Longitud de la protección al pie del talud (m)} = L_p = H_s * F_s$$

Donde:

L_p : Longitud de la protección al pie del talud (m)

H_s : Profundidad de socavación estimada (m)

F_s : Factor de Seguridad (entre 1.25 y 1.5)

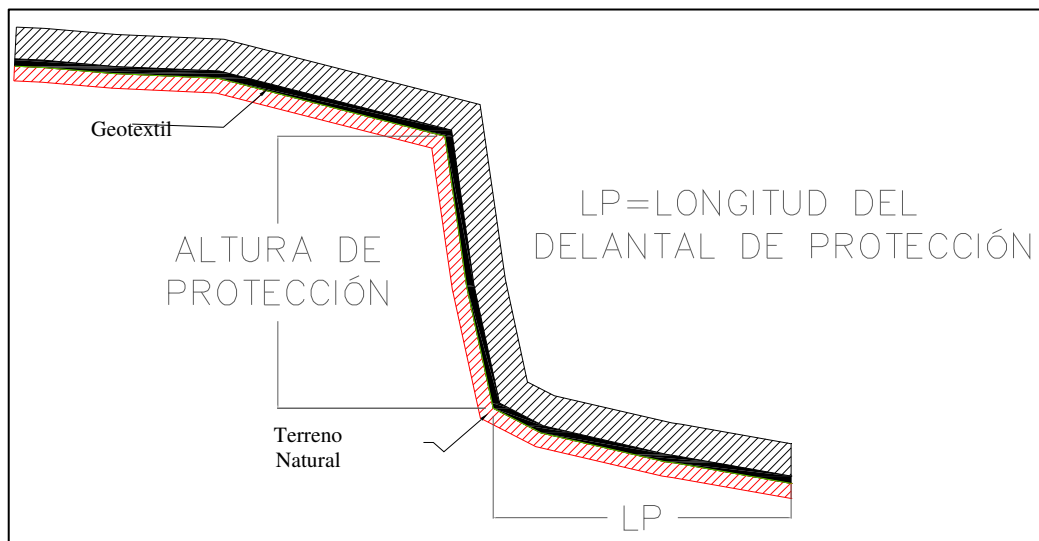


Figura 7.9 Esquema del delantal de protección

7.5.1.4. DIMENSIONAMIENTO DE LOS DOLOS

A continuación se presenta los resultados de los cálculos para determinar las dimensiones de los elementos de concreto (Dolos) mediante la aplicación de la formulación de Pilarczyk.

Los valores de entrada de los parámetros se presentan en el Cuadro 7.7. El dimensionamiento de los elementos de concreto se realiza para el caudal correspondiente al periodo de retorno de 100 años.

Cuadro 7.7 Parámetros para el cálculo del Diámetro medio de los elementos de concreto

PARÁMETRO	VALOR
ρ_s (Kg/m ³)	2400
ρ_w (Kg/m ³)	1000
Δ	1.40
Φ (°)	40
ϕ	0.75
K_t	1.5
ψ_{cr}	0.05
g	9.81

Para escoger el tamaño adecuado de los elementos de concreto se realizó un análisis de sensibilidad al cambio de la velocidad de 2.0 a 4.2 m/s para tres diferentes inclinaciones del talud de 37° (1V:1.33H), 34° (1V: 1.5H) y 27° (1V:2H), los resultados se presentan en las siguientes figuras:

