

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**DISEÑO DE DEFENSA RIBEREÑA DE LAS MARGENES
DEL RIO PATIVILCA A LA ALTURA DEL PUENTE SIMON
BOLIVAR EN LA PANAMERICANA NORTE**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de
INGENIERO CIVIL

JOSE MANUEL HUARCAYA SEGOVIA

Lima – Perú
2005

INFORME DE SUFICIENCIA

“DISEÑO DE DEFENSA RIBEREÑA DE LAS MARGENES DEL RIO PATIVILCA A LA ALTURA DEL PUENTE SIMON BOLIVAR EN LA PANAMERICANA NORTE”

	INDICE	PAG
1.	INTRODUCCIÓN	
2.	FUNDAMENTO TEORICO Y REVISIÓN DE LITERATURA	
2.1	TOPOGRAFIA	2
2.2	GEOLOGÍA Y GEOTECNIA	3
2.3	HIDROLOGÍA	
a)	ANALISIS PROBABILÍSTICO	4
b)	ESTUDIO DE LA CUENCA	4
c)	CAUDAL DE DISEÑO	5
d)	DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD	7
e)	AJUSTE DE DISTRIBUCIÓN	11
f)	ESTUDIO DE TRANSITO DE AVENIDAS	14
2.4	HIDRAULICA FLUVIAL	
2.4.1	GRANULOMETRIA	18
2.4.2	UMBRAL O PRINCIPIO DE MOVIMIENTO	19
2.4.3	ACORAZAMIENTO	19
2.4.4	TECNICA DE MUESTREO	21
2.4.5	NOCIONES DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS	22
2.4.6	EL FENÓMENO DE EROSION	
a)	SOCAVACION	27
b)	TIPOS DE SOCAVACION	28
c)	MECANISMOS DE EROSION EN EL LARGO PLAZO	34
d)	CALCULO DE EROSION GENERAL	37
2.5	IMPACTO AMBIENTAL	40
2.6	MODELOS DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	
2.6.1	EQUILIBRIO LIMITE Y FACTOR DE SEGURIDAD	42
2.6.2	METODOS DE ANÁLISIS	44
2.6.3	COMPARACION DE LOS DIVERSOS METODOS	46
3.	METODOLOGIA DE ESTUDIO	
3.1	DEFENSA RIBEREÑA TIPO ENROCADO	47
3.1.1	FACTORES PARA CONSIDERAR	48
3.1.2	ANCHO DE ENCAUZAMIENTO	48
3.1.3	DISEÑO DE LA SECCION DEL ENROCADO	
3.1.3.1	ALTURA DEL ENROCADO	50
3.1.3.2	TALUD DEL ENROCADO	50

6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

117

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANEXOS

PLANOS



1. Introducción.

Las inundaciones constituyen posiblemente, el fenómeno natural de mayor incidencia y que se presenta con mayor frecuencia en la naturaleza, afectando tanto al campo como a las ciudades, causando pérdidas económicas y generando situaciones de grave riesgo para la salud. Las avenidas de agua, son sin duda una seria amenaza que periódicamente, devasta tierras de cultivos e infraestructura.

Hoy en día, se sabe que el agua puede volver a subir y desbordar, produciendo consecuencias nefastas y una forma de revertir estas situaciones de riesgo es protegiendo las riberas.

En el trayecto del río Pativilca (curso final de la cuenca del río Pativilca) a la altura del Puente Simón Bolívar en la Panamericana Norte (Barranca-Paramonga), existe una población asentada en la margen derecha del río (Pueblo Joven Simón Bolívar), el cual para protegerse contra la crecida del río cuenta con una defensa precaria de muro de concreto el cual presenta signos de falla.

La finalidad del presente informe es proporcionar soluciones a los problemas descritos anteriormente, analizando las variables que influyen para el diseño de estructuras de protección. En este informe se estudian los dos tipos de estructuras mas comunes en el medio: Enrocado y Gaviones. Así como determinar las avenidas de diseño y periodos de retorno razonable según la necesidad requerida.

Se espera que el presente trabajo sea un aporte para los posibles diseños de estructuras de control de erosión en cursos de agua: Defensas Ribereñas.



2. *Fundamento Teórico ó Revisión de Literatura*

Para realizar el diseño de una defensa ribereña, deben de realizarse los estudios básicos necesarios como son:

- Topografía.
- Geología Geotecnia
- Hidrología.
- Hidráulica Fluvial
- Impacto Ambiental.

2.1.- Topografía

La Topografía es muy importante para la ejecución de defensas ribereñas, ya que con un levantamiento topográfico se toman los detalles de los ríos así como las variaciones del lecho. Se deberá considerar ambas márgenes del río, su cercanía con las viviendas, áreas agrícolas y cualquier otras estructuras que puedan ser afectadas y sujetas a erosión. En gabinete se procede a efectuar el dibujo ó plano de la zona levantada y de acuerdo a los cálculos hidrológicos e hidráulicos, se fija el eje central y la amplitud del cauce, lo que permitirá determinar las áreas a proteger en forma directa, áreas a recuperar y áreas a ganar a la caja del río, así como la ubicación y la longitud de defensa que se ejecutará (muros de encauzamiento).

Una vez definido el eje principal del diseño en el plano en gabinete, se procede en el campo a efectuar secciones transversales cada 20 m y a ambos lado del eje, de acuerdo a los requerimientos y consideración topográfica del terreno, a fin de determinar áreas de corte y relleno.

Una vez que se obtiene la progresiva inicial y final del proyecto, se define el perfil longitudinal trazando la rasante diseñada, con la pendiente adecuada, teniendo en cuenta el acotamiento tanto de la uña de estabilidad, la cota de coronación, la cota de fondo esto para el caso de defensas del tipo Diques Enrocados, así como también para el caso de muros de gaviones y colchones reno se debe tener en cuenta la cota de coronación, la cota de base o rasante de la malla antisocavante (colchón Reno)

Para la realización del trabajo de campo es necesario la utilización de equipos como: nivel, mira, metro, etc. Estación total con distanciómetro incorporado con precisión a los 5 segundos para la medición de lados y ángulos de la poligonal. Para un



verdadero control topográfico se requiere además de un GPS estacionario para la obtención de las coordenadas UTM de los puntos de control.

Fotografía N° 2.1



Se observa levantamiento topográfico del río.

2.2- Geología y Geotecnia.

El estudio comprende la evaluación en el lugar donde se va emplazar la estructura y también aguas arriba, esto con el fin de ubicar áreas de inestabilidad o fallas geológicas que directa o indirectamente puedan afectar la estructura y con ello su funcionamiento.

Así también este informe deberá comprender una descripción detallada de los siguientes parámetros:

Fallas

Estratos

Resistencia del suelo

Flujos subterráneos

Estudio de canteras

Estudio del material del cauce del río, etc.

Estos parámetros son fundamentales para poseer un mejor panorama de las características de la calidad de suelo, para así uno tomar las medidas correctivas según sea el caso.

2.3.- Hidrología

El estudio hidrológico es de suma importancia para la construcción de Estructuras de Defensa contra las crecidas de los ríos.

Entre las evaluaciones a tomar en cuenta se tiene, las características generales de los



ríos, el régimen fluvial y el caudal volumétrico.

Régimen Fluvial

Es conveniente recabar información de todas las descargas máximas de las estaciones de aforos confiables, que corresponden a cada año.

Caudal Volumétrico

La escorrentía, resultante final del proceso hidrológico iniciado por la lluvia, se presenta en forma de corrientes de agua o caudales. Para definir la disponibilidad de los recursos de agua superficial aprovechables y el régimen de su utilización es necesario conocer, es decir, medir dichos caudales y llevar una estadística apropiada que cubra un número conveniente de eventos. El análisis de estas series definirán los parámetros de uso de dichos caudales.

El caudal volumétrico se define como el volumen de agua que pasa, por una sección de control determinada, en un tiempo dado. La expresión fundamental es:

$$Q = V \times A$$

Donde:

Q : Caudal, en unidad de volumen por unidad de tiempo

A : Área de la sección transversal del cauce.

V : Velocidad media del paso de agua.

En resumen, el estudio hidrológico tiene por objeto conseguir obtener el mejor ajuste estadístico, con los datos existentes ($Q_{m\acute{a}x}$) a través de las funciones de distribución mas aceptadas que permitan conocer el margen de error disponible de cada uno, con el objeto de hallar el valor mas adecuado del Caudal de diseño.

a. ANÁLISIS PROBABILÍSTICO

Los estudios hidrológicos basan su formulación en muestras y registros para un periodo de tiempo, por otra parte el déficit de información hace necesario recurrir a instrumentos estadísticos.

b. ESTUDIO DE LA CUENCA.

El objetivo de estudiar la cuenca es de evaluar sus características hidrológicas, climatológicas y fisiográficas. La ubicación y situación geográfica de la cuenca nos determinara las características generales de las condiciones meteorológicas de la zona y poder saber si cuenta con estaciones climatológicas, de precipitación y/ o caudal.



c. CAUDAL DE DISEÑO.

Las estructuras serán diseñadas para caudales que tiene un período de retorno (frecuencia de ocurrencia) de N años, lo cual significa que las estructuras serán exigidas al máximo, cuando se presente un caudal de tal magnitud. Cabe aclarar que, a pesar que una estructura haya sido diseñada para soportar un caudal de N años de período de retorno, no significa que se deberán esperar N años para que se presente un caudal de tal magnitud. La interpretación correcta de este concepto es: **“En N años es probable que ocurra, por lo menos una avenida con un caudal de tal magnitud”**. De acuerdo a esto, una avenida con un período de retorno de N años, podría ocurrir en cualquier momento, inclusive, inmediatamente después de la construcción de la estructura.

- Determinación del periodo de retorno: En el control de aguas se debe tomar en cuenta la consideración de riesgo, ya que puede fallar si la magnitud considerada en el diseño es excedido durante su vida útil. Por tanto el periodo de retorno se puede calcular en función de este riesgo hidrológico natural o inherente de falla y de la vida útil de la estructura. El periodo de retorno se determina considerando principalmente los efectos de la posible destrucción de la estructura durante su vida útil. Si esta destrucción puede causar pérdidas de vidas humanas; el riesgo debería considerarse casi cero, de igual manera deberá de tener un valor pequeño para pérdidas económicas cuantiosas.

Para decidir el periodo de retorno (T_r) de la avenida de diseño, primero precisamos la vida útil de la obra (J), luego asumimos un porcentaje adecuado de riesgo de falla (R) y obtenemos T_r de la siguiente ecuación:

$$T_r = \frac{1}{1 - (1 - R)^{\frac{1}{J}}}$$

Donde:

T_r = Periodo de Retorno (años).

J = Vida útil de la estructura (años).

R = Riesgo de falla (%)

- Para la determinación del periodo de retorno Ven Te Chow (1988) propone también lo siguiente: en función a la importancia de cada proyecto y el caudal de avenida que se le asigne, así pues tenemos:



Tabla 2.3: Criterios de Diseño Generalizado Para Estructuras de Control de Agua.

Tipo de Estructura	Periodo de Retorno (años)	ELV
Alcantarilla de Carreteras		
Volúmenes de tráfico bajo	5 – 10	--
Volúmenes de tráfico intermedio	10 – 25	--
Volúmenes de tráfico altos	50 – 100	--
Puentes de carreteras		
Sistema secundario	10 – 50	--
Sistema primario	50 – 100	--
Drenaje agrícola		
Alcantarillas	5 – 50	--
Surcos	5 – 50	--
Drenaje Urbano		
Alcantarillas en ciudades pequeñas	2 – 25	--
Alcantarillas en ciudades grandes	25 – 50	--
Aeropuertos		--
Volúmenes bajos	5 – 10	--
Volúmenes intermedios	10 – 25	--
Volúmenes altos	50 – 100	--
Diques		--
En línea	2 – 50	--
Alrededor de ciudades	50 – 200	--
Presas con poca probabilidad de pérdidas de vidas (baja amenaza)		--
Presas pequeñas	50 – 100	--
Presas intermedias	100+	--
Presas grandes	--	50 – 100%
Presas con probabilidad de pérdidas de vidas (amenaza significativa)		
Presas pequeñas	100 +	50 %
Presas intermedias	--	50 – 100 %
Presas grandes	--	100 %
Presas con probabilidad de pérdidas de vidas (alta amenaza)		



Presas pequeñas	--	50 – 100 %
Presas intermedias	--	100 %
Presas grandes	--	100 %

Fuente: Libro Hidrología Aplicada: Ven Te Chow (1988) Tabla 13.1.1

d. DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD

Los modelos probabilísticos dan buenos resultados si se cuenta con un mínimo de 15 años de registro. Entre las principales distribuciones probabilísticas que se ajustan bien al caudal máximo instantáneo tenemos:

Distribución Normal

Distribución LogNormal.

Distribución Gumbel.

Distribución Log Pearson III.

➤ DISTRIBUCION NORMAL

La distribución normal es una distribución simétrica en forma de campana, también conocida como Campana de Gauss. Aunque muchas veces no se ajusta a los datos hidrológicos tiene amplia aplicación por ejemplo a los datos transformados que siguen la distribución normal.

Función de densidad:

La función de densidad está dada por

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}\right] \quad -\infty < x < \infty$$

Donde los parámetros de la distribución son la media $\mu(\bar{x})$ y desviación estándar $\sigma(s)$, se define la variable estandarizada z como:

$$z = \frac{x - \mu}{\sigma}$$

Siendo la distribución normal estandarizada

$$f(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{z^2}{2}} \quad -\infty \leq z \leq \infty$$

Estimación de parámetros:

$$x = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad s = \left\{ \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \right\}^{\frac{1}{2}}$$



Factor de frecuencia:

Si se trabaja con los x sin transformar el z se calcula como $z = \frac{x - \mu}{\sigma}$

El valor z correspondiente a una probabilidad de excedencia de p ($p=1/T$, donde T es el periodo de retorno) puede calcularse encontrando el valor de la variable w :

$$w = \left[\ln \left(\frac{1}{p^2} \right) \right]^{\frac{1}{2}} \quad 0 < p \leq 0.50$$

y luego calculando z con la aproximación:

$$z = w - \frac{2.515517 + 0.802853w + 0.010328w^2}{1 + 1.4327788w + 0.189269w^2 + 0.001308w^3}$$

De allí se podrá calcular el valor de $F(x)=F(z)$ a partir de cada valor de "z", estando z en función del período de retorno.