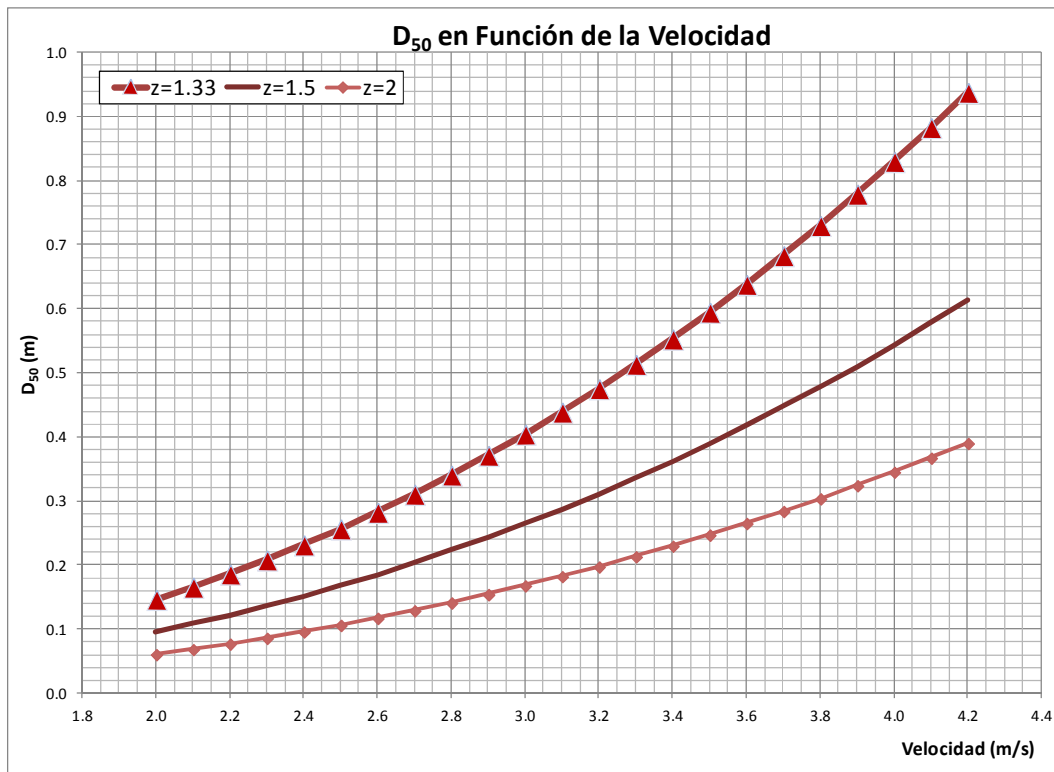


Figura 7.10 Variación del tamaño D₅₀ de los elementos de concreto en función de la velocidad de la corriente

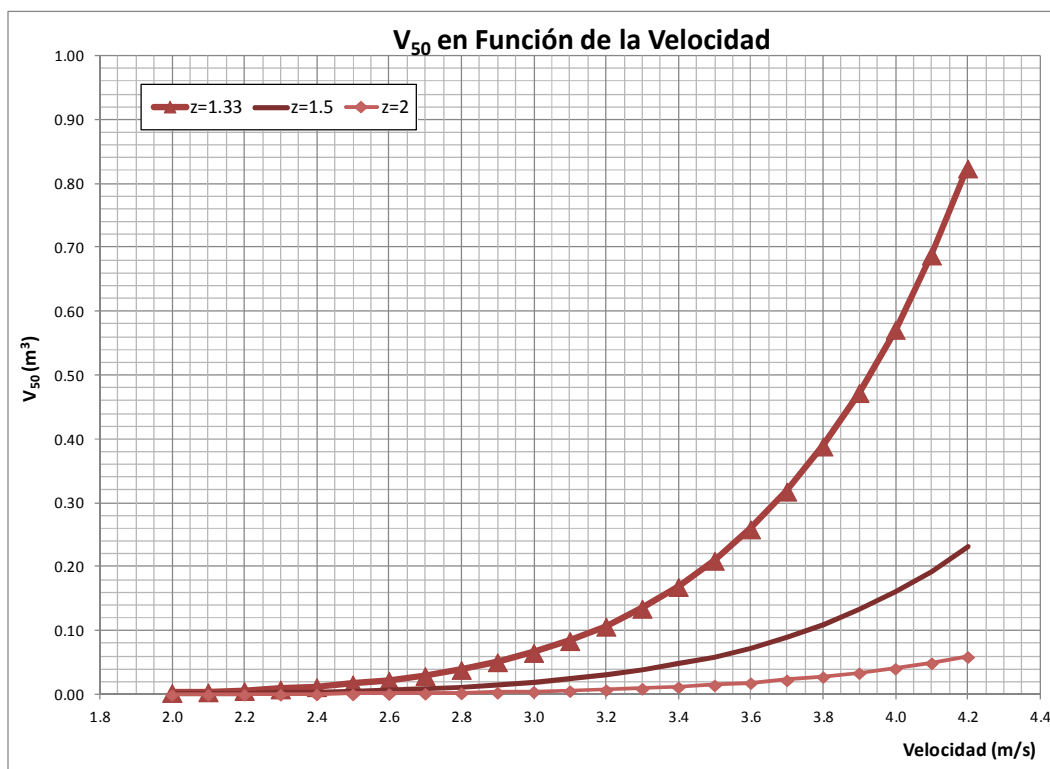


Figura 7.11 Variación del volumen V_{50} de los elementos de concreto en función de la velocidad de la corriente y el talud de la banca

Los resultados muestran la forma en que el tamaño D_{50} del elemento aumenta cuando la velocidad de la corriente aumenta y el talud se vuelve más vertical.

De acuerdo con los resultados anteriores, para el río Cauca en este tramo con velocidades de flujo de agua entre 2.0 m/s y 4.0 m/s y taludes entre 1V:1.33H y 1V:2H, el volumen de los elementos de concreto más apropiado se encuentra entre 0.2 m³ y 0.4 m³; por lo tanto, se selecciona el volumen de 0.405 m³ para proporcionarle al revestimiento un mayor factor de seguridad. Por lo tanto las dimensiones del dolo a utilizar serán las siguientes

Variable	Volumen (m ³)	
		0.405
A		0.271
B		0.436
C		1.362
D		0.076

El espesor de la capa (2 elementos) = $1.020C = 1.020(1.362) = 1.389 = 1.4m$

Y el número de dolos por cada 100 m² de revestimiento es de 95 unidades.

7.5.1.5. DELANTAL DE PROTECCIÓN DEL REVESTIMIENTO

El dimensionamiento del delantal de protección (falling apron) consiste en el cálculo de su longitud (L_p) y su espesor (E_p), teniendo en cuenta la socavación total calculada y un factor de seguridad recomendado para estos casos.

H_s : Profundidad de socavación (m) = 5.0 m

F_s : Factor de seguridad, se adopta igual a 1.25

Por lo tanto:

$$L_p = 1.25 \cdot 4.0 = 6.25 \text{ m}$$

En la Figura 7.12 se presenta el predimensionamiento propuesto para el manto de dolos para la protección de la orilla del río Cauca en el sector de Candelaria en el Distrito de Riego RUT.

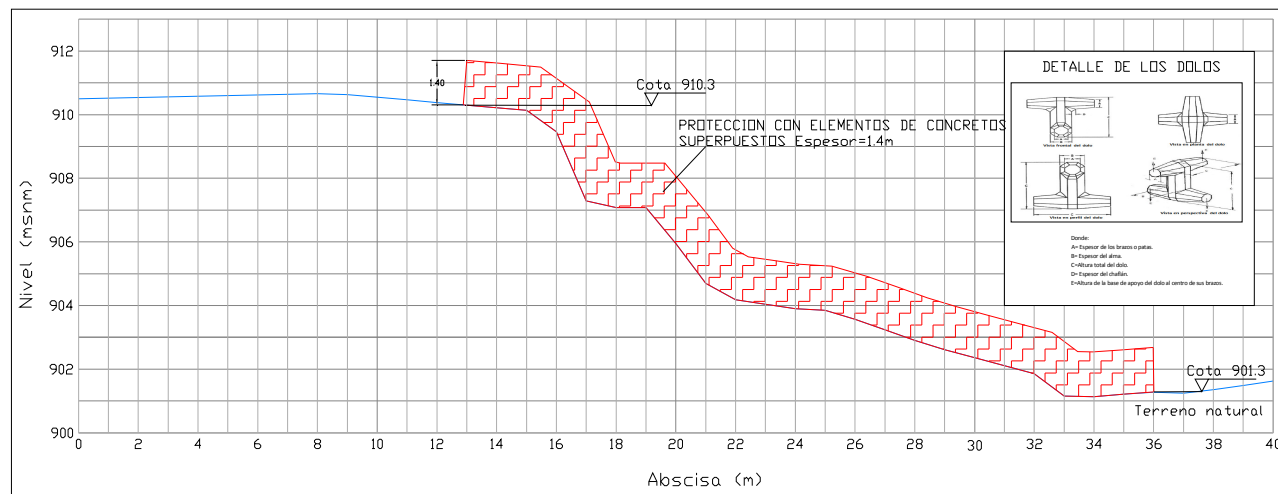


Figura 7.12 Predimensionamiento del revestimiento del talud con Dolos.

8. CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO DE LAS OBRAS PREDISEÑADAS.

En este Capítulo se determinan las cantidades obra y presupuesto aproximado de las obras prediseñadas, este ejercicio proporciona un criterio económico que ayuda en la selección de la obra más conveniente para la protección de la orilla izquierda del río Cauca en este sector.

Los precios de los insumos se establecieron a partir de los precios de la Gobernación del Valle y de INVIAS del 2012.