Resultando $x = \bar{x} + z\sigma$

➤ DISTRIBUCIÓN LOGNORMAL DE DOS PARÁMETROS

En esta función los logaritmos naturales de la variable aleatoria se distribuyen normalmente.

Si los logaritmos Y de una variable aleatoria X se distribuyen normalmente se dice que X se distribuye normalmente.

Esta distribución es muy usada para el cálculo de valores extremos por ejemplo $Q_{\text{máx.}}$, $Q_{\text{mínimos}}$, $P_{\text{máx.}}$, $P_{\text{mínima}}$. Tiene la ventaja que $X > 0$ y que la transformación Log tiende a reducir la asimetría positiva ya que al sacar logaritmos se reducen en mayor proporción los datos mayores que los menores.

Limitaciones: tiene solamente dos parámetros, y requiere que los logaritmos de las variables estén centrados en la media.

Función de densidad:

$$f(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \exp \frac{-1(y-\mu_y)}{2\sigma_y^2} \quad x > 0$$

$$y = \ln x$$

donde μ_y : y σ_y : son los parámetros de la distribución, si comparamos con los de la distribución normal, los mencionados corresponden a la media y a la desviación estándar de los logaritmos de la variable aleatoria respectivamente, definiéndose la variable estandarizada como



$$z = \frac{\ln x - u_y}{\sigma_y}$$

u_y : media de los logaritmos de la población (parámetro escalar), estimado \bar{y}

σ_y : Desviación estándar de los logaritmos de la población s_y

Estimación de parámetros:

$$u_y = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x_i) \quad s_y = \left\{ \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\ln(x_i) - \bar{y})^2 \right\}^{\frac{1}{2}}$$

Factor de frecuencia:

Puede trabajarse en el campo original y en el campo transformado.

Campo transformado: Si se trabaja en el campo transformado se trabaja con la media y la desviación estándar de los logaritmos, así:

$$\ln(X_{Tr}) = u_y + z s_y$$

Estando z en función del periodo de retorno (Tr), tal como se describió en la distribución normal

Campo original: Si se trabaja con los x sin transformar el K_t se calcula como

$$K_t = \frac{\exp\left\{K_T * (\ln(1 + Cv^2))^{\frac{1}{2}} - \left(\frac{\ln(1 + Cv^2)}{2}\right)\right\} - 1}{Cv}$$

K es la variable normal estandarizada para el Tr dado, $Cv = \frac{s}{x}$ es el coeficiente de variación, x media de los datos originales y s desviación estándar de los datos originales.

➤ DISTRIBUCION GUMBEL O EXTREMA TIPO I

Una familia importante de distribuciones usadas en el análisis de frecuencia hidrológica es la distribución general de valores extremos, la cual ha sido ampliamente utilizada para representar el comportamiento de crecientes y sequías (máximos y mínimos).

Función de densidad:

$$F(x) = \exp\left[-\exp\left(-\frac{x-u}{\alpha}\right)\right] \quad -\infty \leq x \leq \infty$$

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} \exp\left[\frac{-x-\beta}{\alpha} - \exp\left(\frac{-x-\beta}{\alpha}\right)\right]$$



En donde α y u son los parámetros de la distribución.

Estimación de parámetros

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} s \quad ; \quad u = \bar{x} - 0.5772\alpha$$

donde \bar{x} y s son la media y la desviación estándar estimadas con la muestra.

Se define la variable reducida:

$$y = \frac{x - u}{\alpha}$$

siendo para este caso la función de densidad: $F(x) = \exp[-\exp(-y)]$

Resolviendo para y :

$$y = -\ln \left[\ln \left(\frac{1}{F(x)} \right) \right]$$

La probabilidad de ocurrencia de un evento en cualquier observación es el inverso de su período de retorno(T):

$$P(x \geq x_T) = \frac{1}{T} \quad \rightarrow \quad 1 - P(x < x_T) = \frac{1}{T} \quad \rightarrow \quad 1 - F(x_T) = \frac{1}{T}$$

luego : $F(x_T) = \frac{T-1}{T}$

Resultando

$$y_T = -\ln \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right]$$

x_T se relaciona con y_T mediante la ecuación

$$x_T = u + \alpha y_T$$

➤ **DISTRIBUCIÓN LOG GAMMA O LOGPEARSON DE 3 PARÁMETROS**

Si los logaritmos Y de una variable aleatoria X se ajustan a una distribución Pearson tipo III, se dice que la variable aleatoria X se ajusta a una distribución Log Pearson Tipo III. Esta distribución es ampliamente usada en el mundo para el análisis de frecuencia de Caudales máximos. Esta se trabaja igual que para la Pearson Tipo III pero con X_y y S_y como la media y desviación estándar de los logaritmos de la variable original X .

Función de densidad:

$$f(x) = \frac{1}{x \alpha \Gamma(\beta)} \left(\frac{\ln(x) - y_o}{\alpha} \right)^{\beta-1} \exp\left(-\frac{\ln(x) - y_o}{\alpha}\right)$$



donde.

$$y_0 \leq y < \alpha \text{ para } \alpha > 0$$

$$\alpha \leq y \leq y_0 \text{ para } \alpha < 0$$

α y β son los parámetros de escala y forma, respectivamente. y y_0 es el parámetro de localización.

Estimación de parámetros:

$$\beta = \left(\frac{2}{C_s} \right)^2, \quad \alpha = s_y \frac{C_s}{2}, \quad t_0 = x_y - \alpha\beta$$

C_s es el coeficiente de asimetría, $\bar{x}_y - S_y$ son la media y la desviación estándar de los logaritmos de la muestra respectivamente.

Factor de frecuencia:

$$\ln(Y_n) = x_y + K * s_y$$

$$K \approx z + (z^2 - 1) \frac{C_s}{6} + \frac{1}{3} (z^3 - 6z) \left(\frac{C_s}{6} \right)^2 - (z^2 - 1) \left(\frac{C_s}{6} \right)^3 + z \left(\frac{C_s}{6} \right)^4 + \frac{1}{3} \left(\frac{C_s}{6} \right)^5$$

donde z es la variable normal estandarizada

Este valor de K se encuentra tabulado de acuerdo al valor de C_s calculado con la muestra.

e. AJUSTE DE DISTRIBUCIONES

Debido a que a veces los resultados de las distribuciones descritas anteriormente, arrojan resultados diferentes, existen diversos métodos para escoger la mejor distribución, algunos de los cuales describiremos a continuación.

Análisis Gráfico. Este método consiste en graficar las diversas distribuciones y los puntos medidos, y se escoge la distribución de probabilidad que mejor se ajuste a los datos medidos. Este método tiene un alto grado de subjetividad ya que depende del



observador.

Pruebas de Ajuste

Para determinar que tan adecuado es el ajuste de los datos a una distribución de probabilidades se han propuesto una serie de pruebas estadísticas que determinan si es adecuado el ajuste. Las más conocidas son la de χ^2 y la de Kolmogorov - Smirnov.

Prueba de Smirnov Kolmogorov

- Se calcula la Probabilidad Empírica ($P_{emp.}$) Y la Probabilidad Teórica ($P_{teo.}$), según la función deseada.
- Se determina la desviación máxima:

$$\Delta_{max} = |P_{emp} - P_{teo}|$$

- Se escoge un nivel de significancia " α " (0.05, 0.01) y con α y N se obtiene un valor Δ tabular de la tabla de Valores Críticos de Kolmogorov - Smirnov.
- Conclusión:

$$\text{Si: } \Delta_{max} < \Delta_{tabular}$$

El ajuste es Bueno al nivel de significancia adoptado.

$$\Delta_{max} > \Delta_{tabular}$$

El ajuste no es Bueno al nivel de significancia adoptado.

Prueba Chí Cuadrado

Una medida de la discrepancia entre las frecuencias observadas (f_o) y las frecuencias calculadas (f_c) por medio de una distribución teórica esta dada por el estadístico X^2 .

$$X^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(f_o - f_c)^2}{f_c} \text{ en donde } \sum f_o = \sum f_c$$

Si el estadístico $X^2=0$ significa que las distribuciones teórica y empírica ajustan exactamente, mientras que si el estadístico $X^2>0$, ellas difieren. La distribución del estadístico X^2 se puede asimilar a una distribución Chi-cuadrado con $(k-n-1)$ grados de libertad, donde k es el número de intervalos y n es el número de los parámetros de la distribución teórica. La función X^2 se encuentra tabulada. Supóngase que una hipótesis H_0 es aceptar que una distribución empírica se ajusta a una distribución Normal. Si el valor calculado de X^2 por la ecuación anterior es mayor que algún valor



crítico de χ^2 , con niveles de significancia α de 0.05 y 0.01 (el nivel de confianza es $1-\alpha$) se puede decir que las frecuencias observadas difieren significativamente de las frecuencias esperadas (o calculadas) y entonces la hipótesis H_0 se rechaza, si ocurre lo contrario entonces se acepta.

Estrictamente, solo se debe aplicar este método para verificar la "normalidad" de una serie de datos.

Con dichos resultados es posible la adopción de la altura de coronamiento de la defensa propuesta, compatible con el periodo de retorno.



f. ESTUDIO DE TRANSITO DE AVENIDAS

Determinación del Perfil del Flujo.

Es importante identificar las diferentes características de flujo que se pueden presentar en un canal artificial y en un río tales como:

Flujo en un canal artificial.

- Flujo permanente.
- Flujo uniforme.
- Flujo turbulento.

Flujo en un río.

- Flujo no permanente.
- Flujo no uniforme.
- Flujo turbulento.

Para efectuar el estudio hidráulico de los canales es necesario hacer simplificaciones del flujo real, que es bastante complejo.

En un canal artificial se puede lograr cierto grado de permanencia manteniendo constante el caudal, en un río sería muy complicado lograr cierto grado permanencia debido a la irregularidad de los caudales fluviales, excepcionalmente podría darse mediante la regulación aguas abajo de un embalse.

En un canal artificial se puede lograr algo parecido al movimiento uniforme en la medida que el canal sea prismático, que mantenga su sección transversal constante y con una pendiente en el fondo constante; mientras que en un río ocurre todo lo contrario debido a que la sección es muy variable y en consecuencia el movimiento no es uniforme.

Sin embargo, y a pesar de las limitaciones anteriores, en hidráulica fluvial se hacen uso de las fórmulas y conceptos deducidos para el flujo en canales con la finalidad de simplificar el escurrimiento real. Es por ello que es importante el conocimiento profundo de la hidráulica de canales para su aplicación.

Se hace uso de las curvas de remanso básicamente para determinar el nivel de la superficie de agua para un determinado caudal (perfil del flujo), dentro de un canal natural o artificial, en la cual las características geométricas tales como pendiente, perfiles longitudinales, secciones transversales y rugosidad son conocidas.

Existen varios métodos para determinar el perfil del flujo en un canal no prismático.



Estimación del Coeficiente de Rugosidad "n" de Manning

El coeficiente de rugosidad o coeficiente de Manning está relacionado con la fuerza de resistencia que ofrece el cauce al movimiento del agua; su valor depende del tamaño de las partículas del material del cauce además de la configuración del lecho del río.

Los niveles de altura de agua, las velocidades del flujo, los esfuerzos cortantes, dependen del valor del coeficiente de rugosidad.

Aunque varios factores afectan la selección de un valor de n para un cauce, los factores más importantes son el tipo y tamaño de los materiales que componen la cama, bancos y la forma del cauce. La tabla N° 2.3.f muestra algunos valores del coeficiente de manning.

Tabla N° 2.3.f

VALORES DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD "n"				
SUPERFICIE	MEJOR	BUENA	REGULAR	MALA
Ladrillo vitrificado.	0.011	0.012	0.013*	0.014
Albañales de ladrillo.	0.012	0.013	0.015*	0.017
Acabado de cemento liso.	0.01	0.011	0.012	0.013
Cemento de mortero.	0.011	0.012	0.013*	0.015
Madera cepillada.	0.01	0.012*	0.013	0.014
Madera sin cepillar.	0.011	0.013*	0.014	0.014
Con tablas.	0.012	0.015*	0.016	-
Concreto.	0.012	0.014*	0.016*	0.018
Cemento y mampostería.	0.017	0.02	0.025	0.03
Piedras grandes, guijarro.	0.025	0.03	0.033	0.035
Sillería bruta.	0.013	0.014	0.015	0.017
Metal liso.	0.011	0.012	0.013	0.015
Metal corrugado.	0.022	0.025	0.028	0.03
De tierra rectos.	0.017	0.02	0.022	0.025
De piedra uniforme.	0.025	0.03	0.033	0.035
De piedra irregular.	0.035	0.04	0.045	-
Canales de tierra dragada.	0.025	0.028	0.03	0.033
Con vegetación.	0.025	0.03	*0.035	0.04
De piedra en el fondo.	0.028	0.03	*0.033	0.035
CAUCES NATURALES				
Limpios y rectos.	0.025	0.028	0.03	0.033
Con vegetación y piedras.	0.03	0.033	0.035	0.04
Limpios con curvas.	0.033	0.035	0.04	0.045
Bajo nivel y curvas.	0.04	0.045	0.05	0.055
Con depresiones y vegetación.	0.05	0.06	0.07	0.08

*Valores que se usan generalmente en el diseño.

Fuente : Irrigación, Rosell Calderon Cesar Arturo.



Modelamiento Hidráulico Mediante La Aplicación del Programa Hec Ras

(Versión 3.1.2)

El programa Hec-ras utiliza una metodología de cálculo para analizar todas las secciones con el procedimiento iterativo llamado el método estándar por etapas.

La ecuación de energía se escribe como sigue:

$$z_2 + y_2 + \alpha_2 * \frac{V_2^2}{2g} = z_1 + y_1 + \alpha_1 * \frac{V_1^2}{2g} + h_e$$

Donde:

y_1, y_2 = Tirante de agua.

z_1, z_2 = Elevación del canal principal.