PILOTES CON PANELES SUMERGIDOS DE ORILLA RIO CAUCA SECTOR LA CANDELARIA					550 ML
ITEM	DESCRIPCION	UND	CANT.	VR. UNIT	VR.TOTAL
#					
	PANEL 6 m X 3 m X 0.15 m EN CONCRETO 4000 PSI ALIGERADO AL 30%	UND	39	\$ 2,635,146.0	\$ 102,770,694.0
	PILOTE 6" RELLENO DE CONCRETO 3000 PSI	ML	936	\$ 237,138.0	\$ 221,961,168.0
	TRANPORTE, INCA E INTALACION DE PANELES Y PILOTES	UND	39	\$ 5,228,699.0	\$ 203,919,261.0
				SUBTOTAL	\$ 528,651,123.0
	VALOR TOTAL COSTOS DIRECTOS				\$ 528,651,123.0
	COSTOS INDIRECTOS				
				TOTAL COSTOS DIRECTOS	\$ 528,651,123.0
			ADMINIST RACION	18.50%	\$ 97,800,458.0
			IMPREVIST OS	5.00%	\$ 26,432,556.0
			UTILIDAD	8.00%	\$ 42,292,090.0
			TOTAL AIU	31.50%	\$ 166,525,104.0
	VALOR TOTAL				\$ 695,176,227.0

PILOTES CON GEOTUBOS ESTABILIZACION DE ORILLA RIO CAUCA SECTOR LA CANDELARIA					550 ML
ITEM	DESCRIPCION	UND	CANT.	VR. UNIT	VR.TOTAL
1	PRELIMINARES				
1.1	LOCALIZACION-REPLANTEO	ML	550	\$ 1,259.0	\$ 692,450.0
1.2	CAMPAMENTO TABLA 18 M2	UND	2	\$ 1,493,389.0	\$ 2,986,778.0
				SUBTOTAL	\$ 3,679,228.0
2	ESTRUCTURA GEOTUBO				
2.1	SUMINISTRO E INSTALACION GEOESTRUCTURA P=11 M	ML	1150	\$ 448,224.0	\$ 515,457,600.0
2.2	PILOTE CONCRETO REFORZADO	M3	312.14	\$ 454,223.0	\$ 141,781,167.0
2.3	GEOTEXTIL NT 300	M2	6600	\$ 19,072.0	\$ 125,875,200.0
2.4	EXCAVACION A MAQUINA SIN RETIRO	M3	11000	\$ 3,600.0	\$ 39,600,000.0
				SUBTOTAL	\$ 822,713,967.0
VALOR TOTAL COSTOS DIRECTOS					\$ 826,393,195.0
	COSTOS INDIRECTOS				
				TOTAL COSTOS DIRECTOS	\$ 826,393,195.0
			ADMINISTRACION	18.50%	\$ 152,882,741.0
			IMPREVISTOS	5.00%	\$ 41,319,660.0
			UTILIDAD	8.00%	\$ 66,111,456.0
			TOTAL AIU	31.50%	\$ 260,313,857.0
VALOR TOTAL PRESUPUESTO					\$ 1,086,707,052.0

COLCHACRETO ESTABILIZACION DE ORILLA RIO CAUCA SECTOR LA CANDELARIA				550 ML	
ITEM	DESCRIPCION	UND	CANT.TOTAL	VR. UNIT	VR.TOTAL
1	PRELIMINARES				
1.1	CAMPAMENTO EN TABLA 18 M2	UND	1	1.428.860	1.428.860
1.2	LOCALIZACION Y REPLANTEO	ML	550	23.838	13.110.900
	SUBTOTAL				14.539.760
2	EXCAVACIONES PARA OBRAS CIVILES				
2.1	EXCAVACION EN ALUVION A MANO HASTA 2.0 M. SIN RETIRO	M3	550	13.755	7.565.250
2.2	EXCAVACION EN ALUVION A MAQUINA SIN RETIRO	M3	3300	4.050	13.365.000
	SUBTOTAL				20.930.250
3	RELLENOS PARA OBRAS CIVILES				
3.2	RELLENO SIN COMPACTAR CON MATERIAL DEL SITIO	M3	1100	5.781	6.359.100
	SUBTOTAL				6.359.100
4	ESTRUCTURAS COLCHACRETO				
4.1.	PROTECCIÓN CON FORMALETA TEXTIL COLCHACRETO FP-T	M3	1584	390.561	618.647.832
4	PILOTES D=30cm L=6m	M3	409,92	610351,1	250.195.123
	SUBTOTAL				868.842.955
5	MANEJO DE AGUA DURANTE LA CONTRUCCION				
5,1	BOMBEO DE AGUA	ML	550	477.295	262.512.250
5,2	CONSTRUCCION ATAGUIA	ML	550	838.492	461.170.600
	SUBTOTAL				723.682.850
VALOR TOTAL COSTOS DIRECTOS					1.634.354.915
A.I.U (31,5%)					514.821.798
TOTAL					2.149.176.713

DOLOS ESTABILIZACION DE ORILLA RIO CAUCA SECTOR LA CANDELARIA					550 ML
ITEM	DESCRIPCION	UND	CANT.	VR. UNIT	VR.TOTAL
1	PRELIMINARES				
1.1	LOCALIZACION-REPLANTEO ACUEDUCTO-ALCANTA	ML	550	1,259	\$ 692,450.0
1.2	CAMPAMENTO TABLA 18 M2	UND	2	1,493,389	\$ 2,986,778.0
				SUBTOTAL	\$ 3,679,228.0
2	CONSTRUCCION E INSTALACION DE DOLOS				
2.1	DOLOS	M3	5559	493,938	\$ 2,745,801,342.0
2.2	TRANSPORTE E INSTALACION DOLOS	UND	13728	27,679	\$ 379,977,312.0
				SUBTOTAL	\$ 3,125,778,654.0
				VALOR TOTAL COSTOS DIRECTOS	\$ 3,129,457,882.0
	COSTOS INDIRECTOS				
				TOTAL COSTOS DIRECTOS	\$ 3,129,457,882.0
			ADMINISTRACION	18.50%	\$ 578,949,708.0
			IMPREVISTOS	5.00%	\$ 156,472,894.0
			UTILIDAD	8.00%	\$ 250,356,631.0
			TOTAL AIU	31.50%	\$ 985,779,233.0
				VALOR TOTAL PRESUPUESTO	\$ 4,115,237,115.0

9. SELECCIÓN DE LA OBRA DE PROTECCIÓN DE ORILLAS

Una obra de protección de orillas en un río de las características del río Cauca en el tramo de este estudio, puede convertirse en un reto constructivo debido principalmente al manejo del agua en la orilla. La dificultad constructiva de la obra incide directamente en el costo de la misma, por lo tanto, es una característica determinante para la selección de la mejor opción de protección.

Cada obra predimensionada presenta unas determinadas ventajas y desventajas a corto y largo plazo. A corto plazo se encuentra en primera instancia la dificultad constructiva de la obra, la disponibilidad de materiales en la zona y el costo aproximado de la obra y a largo plazo se puede nombrar la durabilidad y el tipo de mantenimiento que requiera la obra para su buen funcionamiento. A continuación se presentan en los cuadros 9.1, 9.2, 9.3, 9.4, 9.5, 9.6, 9.7 y 9.8 los materiales pétreos utilizados, el equipo mínimo necesario, una relación de ventajas y desventajas de la construcción de cada una de las obras propuestas y diagrama de tortas para visualizar las diferencias:

Cuadro 9.1 Materiales pétreos utilizados en cada obra de protección

MATERIALES PÉTREOS		DOLOS	GEOTUBO	PANELES SUMERGIDOS	COLCHACRETO
ARENA GRUESA	m ³	3,113	8,627	76	35,518
CEMENTO GRIS CONQUISTADOR	Kg	1,945,650	109,249	47,748	714,680
GRAVA TRITURADA DE 3/4	m ³	4,670	262	52	344

Cuadro 9.2 Características de las protecciones

	DOLOS	GEOTUBO	PANELES SUMERGIDOS	COLCHACRETO
IMPACTO VISUAL	ALTO	MEDIA	NULO	ALTO
AFECTACION NAVEGABILIDAD	NO	NO	SI	NO
AFECTACION DE LA BERMA DURANTE LA CONTRUCCION	SI	SI	NO	SI
EQUIPO ESPECIALIZADO	MEDIO	BAJO	ALTO	ALTO
MANEJO DE AGUA DURANTE LA CONTRUCCION	NO	NO	NO	SI
MANTENIMIENTO	NO	NO	NO	NO