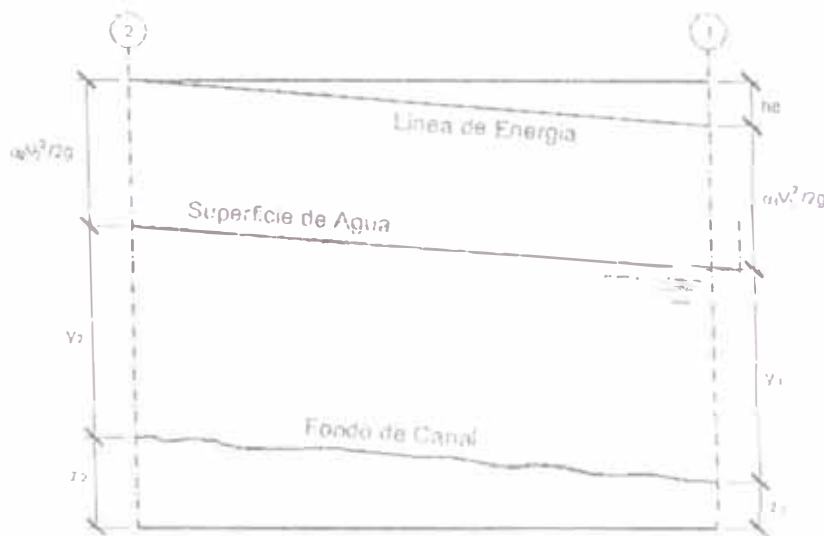
V_1, V_2 = Velocidades promedios.

g = Aceleración de la gravedad.

H_e = Pérdida de energía.

α_1, α_2 = Coeficientes de velocidad.

Un diagrama que muestra los términos de la ecuación de energía se muestra en la siguiente figura:



La pérdida de energía de dos secciones transversales está compuesta de pérdidas por fricción y pérdidas de contracción.

La ecuación de pérdida de energía es la siguiente:

$$H_e = L * S_f + C * \left[\frac{\alpha_2 * V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 * V_1^2}{2g} \right]$$

Donde:

L = Longitud del tramo.

S_f = Pendiente de la pérdida de fricción.



C = Coeficiente de expansión y contracción

$$S_f = \frac{U^2 n^2}{R^4}$$

Donde: U=Velocidad media : R=Radio hidráulico : n = Coeficiente de Manning

INGRESO DE DATOS BÁSICOS AL PROGRAMA HEC RAS v 3.1.2

Como información necesaria para efectuar el modelamiento hidráulico, mediante la aplicación del programa Hec Ras, es necesario la introducción de datos geométricos y datos de flujo tal como se indica:

• **Datos Geométricos**

- Esquema del río.
- Secciones transversales. El ingreso de datos de las secciones transversales se realiza de izquierda a derecha, mirando en dirección aguas abajo.
- Distancia entre las secciones transversales.
- Rugosidad del cauce y de los bancos fluviales.
- Coeficiente de contracción y expansión.

• **Datos de Flujo**

- Caudal de diseño.
- Condición de borde aguas arriba o aguas abajo.
- Régimen de flujo subcrítico, supercrítico o mixto.

• **Ejecutar el Programa**

Para proceder al análisis se tendrá que definir el método de cálculo de pendiente de energía para lo cual se recomienda el método de elección automática por el programa.

Luego para uno saber el tipo de Flujo; inicialmente se ejecuta el programa en el flujo del tipo Mixto una vez ejecutado el programa se pasa a revisar los resultados del Hec-Ras en los cuadros de respuesta, buscando los valores del número de Froude el cual nos define el Tipo de Flujo que esta actuando:

Froude < 1	Flujo SubCrítico
Froude = 1	Flujo Crítico
Froude > 1	Flujo Supercrítico

Ya definido el tipo de flujo se modificarán las condiciones de borde y el tipo de plan, y volverá a ejecutar el programa u analizar los resultados.

PROGRAMA UTILIZADO : HECRAS River Analysis System, versión 3.1.2 Abril 2004, US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center.



2.4. HIDRÁULICA FLUVIAL

La Hidráulica Fluvial combina conceptos de Hidrología, Hidráulica General, Geomorfología y Transporte de sedimentos. Estudia el comportamiento hidráulico de los ríos en lo que se refiere a los caudales, niveles medios y extremos, las velocidades de flujo, las variaciones del fondo por socavación y sedimentación, la capacidad de transporte de sedimentos y los ataques contra las márgenes. Los diseños de las obras que se construyen en los ríos para suministro de agua, vertimiento de excesos, encauzamiento, protección del fondo y de las márgenes están dentro del campo de la Ingeniería de Ríos.

A continuación presentaremos algunos conceptos y elementos de análisis de la Hidráulica fluvial principalmente a la mecánica de transporte de sedimentos. El movimiento de agua, por su parte, se supone conocido a través de la hidráulica: así como el movimiento uniforme y gradualmente variado en lamina libre, su distribución de tensiones y velocidades, etc.

2.4.1. Granulometría

Los lechos de los ríos pueden ser granulares o cohesivos. En el primer caso, el lecho esta constituido por partículas sueltas de distintos tamaños. Los ríos aluviales son aquello que discurren sobre materiales transportados por el propio río en el pasado geológico y por ello sus lechos suelen ser granulares. Un río puede tener también un cauce abierto en roca o materiales cohesivos; no por eso su contorno es fijo o inamovible pero las modificaciones del cauce serán muy lentas debido a la mayor resistencia a la erosión. Tras una erosión del fondo, un lecho cohesivo se puede restablecer en su fondo original, pero ya no como cohesivo sino como granular, y en esto se diferencia de los lechos granulares.

La propiedad individual de las partículas de un lecho granular, que más importancia tiene en la hidráulica fluvial es el peso. Los cauces naturales están formados por partículas de rocas y minerales cuyo peso específico tiene poca variación. El valor medio es $\gamma_s = 2.65 \text{ T/m}^3$. Gracias a ello, la propiedad de más importancia pasa a ser el tamaño, como representación de volumen de la partícula.

La manera más común de analizar la distribución de tamaños en el lecho (o granulometría) es tamizar una muestra y pesar la fracción que pasa de cada tamiz pero es retenido en el siguiente.



Las partículas menores que 0.004 mm se llaman arcillas. Entre 0.004 mm y 0.062 mm se llaman limos. Entre 0.062 mm y 2.0 mm se llaman arenas. Entre 2.0 mm y 64 mm se llaman gravas. De ahí en adelante, la terminología castellana no parece completamente establecida, pero podría llamarse cantos a los elementos hasta 25.6 cm y bolonería de ahí en adelante.

2.4.2. Umbral o Principio de Movimiento

Un lecho granular que soporta la circulación de una corriente de agua verá en algún momento desplazar una partícula por la fuerza de arrastre del agua. Saber en que condiciones ocurre esto es el problema del umbral, principio o condición crítica del movimiento de fondo, problema intensamente investigado en Hidráulica fluvial, con gran implicancia práctica sobre la erosión de un fondo de cauce. El conocimiento que se tiene es principalmente de ensayos de laboratorio con arenas uniformes. Aunque no hay acuerdo completo, si parece dibujarse un consenso en torno a un resultado conocido como ábaco de Shields (1936).

La acción del agua sobre el fondo puede caracterizarse por una tensión cortante en el fondo τ_0 . La resistencia de la partícula a ser movida puede relacionarse con su peso sumergido, el cual es función $(\gamma_s - \gamma)$, pero específico sumergido, y del tamaño D que caracteriza el volumen. Con estas tres variables puede formarse el parámetro

adimensional $\bar{\tau} = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma)D}$ o tensión cortante adimensional, llamado también

parámetro de Shields, que compara como cociente la fuerza promotora del movimiento (acción de arrastre proporcional a $\tau_0 D^2$) con la fuerza estabilizadora

(peso proporcional a $(\gamma_s - \gamma)D^3$). Como primera aproximación, la tensión de fondo vale

$\tau_0 = \gamma R_h l$ con R_h radio hidráulico e l la pendiente motriz, expresión que se obtiene haciendo equilibrio entre peso y rozamiento para una rebanada vertical de flujo en lamina libre.

2.4.3. Acorazamiento

Una limitación de la teoría anterior es haberse deducido para materiales granulares finos y, sobre todo de granulometría uniforme. Cuando el lecho está constituido por una mezcla de distintos tamaños, cada tamaño tiene una tensión crítica diferente, de manera que la corriente, teóricamente, puede desplazar los finos más fácilmente que



los gruesos. Mediante este razonamiento puede explicarse un desplazamiento selectivo de las partículas más finas que produzca con el tiempo, a partir de un material originariamente bien mezclado, una frecuencia mayor de gruesos en la superficie. Esta descripción corresponde a la realidad de los lechos de los ríos, ya que son frecuentemente de grano más grueso las capas superficiales que las capas profundas. A este estado se llama acorazamiento del lecho.

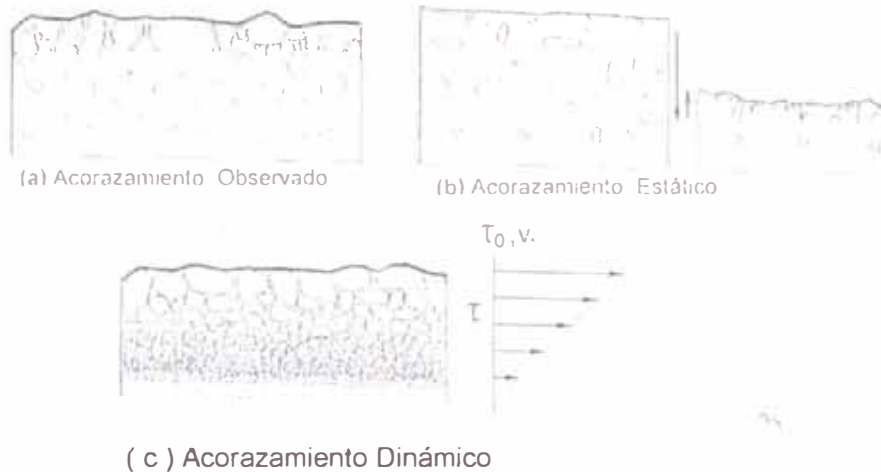


Fig. 2.4.3: Tipos de Acorazamiento.

Podemos imaginar el origen de una capa superficial más gruesa (o "coraza") como el resultado de un barrido o lavado de lo más fino o también como la permanencia de las partículas gruesas cuando como son movidas varias capas del lecho. En ambos, sentidos se puede decir que el acorazamiento es estático (Fig. 2.4.3). También se ha propuesto un concepto dinámico del acorazamiento, según el cual el transporte generalizado en el lecho afecta a un cierto espesor, con mayor intensidad en la superficie sometida a la tensión τ_0 que en capas inferiores. Así, la capacidad de desplazamiento selectiva según los tamaños se acomoda con una acción de intensidad creciente hacia la superficie del lecho para dar una selección de tamaños. Por ejemplo, las partículas gruesas no pueden ser desplazadas más que en el caso de pertenecer a la capa superficial y por eso son más abundantes en ella (Fig. 2.4.3). El acorazamiento de un lecho influye en la rugosidad del cauce pues la superficie del fondo presenta partículas de grano mayor. También influye en el principio de movimiento del lecho ya que es preciso destruir primero la coraza para poder mover el material más fino que hay debajo. En los procesos de erosión general y de erosión local, el acorazamiento puede suponer un freno. La posibilidad de acorazamiento de



un lecho puede juzgarse mediante la desviación típica granulométrica σ .

2.4.4.- Técnica de muestreo

Del fenómeno del acorazamiento se desprenda algunas consecuencias para los métodos de determinación de la granulometría en campo. El método mas completo se puede llamar muestreo volumétrico: consiste en extraer del cauce un cierto volumen del material subsuperficial. Esto implica retirar primero la capa superficial en un espesor comparable al tamaño de la mayor partícula observada en la superficie. El volumen que se toma a continuación debe ser representativo del material granular del cauce, para lo cual debe seguirse el criterio de que la mayor partícula extraída no represente más del 1 % en peso de toda la muestra, o bien para mayor precisión el 0.1 % en peso. Si, por ejemplo, $D_{\max} = 10$ cm estos criterios dan unos 100 Y 1000 Kg respectivamente. Como puede verse, en lechos de gravas serán necesarios medios mecánicos importantes para la extracción y manipulación de las muestras.

También puede interesar la granulometría de la coraza, por sus implicaciones sobre el inicio del movimiento o la rugosidad en aguas bajas o medias. El método de campo llamado muestreo superficial consiste en marcar de algún modo el material expuesto en la superficie (por ejemplo con pintura) y retirar todo el material marcado, pero no el no marcado. Para que la muestra sea representativa, la mayor partícula marcada no debe representar mas del 1 % del área muestreada, lo que puede traducirse en que el área muestreada sea $100 D_{\max}^2$

La muestra tomada por muestreo superficial se tamiza y se pesa igual que la volumétrica. Sin embargo, las curvas granulométricas resultantes no son comparables. La conversión de una curva obtenida por muestreo superficial (s) en una curva granulométrica propiamente dicha (muestreo volumétrico v) se hace mediante

$$f^{(v)}_i = \frac{f^{(s)}_i * D^{-1}_i}{\sum f^{(s)}_i * D^{-1}_i} .$$
 Esta expresión traduce el hecho intuitivo de que cuanto

mayor es una partícula (D) más presencia tiene proporcionalmente en peso en la muestra superficial (frecuencia $f^{(s)}$) con respecto a su frecuencia verdadera en el volumen (frecuencia $f^{(v)}$). El subíndice i numera las clase de los tamaños y D_i es el centro de la clase.

También puede realizarse un muestreo por conteo del material superficial. A distancias regulares (pasos) se toma una partícula y se mide su tamaño. La curva granulométrica



obtenida no requiere conversación a frecuencias volumétricas, pero está truncada en un valor de 8 mm, aproximadamente, es decir, no contiene material inferior a este tamaño, lo cual repercute en todas las medidas de posición y dispersión de la curva granulométrica.

2.4.5.- Nociones de transporte de sedimentos

a.- Clasificación del transporte

El transporte de sedimentos por un río puede clasificarse atendiendo a dos criterios según el modo de transporte y según el origen del material. Según el modo de transporte, el sedimento puede ser transportado en suspensión, sostenido por la turbulencia del flujo, o bien por el fondo, rodando, deslizando o saltando. Una partícula inicialmente en reposo puede ser transportada a saltos por el fondo cuando se supera el umbral del movimiento, pero si el río sigue creciendo, puede ser transportada luego en suspensión. Cuando más intensa es la acción de la corriente, mayor es el tamaño del material de fondo que es puesto en suspensión y transportado de ese modo. Esto nos lleva a observar que el transporte de sedimento cuyo origen es el cauce se reparte entre los dos modos de transporte: en suspensión y de fondo.