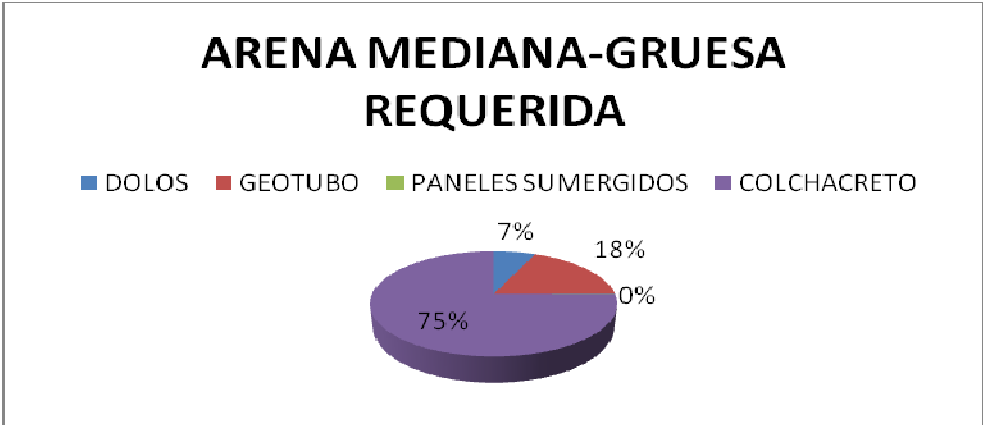
Cuadro 9.3 Ventajas y desventajas de las obras propuestas

OBRA	VENTAJAS	DESVENTAJAS	COSTO/550 ml
paneles sumergidos.	• No requiere desvío del río. • Las afectaciones al ambiente son mínimas al momento de la construcción y durante su funcionamiento • Puede ser una obra duradera. • No requiere mantenimiento periódico. • El impacto visual es nulo.	• El diseño requiere de la compra del software, o que el diseño sea realizado por firmas de consultoría que cuentan con esta tecnología. • Su construcción requiere de mano de obra especializada. • Afecta la navegabilidad del río	• \$ 695,176,227.0
Colchacreto	• Requiere poco volumen de material para su construcción. • No requiere de mano de obra especializada.	• Requiere del desvío del río. • La afectación del entorno es alta en el periodo de construcción de la obra por el desvío del río. • Requiere de revisión periódica y mantenimiento en el caso de fractura del colchacreto • Su durabilidad no está asegurada.	• \$ 3,907,594.0
Cortina de pilotes de concreto + geotubos	• No requiere el desvío del río para su construcción. • Es una obra durable. • Es de fácil construcción, los geotubos se llenan con la arena de la berma del río. • Las afectaciones al ambiente son mínimas a corto y largo plazo.	• Puede ser una obra costosa • Requiere de revisión periódica de la integridad de los geotubos.	• \$ 1,086,707,052.0
Elementos de concreto (Dolos)	• Es una obra flexible que funciona como un enrocado de piedra con mayor estabilidad de los elementos. • Requiere de menos materiales que el enrocado de piedra. • No requiere del desvío del río.	• No existen experiencias conocidas de utilización de dolos en la zona. • Requiere de gran cantidad de materiales para su construcción (concreto). • Altos costo.	• \$ 4,115,237,115.0

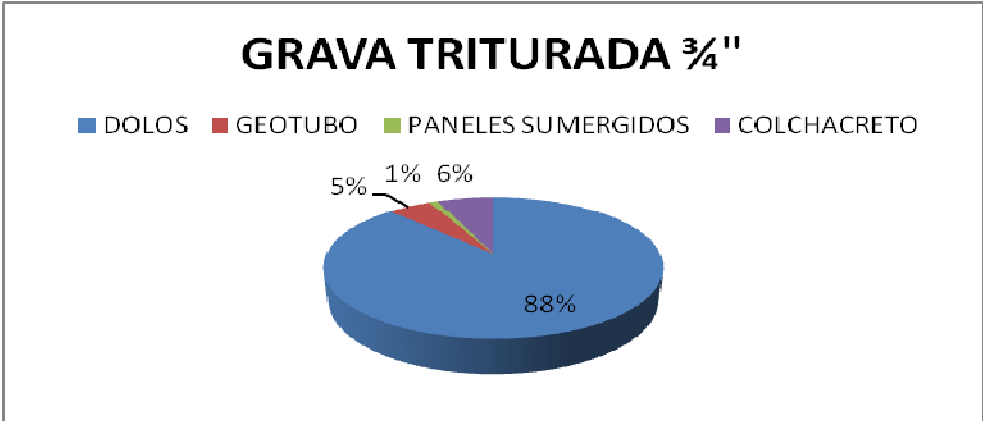
Cuadro 9.4 Equipo mínimo requerido de las obras propuestas