El otro origen posible del material transportado es la cuenca hidrográfica del río. Se entiende que nos referimos al origen durante un episodio de lluvias y crecida fluvial. Evidentemente a largo plazo todo el material del cauce tiene también su origen en la cuenca. El origen en la cuenca significa que simultáneamente al transporte de fondo y suspensión con origen en el cauce, la corriente transporta material con origen en la cuenca, material muy fino llamado material de lavado de la cuenca. Este material es transportado siempre en suspensión, por lo que el modo de transporte en suspensión suma material de los dos orígenes distintos. Un criterio práctico para separar un origen del otro es el tamaño de las partículas $D = 0,0625$ mm. El material inferior a éste procede mayoritariamente del lavado de la cuenca mientras que el superior procede del lecho. La clasificación del transporte se resume en la Fig. 2.4.5a.

El transporte en suspensión puede representar el 90% o más de todo el transporte sólido de un río y dentro de él el material de lavado puede ser una parte grande. Este material de lavado está ligado a las características hidrológicas de la cuenca: la litología, los suelos, las pendientes, la vegetación, la precipitación, la escorrentía, etc. De hecho la pérdida de suelo de una cuenca podría cuantificarse mediante el material de lavado transportado por el río. El río sirve tan solo de "corredor" o "vector" de este



transporte. El material transportado en suspensión tiene gran repercusión en la salida o desembocadura de un sistema fluvial: en la formación de deltas o la colmatación de los embalses. El transporte de fondo (el 10% restante quizás) tiene sin embargo, la mayor repercusión morfológica sobre el río mismo, ya que causa sus modificaciones, y por ello es de interés en ingeniería fluvial. El transporte de fondo (y más exactamente el transporte del material del cauce) está ligado a las características hidráulicas del cauce: anchura, pendiente, granulometría, caudal, etc.

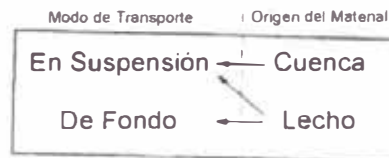


Fig 2.4.5.a

b.- Caudal Sólido

Por analogía con el flujo de agua, el primer paso en el análisis del transporte del sedimento es definir el caudal sólido, Q_2 como el volumen por unidad de tiempo que cruza una sección transversal y definir el correspondiente caudal sólido unitario, q_s , por unidad de anchura. Para el transporte en suspensión es más simple trabajar con el peso del material sólido en lugar del volumen. Al peso por unidad de tiempo se le sigue llamando "caudal" en peso. Es preferible el peso porque las medidas practicables en un río son las velocidades del agua y las concentraciones del material sólido en suspensión expresadas en mg/l . Ambas variables tienen una distribución en la vertical predecible o reconocible: la de velocidades es una distribución logarítmica como se deduce de la teoría de la capa límite; la de concentraciones $c_{(y)}$ es en primera aproximación una función exponencial negativa sobre la coordenada y (Fig. 2.4.5b). El caudal sólido unitario en peso q_s es la integración en la vertical del producto de las

variables $q_s = \int c_{(y)} v_{(y)} dy$ y se expresa en $\frac{g}{ms}$. Por otra parte la predicción del

volumen del sedimento al que corresponde un cierto peso de material en suspensión no es fácil, pues el peso específico del sedimento varía con el tiempo y depende también de la granulometría.

También el transporte de fondo se expresa frecuentemente en peso además de darse en volumen. En este caso hay hasta cuatro modos de expresarlo que no deben confundirse:

- 1) En volumen neto, corresponde exactamente a la definición de caudal sólido;
- 2) En volumen bruto o volumen de un empaquetamiento del material, que incluye



por tanto huecos: designando por λ el índice de huecos, que es función de la granulometría del material, el volumen bruto es $\frac{1}{1-\lambda}$ veces el volumen neto.

- 3) En peso seco, cuya relación con el volumen neto es el peso específico (2650 kg/m³ en materiales naturales) y finalmente.
- 4) En peso sumergido cuya relación con el volumen neto es el peso específico sumergido (1650 kg/m³)

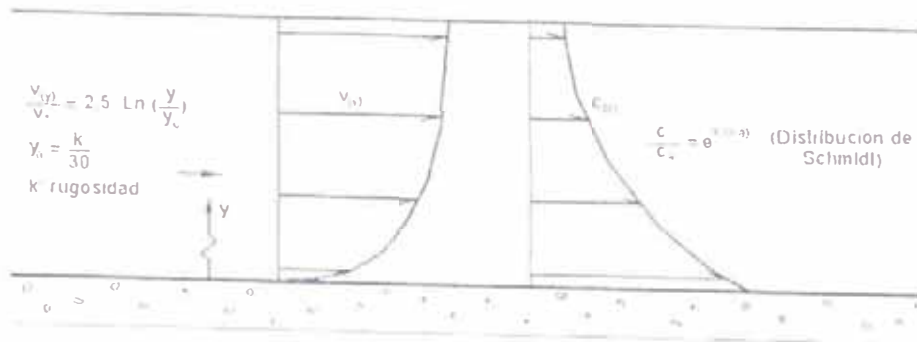


Fig. 2.4.5b: Distribución de velocidades (izquierda) y concentración de sedimentos en suspensión (derecha).

El volumen bruto tiene la virtud de ser directamente equiparable con los volúmenes de erosión o sedimentación en el fondo de un río. El volumen neto tiene la virtud de ser homogéneo, con el transporte en suspensión y así permitir la comparación o suma de ambos.

Podemos indicar que las mayores concentraciones de material en suspensión conocidas en grandes ríos son del orden de 1 g/l en China y las menores, en países europeos húmedos, son del orden de 1 mg/l. En cuanto al transporte de fondo, es arriesgado dar un orden de magnitud independiente de la magnitud de la corriente (del caudal líquido) y de las características hidráulicas y granulométricas del cauce. Sin embargo, un caudal sólido del orden de 0.1 % - 1 % del caudal líquido es posible.

c. Equilibrio de fondo

Decimos que un fondo se encuentra en equilibrio en presencia de transporte de sedimentos (en suspensión y por el fondo) cuando no sufre modificación en su cota. Este equilibrio, así definido como un efecto, proviene lógicamente de un equilibrio entre las acciones. Podría pensarse en un conjunto de variables que estarían interviniendo en el equilibrio, conjunto que sería ciertamente muy numeroso. Con un



propósito solo cuantitativo, Lane (1955) propuso tener en cuenta 4 variables: el caudal líquido (q caudal unitario), el caudal sólido de fondo (q_s caudal sólido unitario), la pendiente (i) y el tamaño del sedimento (D) y las propuso en la analogía de la balanza (Fig. 2.4.5c). El desplazamiento de la aguja de la balanza por peso en exceso (los caudales) o por un brazo en exceso (la pendiente y el tamaño) da lugar a erosión o sedimentación según sea en uno u otro sentido. La analogía de la balanza es una herramienta muy útil para analizar el desequilibrio de un río, en particular por causa de una intervención humana.

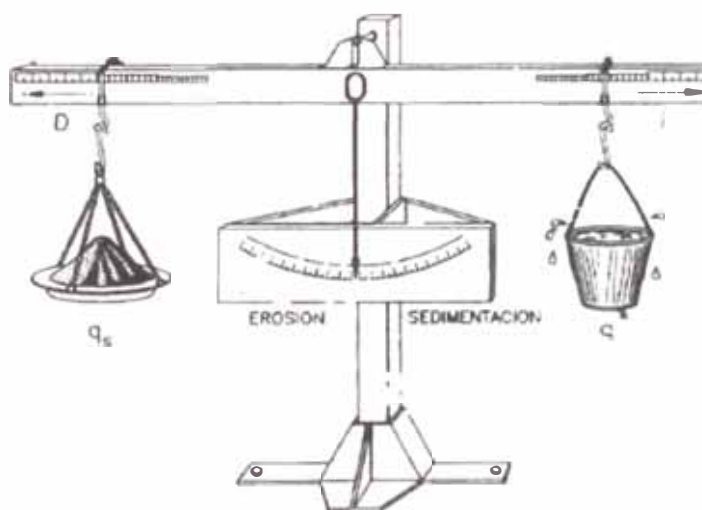


Fig. 2.4.5c: Analogía de la balanza de Lane

Interesa destacar la idea de que los caudales líquido y sólido de fondo de un río pueden estar equilibrados o no equilibrados. En este caso, una corriente puede presentar un exceso de transporte de fondo ("sobrealimentación") o un defecto ("subalimentación") y se producirá sedimentación o erosión respectivamente. En segundo lugar, este equilibrio es relativo a la pendiente del cauce. Así podemos extraer el concepto de pendiente de equilibrio como aquella que equilibra unos caudales sólido y líquido determinados. Por ejemplo, muchos sólidos y poco agua se equilibran formando una gran pendiente y viceversa. En tercer lugar el equilibrio depende también del tamaño del material. Por ejemplo, el mismo caudal sólido de partículas más gruesas y el mismo caudal de agua se equilibran con una pendiente mayor y viceversa.

También podemos considerar a la pendiente como la variable que consigue restablecer un equilibrio perdido. Esto tiene sentido físico, más allá de la analogía de



la balanza, pues un desequilibrio puede causar erosión y esta desarrollarse en el sentido de disminuir la pendiente si se mantiene un punto fijo en el fondo aguas abajo. A la inversa, un desequilibrio de sedimentación puede desarrollarse en el sentido de aumentar la pendiente en las mismas condiciones. Vemos que esto da una explicación a los basculamientos o cambios de pendiente del fondo de un río. La analogía de la balanza ofrece una explicación al reajuste que experimenta un río para alcanzar un nuevo equilibrio

d. Formas de Fondo

El fondo de un río con transporte de sedimento, es decir habiendo superado el umbral del movimiento, puede presentar una configuración no plana sino ondulada siguiendo las llamadas formas de fondo. Las formas de fondo tiene importancia porque participan en el transporte de sedimentos y porque intervienen decisivamente en la resistencia al flujo (rugosidad). Las formas de fondo ocurren con toda propiedad en lecho de arena, mientras que en ríos de grava y en ríos con materiales gruesos de granulometría extendida parece ser que presentan limitadamente o no se presentan.

Al comenzar el movimiento en un lecho de arena e ir aumentando la velocidad que presenta en este orden las siguientes formas (Fig. 2.4.5d): arrugas, dunas, lecho plano y antidunas. Las arrugas (o rizos o ripples) son pequeñas ondulaciones con altura máxima del orden de centímetros y longitud de onda máxima del orden de decímetros.

Solo aparecen con arena fina ($<0.6\text{mm}$) y su presencia indica que el movimiento no es turbulento rugoso en el fondo (o sea, la subcapa límite granular recubre el grano). Las dunas son ondulaciones también triangulares pero con taludes muy diferentes: el de aguas arriba es muy suave y el de aguas abajo muy marcado. El tamaño de la duna es de un orden de magnitud mayor que el de las arrugas, pero además esta en una proporción constante con el calado. La superficie libre se ondula suavemente en oposición al fondo (descenso sobre la cresta y ascenso sobre el valle) lo que indica que el régimen hidráulico es lento. Las dunas migran hacia aguas abajo; su movimiento es el resultado del avance de los granos sobre la pendiente suave para dar atrapados tras la cresta (Fig. 2 .4.5d). El transporte de la onda en lechos de dunas se puede cuantificar a través de su velocidad de avance.

Aumentando mas la velocidad, las dunas se alargan hasta ser barridas, quedando un lecho plano o de transición con transporte de sedimentos. Con una velocidad mayor,



el lecho se ondula en formas simétricas llamadas antidunas que pueden migrar aguas arriba, pese a verificarse un fuerte transporte de sedimentos aguas abajo. La superficie libre presenta una fuerte ondulación en consonancia con el fondo, lo que indica que el régimen hidráulico de la corriente es rápido. La evolución de este régimen conduce a la aparición de crestas de espuma y finalmente de verdaderos resaltos hidráulicos. En ocasiones, se añade a la clasificación de formas llamada "rápidos y pozos" que es el punto final de la evolución indicada y se presenta en ríos de gran pendiente (Fig. 2.4.5d). Estos sugieren la idea de que el régimen rápido ocurre de forma estable y prolongada en los cauces naturales por el hecho de que el fondo es deformable y móvil.

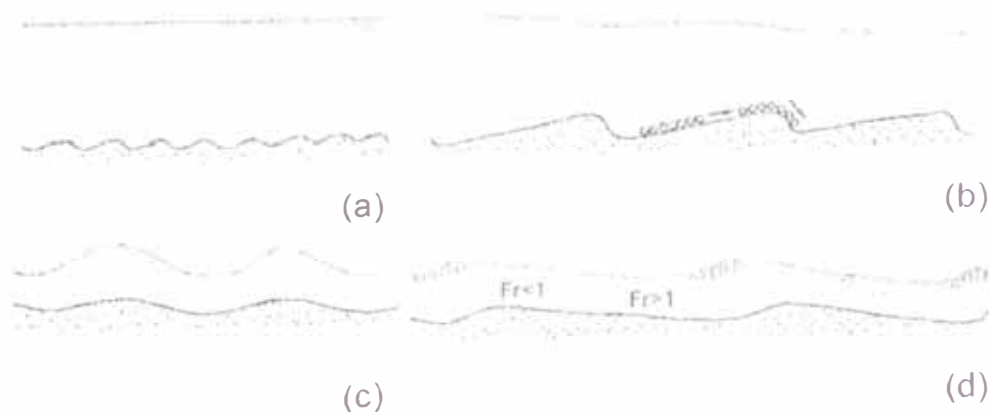


Fig 2.4.5d: Formas de fondo: arrugas (a), dunas (b), antidunas (c), rápidos y pozos (d).

2.4.6.-El Fenómeno de Erosión.

a.- Socavación

Una corriente de agua que se desplaza en su cauce ó en una zona de inundación tiene una cierta capacidad de suspender y arrastrar partículas sólidas que constituyen el lecho sobre el que ocurre el flujo.

Este movimiento de material sólido en corrientes aluviales es un fenómeno complejo que depende de diversos factores, tales como la configuración geológica y topográfica del cauce, las características del material de arrastre y las características hidráulicas de la corriente.

Esto produce la llamada socavación normal en el lecho de la corriente. Cuando se coloca un obstáculo dentro del cauce, como una pila de apoyo de un puente, se modifican localmente las condiciones del escurrimiento, cambiando en consecuencia



la capacidad de arrastre en la zona vecina a la obstrucción. Si esta capacidad es mayor que la proporción con que la corriente alimenta a la zona con material sólido, se produce una socavación adicional a la normal de la corriente; en caso contrario se producirá un depósito.

Es evidente que el conocimiento de la profundidad a la que puede llegar la socavación total y las características de este fenómeno son de fundamental importancia para el diseño de cimentaciones, en el caso de puentes y aún de otras estructuras como las defensas de ríos en las márgenes de los mismos en zonas inundables.

Innumerables fallas de puentes han ocurrido cuando la profundidad de desplante de las pilas ha quedado arriba del nivel alcanzado por la socavación normal, más la adicional impuesta por los obstáculos que la cimentación representa.

El problema de determinar la socavación normal de una corriente es uno de los problemas más complicados a los que se puede enfrentar el ingeniero, pues la socavación producida durante el incremento creciente de la capacidad de arrastre del río durante una creciente se rellena cuando la corriente vuelve a su estado normal, no quedando huella aparente del fenómeno.

Se ha intentado soluciones teóricas del problema, pero dadas las incertidumbres envueltas, su valor hasta cierto punto es dudoso. La otra fuente de conocimiento disponible es la que emana del análisis de corrientes reales o de experimentos en modelos de laboratorios; estos estudios son los más prometedores y de hecho han rendido ya resultados prácticos muy satisfactorios.

En muchos ríos, la profundidad normal de socavación es del orden de la diferencia de los tirantes en condiciones ordinarias y en creciente máxima sin embargo, este dato no puede considerarse regla confiable, pues se han encontrado corrientes en que la socavación alcanza el triple y aún más de tal valor y otros casos en que, por el contrario, dicho valor es exagerado.

b.- Tipos de Socavación

Socavación General ó Normal.- se entiende por socavación normal al descenso del fondo de un río que se produce al presentarse una creciente y es debida al incremento de la capacidad de arrastre de material sólido que en ese momento adquiere la corriente, en virtud de su mayor velocidad.

La erosión del fondo de un cauce definido por el cual discurre una corriente es una cuestión de equilibrio entre el aporte sólido que puede traer el agua a una cierta



sección y el material que es removido por el agua de esa sección.

La posibilidad de arrastre de los materiales de fondo en cada punto se considera, dependiente de la relación que existe entre la velocidad media del agua y la velocidad media requerida para arrastrar las partículas que constituyen el fondo en cuestión.

Para suelos sueltos, esta última no es la velocidad que indica el movimiento de algunas partículas de fondo, sino la velocidad, mayor, que mantiene un movimiento generalizado; mientras que en suelos cohesivos, será aquella velocidad capaz de ponerlos en suspensión.

La velocidad media del río depende de las características hidráulicas del río: pendiente, rugosidad y tirante, y la otra velocidad depende de las características del material del fondo y del tirante. Como características del material se toma el diámetro medio, en el caso de suelos no cohesivos y el peso específico seco, en el caso de suelos cohesivos (en suelos friccionantes se suele considerar en la literatura del tema el mismo peso específico a todas las arenas y gravas, por lo que esta propiedad no puede usarse para diferenciarlas).

La erosión general puede llegar a producirse inclusive cuando el lecho del río es rocoso, con tal de que la velocidad de la corriente sea superior a la necesaria para producir el desgaste de la roca.

Un hecho curioso observado es que la socavación general disminuye para una misma velocidad media de la corriente, en fondos no cohesivos, cuando el agua arrastra en suspensión gran cantidad de partículas finas, del tamaño de limos y arcillas. Este se atribuye a la disminución en este caso del grado de turbulencia del agua, por aumento de su peso específico y su viscosidad.

La fotografía N° 2.4.6.b.1 ilustra la socavación en el cauce de un río

FIGURA N° 02.4.6.b.1
EROSION POR SOCAVACION GENERAL DEL CAUCE





Fotografía N° 02.4.6.b.1



Erosión en el Cauce de un río

Socavación en Estrechamientos.- es la que se produce por el incremento en la capacidad de arrastre de sólidos que adquiere una corriente cuando aumenta su velocidad por efecto de una reducción de área hidráulica en su cauce.

El efecto es muy importante en puentes, donde por lo común y por razones de economía suelen ocurrir las mencionadas reducciones, si bien es cierto pueden presentarse en otros lugares del curso del río, en que un estrechamiento más o menos brusco tenga lugar.

Los cambios que la presencia de un puente impone a la corriente son principalmente los siguientes:

- Cambio de la velocidad del flujo del agua en el cauce principal y en el de las avenidas.
- Cambio en la pendiente de la superficie libre del agua, hacia arriba y hacia abajo del puente.

Cuando ocurre una avenida, aumenta la velocidad y, como consecuencia, la capacidad de transportar sedimentos. Esto origina un mayor arrastre del material del fondo en la sección del puente y, cuando ello es posible, un ensanchamiento del cauce, hasta que este aumento en el área hidráulica asemeje otra vez la sección original y se restablezca el equilibrio de la corriente.



Por la presencia de los terraplenes de acceso, a veces protegidos, no suele ser posible que la sección del puente gane área hidráulica por ensanchamiento. por la que del puente es de por si un incentivo a la socavación de fondo, hasta que la corriente restablezca el equilibrio de áreas hidráulicas entre la sección del cruce y las demás del río.

Socavación en Curvas.- cuando un río describe una curva existe una tendencia en los filetes líquidos situados más lejos del centro de curvatura a caminar más aprisa que los situados más hacia el interior; como consecuencia, la capacidad de arrastre de sólidos de los primeros es mayor que la de los segundos y la profundidad de erosión es mayor en la parte del cauce exterior a la curva que en la interior.

El efecto es importante y ha de ser tenido en cuenta en la construcción de puentes en curvas de río o en el diseño de enrocamientos de protección en los mismos lugares y tiene gran influencia en la divagación de corrientes, pues al disminuir la velocidad en el íntrados de la curva aumenta el depósito en esta zona y, por ello, disminuye la zona útil para el flujo del agua, en tanto que en el extrados, al aumentar la profundidad y el área hidráulica, aumenta el gasto.

FOTOGRAFIA N° 2.4.6.b.2

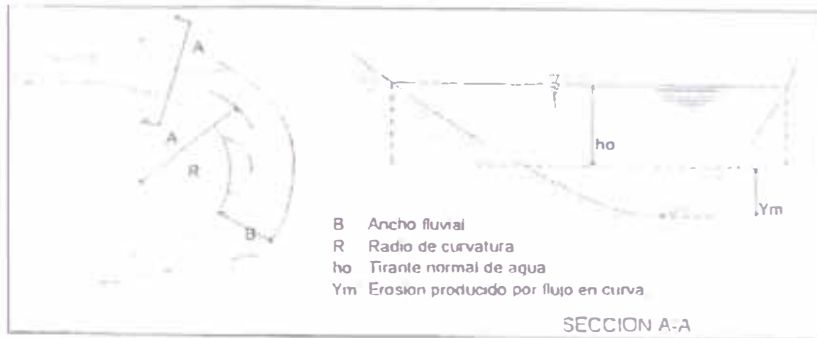


Se observa el proceso de erosión en tramos fluviales curvos.

Como consecuencia de este proceso de erosión, la sección de curva de un río va a presentar la siguiente característica. (Ver figura N° 2.4.6.b.2).



FIGURA N° 2.4.6.b.2



Socavación en Márgenes.- es el tipo de erosión que más nos interesa, para el presente informe ya que tiene que ver con las defensas que se construyen en las márgenes o riberas de los ríos, para proteger las mismas y a las familias que viven en zonas aledañas.

Esta erosión es producida por las corrientes de las aguas en materiales térreos deleznable o solubles que formen sus orillas; el efecto es especialmente peligroso en crecientes, por el incremento de poder erosivo de la corriente a causa de su mayor velocidad.

La erosión de márgenes es causa de divagación y si el ataque se produce en estratos susceptibles situados bajo otros que no lo son, producirá embovedamientos causantes de inestabilidades en los taludes de la propia margen. El fenómeno se presenta en ríos encañonados y también en las corrientes marinas que bordean zonas costeras altas.

FOTOGRAFIA N° 2.4.6.b.3



Erosión en las Márgenes de un río



Socavación Local en Pilares.- cuando se coloca un pilar de un puente en la corriente de un río se produce un cambio en las condiciones hidráulicas de este, y por lo tanto, en su capacidad de arrastre sólido. Si la capacidad de arrastre supera localmente el aporte del gasto sólido del río, ocurrirá en el pilar una socavación local.

Es evidente que el conocimiento de la profundidad a que puede llegar este efecto erosivo es de fundamental importancia en el diseño de cimentaciones poco profunda para puentes, pues una falla producida por una profundidad de cimentación menor conllevaría la destrucción total de la estructura. De otro lado, la adopción de profundidades antieconómicas y excesivas, complica seriamente los procedimientos de construcción.

FOTOGRAFIA N° 2.4.6.b.4



Se observa la erosión en los pilares de un puente.

FOTOGRAFIA N° 2.4.6.b.5



Colapso de un puente debido a la socavación de sus pilares



c. Mecanismos de Erosión en el Largo Plazo.

Degradación de Cauces.

Es un mecanismo de erosión que se manifiesta El lo largo de un tramo significativo y en un lapso prolongado de tiempo.

Se origina cuando el aporte sólido real del tramo fluvial, es menor que la capacidad de transporte sólido del río, generándose como consecuencia la disminución de los niveles del cauce fluvial.

FOTOGRAFÍA N° 2.4.6.c.1



Se observa la degradación en el cauce de un río

Agradación de Cauces.

Es un fenómeno muy opuesto a la degradación del cauce de un río.

Es un proceso de deposición, que se manifiesta a lo largo de un tramo significativo y en un lapso prolongado de tiempo.

Es un proceso natural que ocurre en los tramos bajos de los ríos.

Se origina cuando el aporte sólido real del tramo fluvial, es mayor que la capacidad de transporte sólido del río, generándose como consecuencia la elevación paulatina de los niveles del lecho y de las planicies de inundación.



Se produce en los tramos de relativa baja pendiente y gran transporte sólido (Ver fotografía N° 2.4.6.c.2).

FOTOGRAFÍA N° 2.4.6.c.2



Se observa el fenómeno de agradación en el cauce de un río

Avulsión del Cauce.

Las avulsiones son fenómenos que consisten en el abandono súbito del curso principal del río por otro aleatorio, en un lapso prolongado de tiempo.

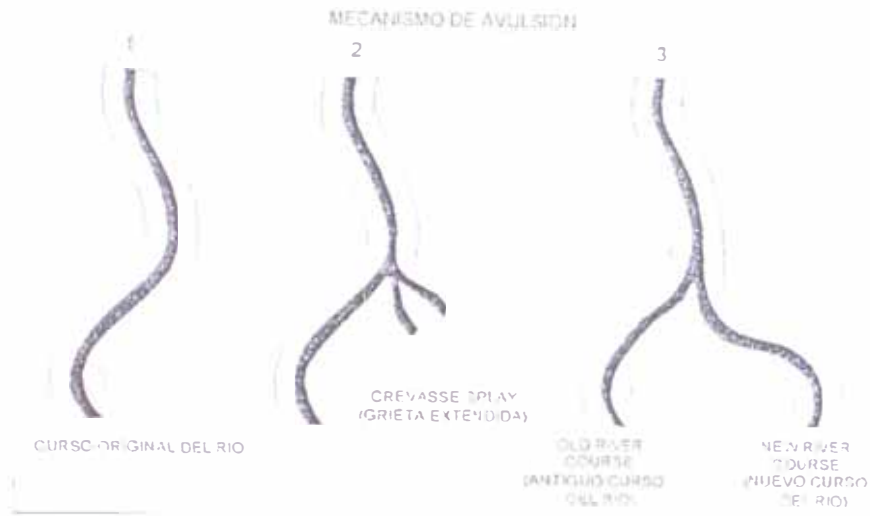
Se origina con la sedimentación de un tramo del río, produciéndose una elevación de los niveles del lecho forzando al río a adoptar un curso nuevo, diferente pero mucho más cómodo.

Por lo general este fenómeno se produce durante una creciente o mediante un proceso de erosión de riberas, el río crea una brecha en sus bancos naturales y fluye a través de su nuevo curso. El río puede adoptar un curso antiguo o un curso completamente nuevo.

Los daños que pueden causar las avulsiones, suelen ser cuantiosos puesto que ocurren de manera súbita. (Ver figura N° 2.4.6.c.3).



FIGURA N° 2.4.6.c.3 FENÓMENO DE AVULSIÓN DEL CAUCE



FOTOGRAFÍA N° 2.4.6.c.3



Fenómeno de Avulsión en el cauce de un río



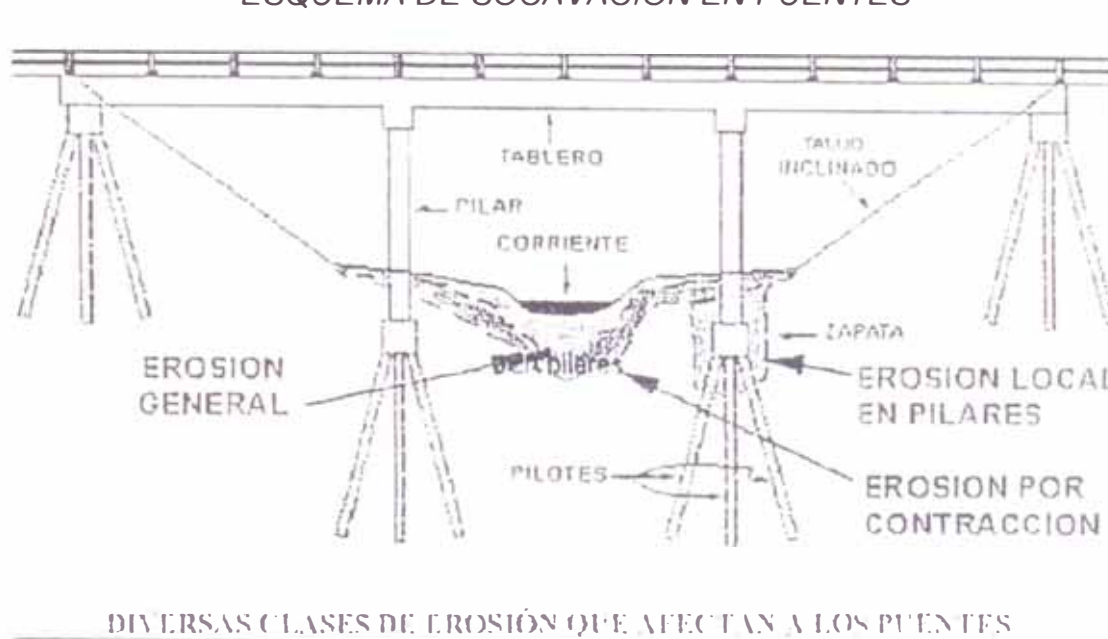
d.- Cálculo de Erosión General

La socavación es el descenso del fondo del cauce, durante una creciente o una máxima avenida, a consecuencia del arrastre de sedimentos por la corriente.