EQUIPOS	DOLOS	GEOTUBO	PANELES SUMERGIDOS	COLCHACRETO
RETROEXCAVADORA DE ORUGA	X	X		X
GRUA-MONTACARGA 10 TONELADAS PARA MANEJO EN PATIO			X	
HERRAMIENTA MENOR	X	X	X	X
MALACATES, CABLES, PILOTINES , MADRINAS , ETC			X	
EQUIPO DE OXICORTE (OXIGENO-ACETILENO)			X	
PLANCHO 80 TON			X	
VIBRADOR ELECTRICO	X	X	X	X
LANCHA DE 40 TON			X	
TALADRO PERCUTOR TIPO HILTI			X	
GRUA 10 TON PARA MANEJO EN PLANCHON			X	
VOLQUETA TRANSPORTE MAT.PETREOS 1-10KMS	X	X	X	X
MEZCLADORA DE 9 PIES CUBICOS	X	X	X	X
EQUIPO DE HINCA DE PILOTES		X		X
EQUIPO DE INYECCIÓN		X		
Máquina para coser sacos FISHBEN				X
VIBROCOMPACTADOR TIPO RANA				X
MOTOBOMBA DE 3"				X

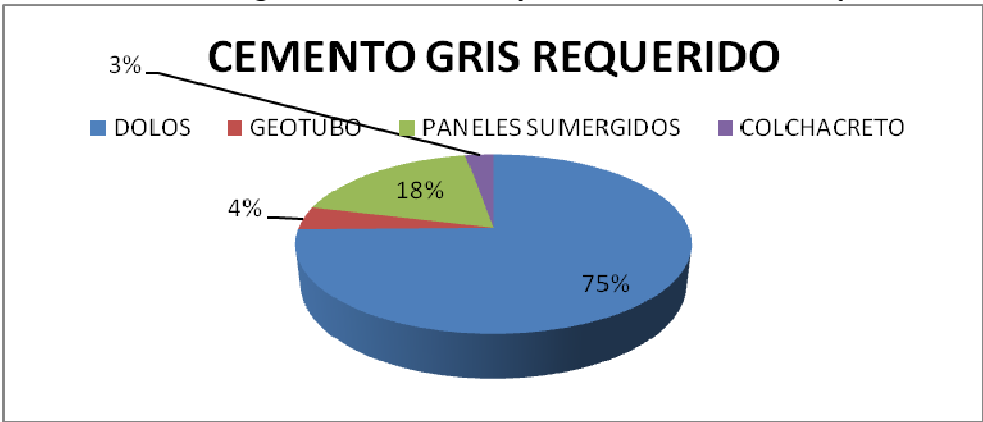
Cuadro 9.5 Diagrama de torta comparativo de arena requerida



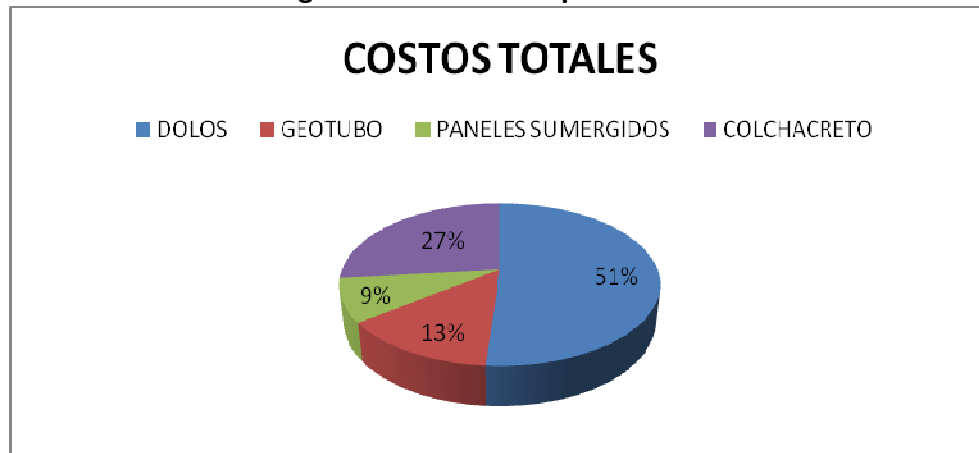
Cuadro 9.6 Diagrama de torta comparativo de grava requerida



Cuadro 9.7 Diagrama de torta comparativo de cemento requerido



Cuadro 9.8 Diagrama de torta comparativa de costos totales



De acuerdo a lo anterior se considera que la mejor opción de protección de la orilla izquierda del río Cauca es la Protección con Pilotes de concreto + geotubos que aunque puede ser costosa en un principio, es una obra durable y efectiva para su propósito, no requiere del desvío del río, la afectación ambiental es baja a corto y largo plazo, y además, en la región se cuenta con la maquinaria y mano de obra necesaria para su construcción.