Existen varios tipos de socavación que se pueden presentar a lo largo de un río:

- Socavación general, son variaciones del nivel del cauce a lo largo del río.
- Socavación por contracción, ocurren en contracciones abruptas del ancho del río, caso típico en puentes.
- Socavación local, ocurren generalmente en los pilares y estribos del puente; diques. En la figura N° 2.4.6.d, se ilustra los diferentes tipos de socavación que se pueden presentar en los puentes.

FIGURA N° 2.4.6.d
ESQUEMA DE SOCACION EN PUENTES



En el presente informe se calculará la socavación general que se presenta a lo largo del cauce fluvial, y para su determinación se hará uso del método de LISCHTVAN-LEVEDIEV.

El método de Lischtván -Lebediev, está basado en la determinación de la condición de equilibrio entre la velocidad media de la corriente y la velocidad media del flujo que se requiere para erosionar un material de diámetro y densidad conocidos.



El método es aplicable tanto para sub suelos homogéneos como heterogéneos.

El valor a calcularse viene a ser el descenso del fondo durante la avenida, a consecuencia del arrastre de sedimentos por la corriente. Para suelos granulares se tiene que:

$$ds = \left(\frac{\alpha d_0^{5/3}}{0.68 D_m^{0.28} \beta} \right)^{1+x}$$

Donde:

ds = profundidad después de producirse la socavación del fondo.

Se mide desde el nivel del agua al pasar la avenida hasta el nivel del fondo erosionado. (m)

α = coeficiente que se deduce a partir de los datos mediante la expresión:

$$\alpha = \frac{Q_d}{d_m^{5/3} B_e \mu}$$

en donde:

Q_d = Gasto de diseño (m^3/s)

d_m = tirante medio de la sección, se obtiene dividiendo el área hidráulica entre el ancho efectivo. (m)

d_0 = profundidad inicial que existe en una determinada vertical de la sección entre el nivel del agua al pasar la avenida y el nivel del fondo obtenido durante el estiaje. (m)

B_e = ancho efectivo de la sección. (m)

D_m = diámetro medio de la granulometría del material del fondo. (mm)

β = coeficiente que toma en cuenta el período de retorno con que se representa el gasto de diseño. Como se indica en el cuadro N° 2.8

μ = coeficiente que toma en cuenta el efecto de contracción producido por las pilas en el caso de existir un puente. Ver cuadro N° 2.9.

X = exponente variable para suelos no cohesivos que depende de D_m (mm). Como se muestra en el cuadro N° 2.10.



CUADRO N° 2.4.6.d.1

Valores del Coeficiente β .

Tiempo de Retorno Años	Coeficiente β
1	0.77
2	0.82
5	0.86
10	0.90
20	0.94
50	0.97
100	1.00
500	1.05
1000	1.07

Fuente : Manual de Diseño de Obras Civiles
Comisión Federal de Electricidad-México

Cuadro N° 2.4.6.d.2

Coeficiente de Contracción μ

Velocidad media En la Sección (m/s)	Longitud libre entre dos pilas (claro) en metros												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	1
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	1
4.00 o mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	1

Fuente : Manual de Diseño de Obras Civiles
Comisión Federal de Electricidad-México



Cuadro N° 2.4.6.d.3

Valores de X y 1/(1+X) para suelos no Cohesivos

D_m en mm	X	1/(1+x)	D_m en mm	X	1/(1+x)
0.05	0.43	0.70	40.00	0.30	0.77
0.15	0.42	0.70	60.00	0.29	0.78
0.50	0.41	0.71	90.00	0.28	0.78
1.00	0.40	0.71	140.00	0.27	0.79
1.50	0.39	0.72	190.00	0.26	0.79
2.50	0.38	0.72	250.00	0.25	0.80
4.00	0.37	0.73	310.00	0.24	0.81
6.00	0.36	0.74	370.00	0.23	0.81
8.00	0.35	0.74	450.00	0.22	0.83
10.00	0.34	0.75	570.00	0.21	0.83
15.00	0.33	0.75	750.00	0.20	0.83
20.00	0.32	0.76	1000.00	0.19	0.84
25.00	0.31	0.76			

Fuente : Manual de Diseño de Obras Civiles

Comisión Federal de Electricidad-México

2.5.- Impacto Ambiental.

Algunos proyectos de protecciones de ribera de río se ha realizado junto con otros proyectos que tienen propósitos diferentes, y es difícil de aislar los impactos debido a una protección de ribera de río exclusivamente.

Las categorías de impactos medioambientales de protecciones de ribera de río incluyen los aspectos estéticos, físico, calidad del agua y biológico.

Los impactos estéticos ocurren más a menudo porque la apariencia natural del área del proyecto se perturba o se cambia y se reemplaza por una apariencia artificial debido a estructuras o alineación del cauce. Los impactos físicos de la protección de la ribera de río afectan la morfología, sedimentación y transporte de la capacidad del arroyo produciendo cambios localizados como gradación y/o degradación en el cauce. Estos efectos físicos tienden a manifestarse como cambios en la diversidad del paisaje y diversidad del hábitat acuática asociada a la calidad; por ejemplo, pérdida de cauces laterales por reemplazo de banco natural con la protección proyectada. Los cambios en el hábitat afectarán la fauna y la vida acuática por una reducción o cambio en la estructura del lugar; sin embargo, cambios en la composición del hábitat para un proyecto específico se vera afectado de una forma perjudicial o beneficiosa según sean las circunstancias.



Impactos en la calidad del agua; los cambios en la turbiedad del agua genera, alteración en el hábitat (por ejemplo el oscurecimiento), cambio en la temperatura y las actividades de fotosíntesis pueden afectar a las algas o las poblaciones acuáticas de plantas, el oxígeno disuelto y otros parámetros de calidad de agua provocan los cambios temporales en la calidad de este; que pueden ocurrir como resultado de las actividades de la construcción.

Los impactos biológicos pueden categorizarse ampliamente en terrestre o acuático.

El mayor impacto terrestre involucra la alteración o eliminación de la vegetación en la zona de emplazamiento del enrocado debido a la construcción de este. La zona del enrocado proporciona un área de vida de una variedad ancha de planta y vida animal.

Los peces también pueden ser afectados debido a los cambios o reducciones en el hábitat debido a la construcción de la defensa ribereña.

Otro impacto que puede ocurrir debido a los proyectos de protecciones de la ribera de río incluye pérdida de áreas de sitios históricos, los cambios en el uso de la tierra pueden provocar impactos económicos o sociales.

2.6.- Modelos de Análisis de Estabilidad

Es práctica común en ingeniería definir la estabilidad de un talud en términos de un factor de seguridad (FS), obtenido de un análisis matemático de estabilidad. El modelo debe tener en cuenta la mayoría de los factores que afectan la estabilidad. Estos factores incluyen geometría del talud, parámetros geológicos, presencia de grietas de tensión, cargas dinámicas por acción de sismos, flujo de agua, propiedades de los suelos, etc. Sin embargo, no todos los factores que afectan la estabilidad de un talud se pueden cuantificar para incluirlos en un modelo matemático. Por lo tanto, hay, situaciones en las cuales un enfoque matemático no produce resultados satisfactorios. A pesar de las debilidades de un determinado modelo, determinar el factor de seguridad asumiendo superficies probables de falla, permite al Ingeniero tener una herramienta muy útil para la toma de decisiones. Se pueden estudiar superficies planas, circulares, logarítmicas, parabólicas y combinaciones de ellas. La mayoría de los trabajos que aparecen en la literatura sobre el tema asumen que el suelo es un material isotrópico y han desarrollado métodos de análisis de superficies circulares o aproximadamente circulares principalmente. Sin embargo, el mecanismo de falla en materiales residuales, donde aparece el suelo, la roca meteorizada y la roca sana, así



como formaciones aluviales y coluviales no isotrópicas requieren de nuevos enfoques y del estudio de superficies de falla no simétricas.

2.6.1. Equilibrio Límite y Factor de Seguridad

El análisis de los movimientos de los taludes o laderas durante muchos años se ha realizado utilizando las técnicas del equilibrio límite. Este tipo de análisis requiere información sobre la resistencia del suelo, pero no se requiere sobre la relación esfuerzo-deformación. El sistema de equilibrio límite supone que en el caso de una falla, las fuerzas actuantes y resistentes son iguales a lo largo de la superficie de falla equivalentes a un factor de seguridad de 1.0.

El análisis se puede realizar estudiando directamente la totalidad de la longitud de la superficie de falla o dividiendo la masa deslizada en tajadas o dovelas. Cada día se han mejorado los sistemas de Dovelas desarrollados a inicios del siglo XX y existe software muy fácil de utilizar. Generalmente, los métodos son de iteración y cada uno de los métodos posee un cierto grado de precisión.

Tabla 2.6.1 Métodos de análisis de estabilidad de taludes

Método	Superficies de Equilibrio Falla		Características
Ordinario o de Fellenius (Fellenius 1927)	Circulares	De fuerzas	Este método no tiene en cuenta las fuerzas entre las dovelas y no satisface equilibrio de fuerzas, tato para la masa deslizada como para dovelas individuales Sin embargo, este método es muy utilizado por su procedimiento simple Muy impreciso para taludes planos con alta presión de poros Factores de seguridad bajos
Bishop Simplificado (Bishop 1955)	Circulares	De momentos	Asume que todas las fuerzas de cortante entre dovelas son cero Reduciendo el número de incógnitas La solución es sobredeterminada debido a que no se establecen condiciones de equilibrio para una dovela
Janbú Simplificado (Jambú 1968)	Cualquier forma de superficie de falla	De fuerzas	Al igual que Bishop asume que no hay fuerzas de cortante entre dovelas La solución es sobredeterminada que no satisface completamente las condiciones de equilibrio de momentos Sin embargo, Jambú utiliza un factor de corrección F_0 para tener en cuenta este posible error Los factores de seguridad son bajos
Sueco Modificado U. S. Army Corps of Engineers (1970)	Cualquier Forma de la Superficie de Falla	De fuerzas	Supone que las fuerzas tienen la misma dirección que la superficie del terreno Los factores de seguridad son generalmente altos
Lowe y Karafiath (1960)	Cualquier forma de superficie de falla	De fuerzas	Asume que las fuerzas entre partículas están inclinados a un ángulo igual al promedio de la superficie del terreno y las bases de las dovelas Esta simplificación deja una serie de incógnitas y no satisface métodos de equilibrio de fuerzas
Spencer (1967)	Cualquier forma de superficie de falla	Momentos y Fuerzas	Asume que la inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada Rigurosamente satisface el equilibrio estático asumiendo que la fuerza resultante entre tajadas tiene una inclinación constante pero desconocida
Morgenstern y Price (1965)	Cualquier forma de superficie de falla	Momentos Y fuerzas	Asume que las fuerzas laterales siguen un sistema predeterminado El método es muy similar al método Spencer con la diferencia que la inclinación de la resultante de las fuerzas entre dovelas se asume que



Sarma (1973)	Cualquier forma de superficie de falla	Momentos y Fuerzas	varía de acuerdo a una función arbitraria Asume que las magnitudes de las fuerzas verticales siguen un sistema predeterminado. Utiliza el método de las dovelas para calcular la magnitud de un coeficiente sísmico requerido para producir la falla. Esto permite desarrollar una relación entre el coeficiente sísmico y el factor seguridad. El factor de seguridad estático corresponde al caso de cero coeficiente sísmico. Satisface todas las condiciones de equilibrio, sin embargo, la superficie de falla correspondiente es muy diferente a la determinada utilizando otros procedimientos más convencionales.
Elementos Finitos	Cualquier Forma de la superficie de falla	Analiza esfuerzos Y deformaciones	Satisface todas las condiciones de esfuerzo. Se obtienen esfuerzos y deformaciones en los nodos de los elementos, pero no se obtiene un factor de seguridad.
Espiral Logarítmica	Espiral Logarítmica	Momentos y Fuerzas	Existen diferentes métodos con diversas condiciones de equilibrio.

El Factor de Seguridad es empleado por los Ingenieros para conocer cual es el factor de amenaza de que el talud falle en las peores condiciones de comportamiento para el cual se diseña. Fellenius (1927) presentó el factor de seguridad como la relación entre la resistencia al corte real, calculada del material en el talud y los esfuerzos de corte críticos que tratan de producir la falla, a lo largo de una superficie supuesta de posible falla:

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

En superficies circulares donde existe un centro de giro y momentos resistentes y actuantes:

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

Existen, además, otros sistemas de plantear el factor de seguridad, tales como la relación de altura crítica y altura real del talud y método probabilístico.

La mayoría de los sistemas de análisis asumen un criterio de "equilibrio límite" donde el criterio de falla de Coulomb es satisfecho a lo largo de una determinada superficie (Tabla 2.6.1).

Se estudia un cuerpo libre en equilibrio, partiendo de las fuerzas actuantes y de las fuerzas resistentes que se requieren para producir el equilibrio. Calculada esta fuerza resistente, se compara con la disponible del suelo o roca y se obtiene una indicación del Factor de Seguridad.

Otro criterio es el de dividir la masa a estudiar en una serie de tajadas, dovelas o bloques y considerar el equilibrio de cada tajada por separado. Una vez realizado el



análisis de cada tajada se analizan las condiciones de equilibrio de la sumatoria de fuerzas o de momentos.

$$F.S. = \frac{\sum \text{Resistente al corte}}{\sum \text{Esfuerzo al cortante}}$$

2.6.2. Métodos de Análisis

A continuación se presentan algunos métodos de análisis universalmente conocidos para el cálculo del Factor de Seguridad.

- **Método Ordinario o de Fellenius**

Conocido también como método Sueco, método de las Dovelas o método U.S.S.R. Este método asume superficies de falla circulares, divide el área de falla en tajadas verticales, obtiene las fuerzas actuantes y resultantes para cada tajada y con la sumatoria de estas fuerzas obtiene el Factor de Seguridad.

Las fuerzas que actúan sobre una dovela son (Fig. 2.6.2a):

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

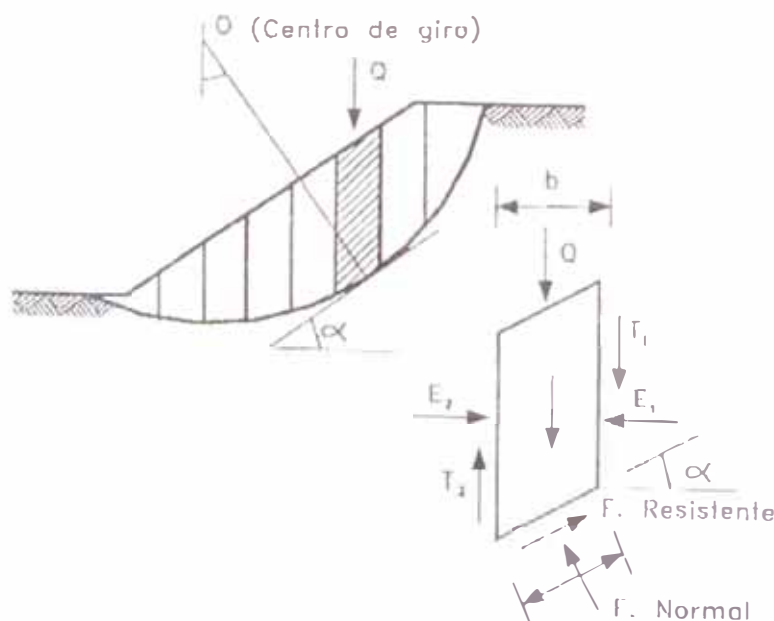


Fig. 2.6.2a: Fuerzas que actúan sobre una dovela en los métodos de dovelas.



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

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

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

W = Peso total de cada tajada.

u = Presión de poros = $\gamma_w h_w$

b = Ancho de la Tajada.

c', ϕ = Parámetros de resistencia del suelo.

• Método de Bishop

Bishop (1955) presentó un método utilizando Dovelas y teniendo en cuenta el efecto de las las fuerzas entre las Dovelas. La solución rigurosa de Bishop es muy compleja y por esta razón se utiliza una versión simplificada de su método, de acuerdo a la expresión:

$$F.S. = \sum \frac{c' b + (W - u b) \tan \phi / m_a}{\sum W \sin \alpha}$$

donde:

$$m_a = \cos \alpha \left(1 + \frac{\tan \alpha + \tan \phi}{F.S.} \right)$$

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

W = Peso de cada dovela.

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

b = Ancho de la Tajada.

c', ϕ = Parámetros de resistencia del suelo.

• Método de Janbú

Janbú (1973) presenta un método de Dovelas para superficies de falla curvas, no circulares.

De acuerdo con Janbú (ecuación modificada):

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

Donde f_o : depende de la curvatura de la superficie de falla (Fig.2.6.2b).

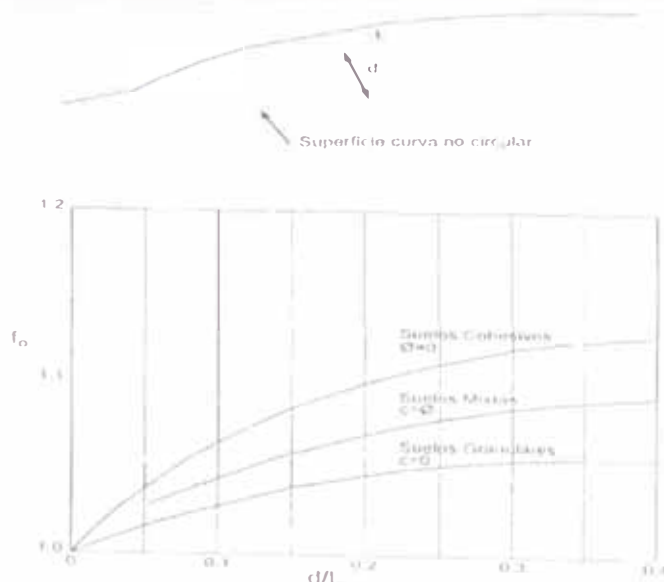


Fig 2.6.2b: Diagrama para determinar el factor f_0 para el método de Janbú

2.6.3.-Comparación de Los Diversos Métodos

La cantidad de métodos que se utilizan, los cuales dan resultados diferentes y en ocasiones contradictorios son una muestra de la incertidumbre que caracteriza los análisis de estabilidad.

Los métodos más utilizados por los ingenieros geotécnicos en todo el mundo son los simplificados de Bishop y de Janbú, los cuales en su concepción teórica no satisfacen equilibrios de fuerzas o de momentos. Los valores de factores de seguridad que se obtienen por estos dos métodos generalmente, difieren en forma importante de resultados utilizando procedimientos que satisfacen el equilibrio, como son los métodos de Spencer y de Morgenstern-Price.

Aunque una comparación directa entre los diversos métodos no es siempre posible, los factores de seguridad determinados con el método de Bishop difieren por aproximadamente el 5% con respecto a soluciones más precisas, mientras el método simplificado de Janbú generalmente, subestima el factor de seguridad hasta valores del 30%, aunque en algunos casos los sobrestima hasta valores del 5%. Esta aseveración fue documentada por Fredlund y Krahn (1977). Los métodos que satisfacen en forma más completa el equilibrio son más complejos y requieren de un mejor nivel de comprensión del sistema de análisis. En los métodos más complejos y precisos se presentan con frecuencia problemas numéricos que conducen a valores no realísticos de FS. Por las razones anteriores se prefieren métodos más sencillos pero más fáciles de manejar como son los métodos simplificados de Bishop o de Janbu.



3. Metodología de Estudio

3.1. DEFENSA RIBEREÑA TIPO ENROCADO

Para efectuar la protección de riberas existen diversas metodologías, siendo uno de los métodos mas empleados para proteger las riberas de los ríos el uso de rocas angulosas llamados enrocados

En la Fotografía N° 3.1.a y 3.1.b ilustra el empleo de enrocado como medida de protección de riberas.

Fotografía N° 3.1.a



Defensa ribereña utilizando Enrocado

Fotografía N° 3.1.b



Utilización de Enrocado como protección de Riberas



3.1.1. Factores Para Considerar

Cuando se observa que se tiene la suficiente cantidad en volumen de la piedra requerida, el enrocado es normalmente el material más barato para la ladera de protección. El enrocado tiene muchas ventajas entre otros tipos de protección. Es una manta flexible y no se daña ni debilita por el movimiento ligero del lecho resultado de algunos ajustes menores. Puede presentarse daños locales o la pérdida de alguna sección pero esta se repara fácilmente con la colocación de más piedra en el área dañada. La construcción no es complicada por lo cual no es necesario un equipo especial o la necesidad de personal calificado en este rubro. El Enrocado es normalmente durable, recuperable y puede acumularse para el uso futuro. La costo-efectividad del enrocado proporciona una alternativa viable a muchos u otros tipos de protección de ribera. Aunque el enrocado debe ponerse al nivel apropiado debajo de la cama, no hay una regla específica. La apariencia del enrocado es natural pero con el tiempo debido al contacto con el agua esta se empieza a enverdecer con la presencia de vegetación que empieza a crecer entre las hendiduras de las piedras.

Los factores importantes a ser considerados en el enrocado son:

- La durabilidad de la piedra.
- La densidad de la piedra.
- La velocidad (magnitud y dirección) del flujo.
- La pendiente del lecho de río.
- El ángulo de reposo para la piedra.
- La forma y angulosidad de la piedra.
- Qué forma y peso de piedras deberán ser que sean estables en la línea de flujo.
- Qué espesor de protección se requiere.
- Es un filtro necesario entre el banco y la manta para permitir la filtración pero prevenir la corrosión de tierra bancaria a través de la manta.

3.1.2. Ancho de Encauzamiento.

Es el ancho necesario que debería tener el río para que el agua pueda discurrir sin ocasionar daños erosivos.

La magnitud del ancho de encauzamiento se calculará de acuerdo a los siguientes métodos:

- * Método de Gerald Lacey.



* Método de Blench.

* Método de Altunin.

a) MÉTODO DE GERALD LACEY

Gerald Lacey dió a conocer en 1929 sus ecuaciones para el dimensionamiento de canales, estas ecuaciones obtenidas empíricamente a partir de datos provenientes de la India, Pakistan y Egipto indican lo siguiente:

$$B = 8 Q^{1/2} / 3$$

Donde:

Q = Caudal de diseño en m^3/s

B = Ancho del Canal en p.

b) MÉTODO DE BLENCH

Blench estudió el comportamiento hidráulico en canales construidos en la india, principalmente con fines de riego. Siendo su objetivo determinar bajo que condiciones un canal de tierra, sin revestimiento, conduciría un caudal determinado en estado de equilibrio, es decir sin provocar erosión y sin sedimentación.

Para lechos de grava:

$$B = 3.26 Q^{0.5}$$

B = ancho del canal en m

Q = caudal de diseño en m^3/s

c) MÉTODO DE ALTUNIN PARA MATERIAL GRANULAR

$$B = A Q^{0.5} / S^{0.2}$$

Donde:

A = coeficiente dado por la expresión:

$$A = (n \times K^{5/3})^{1/(3+5m)}$$

n = coeficiente de rugosidad de Manning

K = coeficiente que depende de la resistencia de las orillas. En los problemas de ingeniería se acepta $K = 10$

m = exponente igual a 1.0 para cauces aluviales entonces se tiene que:

Q = Caudal de diseño en m^3/s

S = Pendiente promedio del fondo del río



3.1.3 DISEÑO DE LA SECCION DEL ENROCADO DE PROTECCION

Para efectuar el diseño del enrocado de protección es necesario determinar

- * Altura del enrocado
- * Talud del enrocado
- * Tamaño de la roca para el enrocado
- * Distribución del tamaño de las rocas
- * Espesor del enrocado
- * Filtro de protección

3.1.3.1- Altura del Enrocado.

La altura del enrocado se obtiene agregando al tirante de agua obtenido en el modelamiento hidráulico durante la máxima avenida de diseño, una altura adicional denominada borde libre:

$$H = h + B_L$$

Donde:

H = Altura del Enrocado (m).

h = Tirante de la máxima avenida (m).

B_L = Borde Libre (m).

Este borde libre es una altura de seguridad y en el siguiente cuadro se dan algunos valores recomendados:

CUADRO N° 3.1.3.1.a

BORDE LIBRE

DESCARGA DE DISEÑO (m^3/s)	BORDE LIBRE (m)
Menos de 200	0.6
200 – 500	0.8
500- 2000	1.0

Fuente: Textbook for group Training course in River and Dam Engineering River Bureau, Ministry of Construction, JICA

3.1.3.2- Talud del Enrocado

El talud adecuado para dar estabilidad a un enrocado esta muy relacionado con las características del material de apoyo.

El talud del enrocado depende de las condiciones topográficas existentes en el



terreno. En el cuadro N° 3.1.3.2, se indican valores recomendables de taludes para la construcción de enrocados.

CUADRO N° 3.1.3.2		
TALUDES RECOMENDADOS PARA DIQUES DE TIERRA		
CLASIFICACION DE LOS SUELOS	TALUD DE AGUAS	
	ARRIBA	ABAJO
GW, GP, SW, SP	No adecuado	No adecuado
GC, GM, SC, SM	1 V : 2.5 H	1 V : 2 H
CL, ML	1 V : 3 H	1 H : 2.5 H
CH, MH	1 V : 3.5 H	1 V : 2.5 H

Fuente : Diseño de Presas Pequeñas. Bureau of Reclamation

3.1.3.3.- Tamaño de La Roca Para el Enrocado

Para el cálculo del diámetro medio del enrocado se va a utilizar la metodología de "Estabilidad de Momentos", la fórmula de Maynard, la fórmula de Isbash y la fórmula de la división de caminos del estado de California

A. Método de estabilidad de Momentos

La estabilidad del enrocado, depende de la estabilidad de las partículas individuales constituyentes del enrocado, esta a su vez es función de:

- La magnitud y dirección de la velocidad en la vecindad de las partículas.
- El ángulo del talud lateral, sobre el cual reposa el enrocado.
- Las características de la roca a usar, tales como la geometría, angulosidad y densidad.

En la figura N° 3.1.3.3, se muestran las fuerzas que actúan sobre una partícula no cohesiva a lo largo de un terraplén.

Las fuerzas que actúan sobre la partícula son: la fuerza de sustentación F_L , la fuerza de arrastre F_D , la fuerza de empuje F_B y el peso de la partícula F_W .

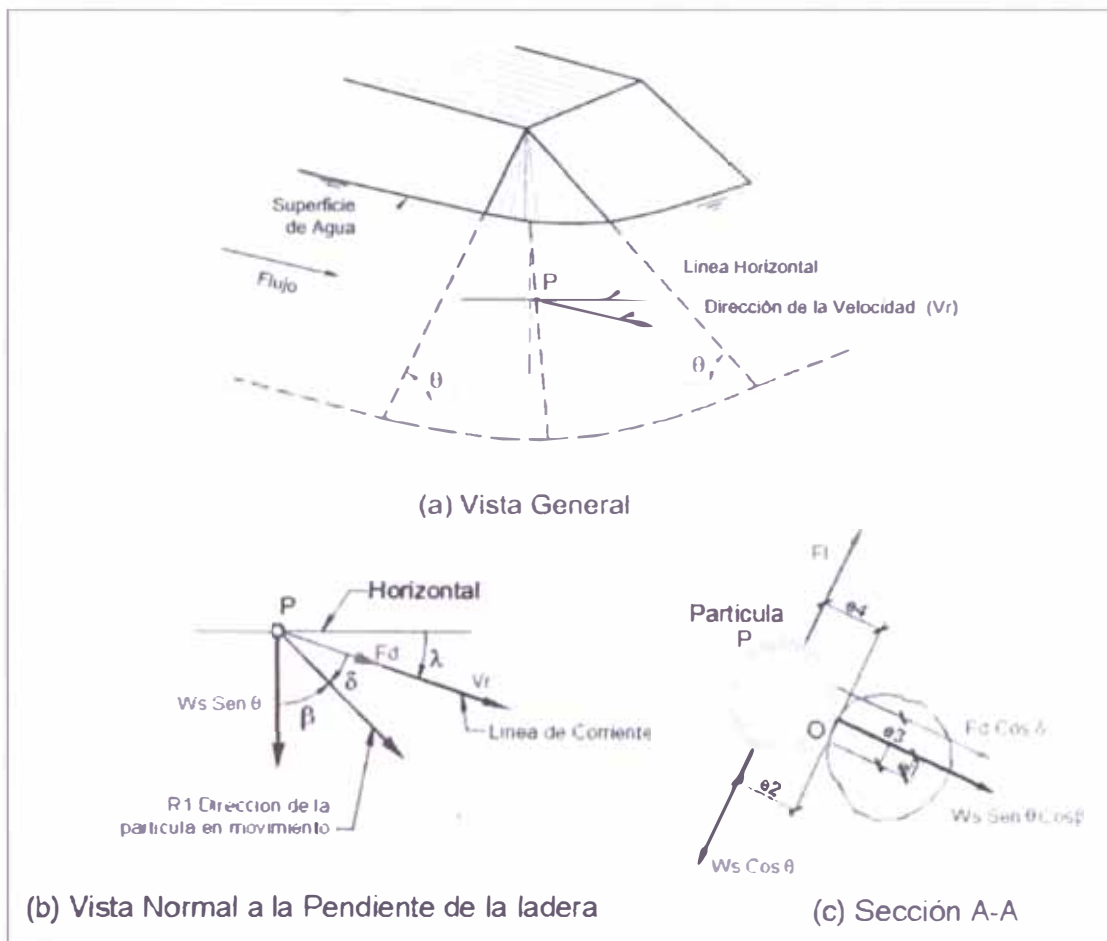
Cuando el ángulo de la pendiente del canal es pequeño, la fuerza de empuje puede restarse del peso para dar el peso sumergido de la partícula $W_S = F_W - F_B$.