10. CONCLUSIONES

- Para controlar la erosión lateral de la orilla izquierda del río Cauca en el sector de Candelaria se tuvieron en cuenta y analizaron diferentes tipos de obras de protección, como los paneles sumergidos, el revestimiento con bloques de concreto (Dolos), revestimientos en colchacreto y protección con cortina de pilotes de concreto con geotubos.
- Para el análisis y selección definitiva del tipo de obra de protección más apropiado se consideraron aspectos ambientales, técnicos y económicos. Al final se seleccionó la protección con cortinas de pilotes de concreto mas geotubos como la opción que proporciona las mayores ventajas:
 - Requiere de un volumen mínimo de material importado para su construcción.
 - Los geotubos se rellenan con el mismo material que conforma la berma.
 - No requiere de desviar el río para la construcción de la obra.
 - Los costos de construcción son bajos.
- La longitud total a proteger de la banca izquierda del río Cauca es 550 metros, para un costo total proyectado de las obras de pilotes mas geotubos de \$1,086,707,052.
- Debido a la erosión constante que sufre la orilla izquierda del río Cauca en el sector de Candelaria, la berma ha ido desapareciendo y en la actualidad presenta un ancho menor a 30 m, convirtiéndose en una amenaza para la integridad del dique.

BIBLIOGRAFÍA

Amaya Rodríguez, Carlos (2006). "Control del Meandro Trementino en el río Sinú con estructuras sumergidas". Revista EIDENAR núm. 5, 2006, pág. 49-57. Universidad del Valle

CÁTEDRA DE OBRAS HIDRÁULICAS (2012). Documento encontrado en internet.

http://www.efn.uncor.edu/departamentos/hidraul/Obras%20Hidraulicas/oh_archivos/FLUVIAL.PDF

CVC – UNIVALLE, (2000) Caracterización del Río Cauca. Tramo Salvajina – La Virginia. Cali.

CVC – UNIVALLE, (2004) Muestreo sedimentológico del material de fondo del Río Cauca y principales tributarios tramo Salvajina – La Virginia. Universidad del Valle. Facultad de Ingeniería. Santiago de Cali, Febrero de 2004.

Farias, Daniel. Pilan, Teresita. Olmos, Luis A. y Pece, Francisco J. (2005) Erosión General en ríos Aluviales. Instituto de Recursos Hídricos, FCEyT-UNSE. Argentina. 2005.

Suárez Díaz, Jaime (2001). Control de Erosión en Zonas Tropicales. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander.

FHWA (1985) Design of Spur-Tipe Streambank Stabilization Structures. Federal Highway Administration (FHWA). U.S. Department of Transportation. Julio 1985.

IIHR – Iowa Institute of Hydraulic Research. (1990. Reporte No 336. Sediment Control In Bridge Waterways. Universidad de Iowa. Febrero de 1990.

López C. Juan David. (2011) Modelación Hidráulica y Morfodinámica de cauces sinuosos. Aplicación a la quebrada La Marinilla (Antioquia). Tesis de pregrado. Universidad Nacional de Colombia. Medellín. 2011.

Martín Vide, Juan P. (2003) Ingeniería de ríos. Alfaomega Grupo Editor. México. 2003

Maza Alvares, José Antonio (1996). Morfología de ríos. Capítulo 12 del Manual de Ingeniería de ríos de la UNAM. México. 1996.

Maza Alvares, José Antonio (1996). Estabilización y Rectificación de ríos. Capítulo 14 del Manual de Ingeniería de ríos de la UNAM. México. 1996.

Urrutia Cobo, Norberto (2004). Una visión moderna para el Manejo del Distrito de Riego Roldanillo, La unión y Toro RUT. Proyecto "Elementos para el Manejo Sostenible del Distrito RUT. Convenio Universidad del Valle, IHE, IHS. Cali, 2004.

U.S. Army Corps of Engineers (1993). Dolos Design Procedure Based on Crescent City Prototype Data. Washington, DC 20314-1000.