La fuerza de sustentación F_L , es la fuerza del fluido sobre la partícula, normal al plano del terraplén, esta fuerza es cero cuando la velocidad del fluido es cero; la fuerza de arrastre F_D , es la fuerza del fluido sobre la partícula en la dirección del flujo, la fuerza



de arrastre es normal a la fuerza de sustentación y también es cero cuando la velocidad del fluido es cero.

FIGURA N° 3.1.3.3
CONDICIONES DE ESTABILIDAD DEL ENROCADO



Las partículas de roca en los taludes laterales tienden a rodar, por lo tanto es apropiado considerar la estabilidad de partículas haciendo referencia a los momentos sobre el punto de rotación.

En la figura N° 3.1.3.3 (b), la dirección de movimiento de la partícula se define por el vector R. El punto de contacto de rotación en la dirección R, se identifica como punto "O" en la figura N° 3.1.3.3 (c).

Las fuerzas que actúan en el plano del talud lateral son F_D y $W_S \text{ Sen } \theta$, tal como se muestra en la figura N° 3.1.3.3 (b), el ángulo θ es el ángulo del talud lateral.

La fuerza de sustentación y el componente de peso sumergido $W_S \text{ Cos } \theta$ actúan normal al talud lateral tal como muestra la figura N° 3.1.3.3 (c).

En el movimiento incipiente, hay un equilibrio de momentos sobre el punto de rotación tal que:



$$e_2 W_S \cos \theta = e_1 W_S \sin \theta \cos \beta + e_3 F_D \cos \delta + e_4 F_L.$$

Las distancias e_1 , e_2 , e_3 y e_4 , están indicadas en la figura N° 3.1.3.3. (c), los ángulos δ y β , se definen en la figura N° 3.1.3.3. (b).

El factor de estabilidad $S.F.$ contra la rotación de la partícula se define, como la proporción de los momentos que se resisten a la rotación de la partícula, contra los momentos de fuerza de los fluidos que tienden a girar la partícula desde su posición de descanso. Se define:

$$S.F. = \frac{e_2 W_S \cos \theta}{e_1 W_S \sin \theta \cos \beta + e_3 F_D \cos \delta + e_4 F_L}$$

Este análisis de estabilidad de momentos muestra que el factor de estabilidad, donde el flujo tiene un vector de velocidad no horizontal, esta relacionado a las propiedades de la roca, el talud lateral y a las siguientes ecuaciones:

$$S.F. = \frac{\cos \theta \cdot \text{Tg} \phi}{n' \text{Tg} \phi + \text{Sen} \theta \cdot \cos \beta} \dots\dots\dots(1)$$

$$\beta = \text{ArcTg} \left[\frac{\cos \lambda}{\frac{2 \text{Sen} \theta}{n g \theta} + \text{Sen} \lambda} \right] \dots\dots\dots(2)$$

$$n = \frac{21 \tau_0}{(S_s - 1) \gamma_w D_s} \dots\dots\dots(3)$$

$$n' = n \left[\frac{1 + \text{Sen}(\lambda + \beta)}{2} \right] \dots\dots\dots(4)$$

Donde:

D_s : Diámetro medio de la roca (m).

S_s : Gravedad específica de la roca ($S_s = 2.65$).

γ_w : Peso específico del agua ($\gamma_w = 1000 \text{Kg} / \text{m}^3$).

ϕ : Ángulo de reposo del material del enrocado.

θ : Talud lateral del terraplén.

λ : Ángulo que realiza el vector velocidad con la horizontal.

τ_0 : Fuerza tractiva o esfuerzo de corte (N/m^2).

Las ecuaciones anteriores (1), (2), (3) Y (4) pueden resolverse para obtener el factor de estabilidad $S.F.$

Si $S.F.$ es mayor que la unidad, el enrocado es estable; si $S.F.$ es la unidad, la piedra está en la condición de movimiento incipiente; si $S.F.$ es menos de la unidad, el



enrocado es inestable.

DISEÑO SIMPLIFICADO PARA EL TALUD LATERAL DEL RIP-RAP.

Este método de diseño simplificado es aplicable para el flujo horizontal a lo largo de un talud lateral. Se obtienen ecuaciones que relacionan el factor de estabilidad, el número de estabilidad, el ángulo del talud lateral, y el ángulo de reposo para la piedra, con la consideración de $\lambda = 0$.

$$\beta = \text{ArcTg} \left[\frac{n' \text{Tg} \phi}{2 \text{Sen} \theta} \right] \dots \dots \dots (5)$$

$$n' = n \left[\frac{1 + \text{Sen}(\beta)}{2} \right] \dots \dots \dots (6)$$

Cuando las ecuaciones (5) y (6) se sustituyen en la ecuación (1), la expresión para el cálculo del factor de estabilidad para el flujo horizontal en el talud es:

$$S.F. = \frac{S_m}{2} n \left[\sqrt{\zeta^2 + 4} - \zeta \right] \dots \dots \dots (7)$$

donde:

$$\zeta = S_m \cdot n \cdot \text{Sec} \theta \dots \dots \dots (8)$$

$$S_m = \frac{\text{Tg} \phi}{\text{Tg} \theta} \dots \dots \dots (9)$$

Resolviendo la ecuación (7) y (8) se tiene:

$$n = \frac{S_m^2 - (S.F.)^2}{(S.F.) S_m^2} - \text{Cos} \theta \dots \dots \dots (10)$$

$$D_m = \frac{21 \tau_o}{(s_s - 1) \gamma \eta}$$

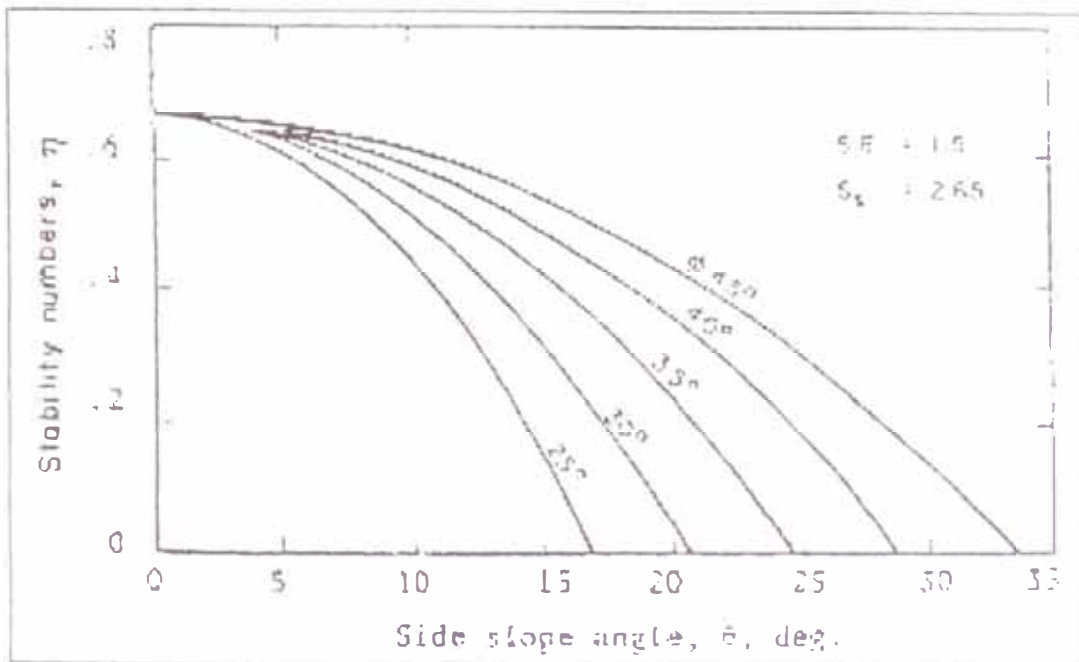
La interrelación de las variables en las ecuaciones (9) y (10) se representa en la figura N° 3.1.3.3.d. Aquí el peso específico de la piedra se toma como 2.65 y un factor de estabilidad de 1.5.

Esta recomendación del factor de estabilidad para el diseño del enrocado ($S.F. = 1.5$), es el resultado de estudios efectuados por Lewis. Estos estudios se informaron a su vez por Simons y Lewis (1971).



FIGURA N° 3.1.3.3.d

**NÚMERO DE ESTABILIDAD PARA EL FLUJO HORIZONTAL
A LO LARGO DE UN TALUD LATERAL**



B) FORMULA DE MAYNORD.

$$\frac{D_{50}}{y} = C_1 * F^3 \quad F = C_2 \frac{V}{\sqrt{g y}}$$

Donde:

D_{50} : es el diámetro medio de las rocas (m).

C_1 y C_2 : valores recomendados que se muestran a continuación.

Valores de C_1

Fondo plano. $C_1 = 0.28$

Talud 1V : 3H. $C_1 = 0.28$

Talud 1V : 2H. $C_1 = 0.32$

y : Tirante máximo producido (m).

V : Velocidad Media del río (m/s).

Valores de C_2

Tramos en curva. $C_2 = 1.5$

Tramos rectos. $C_2 = 1.25$

En extremo de espigones $C_2 = 2.00$

C) FORMULA DE ISBASH.

Isbash plantea el diámetro medio de las rocas en función a la densidad de las

rocas. $V = 1.7 \sqrt{\Delta * g * D_{50}}$ $\Delta = \frac{P_{ROCA} - P_{AGUA}}{P_{AGUA}}$

V : Velocidad máxima del río (m/s).



g : Aceleración de la gravedad (m/s^2)

P_{ROCA} : densidad de la roca (Tn/m^3)

P_{AGUA} : densidad del agua (Tn/m^3)

D) FORMULA DE LA DIVISIÓN DE CAMINOS DEL ESTADO DE CALIFORNIA.

La División de caminos del estado de California de EE.UU. muestra la siguiente fórmula para determinar el diámetro mínimo a usar en el enrocado de protección.

$$W_{min} = \frac{2.10^{-5}.V^6.S}{Sen^3(P-Z).(S-1)}$$

$$D_{min} == (4.535573.10^{-4} * \frac{W_{min}}{S})^{1.3}$$

W_{min} : Peso mínimo de la roca en libras.

$P = 70^\circ$: Constante de rotura de las rocas.

S : Gravedad específica de las rocas T/m^3 .

Z : Talud del enrocado.

V : Velocidad máxima del río en pies/s.

3.1.3.4-Distribución del tamaño de las rocas

El enrocado debe estar compuesto por rocas que produzcan una buena adherencia entre ellas. Por lo tanto no deben ser de tamaño uniforme.

- **Recomendaciones de Higways in the River Enviroment**

En el cuadro N° 3.1.3.4, se presenta la distribución granulométrica recomendada .

CUADRO N° 3.1.3.4	
DISTRIBUCIÓN GRANULOMETRICA	
PORCENTAJE DE FINOS	DIÁMETRO DE LA ROCA
D_0	$0.25D_{50}$
D_{10}	$0.35D_{50}$
D_{20}	$0.50D_{50}$
D_{30}	$0.65D_{50}$
D_{40}	$0.80D_{50}$
D_{50}	$1.00D_{50}$



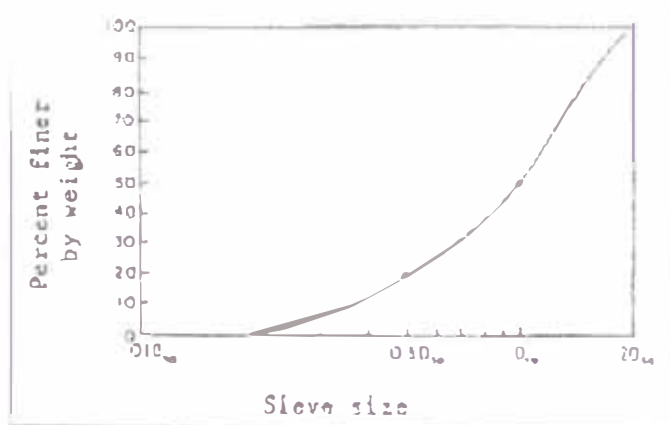
D_{60}	$1.20 D_{50}$
D_{70}	$1.60 D_{50}$
D_{90}	$1.80 D_{50}$
D_{100}	$2.00 D_{50}$

FUENTE: FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION,
DEPARTMENT OF THE ARMY U.S Army Corps of Engineers

Asimismo en la figura N° 3.1.3.4, se muestra gráficamente la distribución granulométrica sugerida por Simons, para el enrocado de protección.

FIGURA N° 3.1.3.4

DISTRIBUCIÓN GRANULOMETRÍA



- **Recomendaciones del U. S. Department of Transportation**

La gradación de las piedras del enrocado afecta la resistencia a la erosión. Los límites de la gradación no deben ser tan estrictos ya que esto repercutirá en los costos de producción. Deberá de graduarse razonablemente cada carga del enrocado desde el tamaño más pequeño hasta el tamaño más grande.

En el siguiente cuadro se presenta los límites de la gradación:

Rango del tamaño de roca (pies)	Porcentaje de gradación Menor que
1.5 D50 a 1.7 D50	100
1.2 D50 a 1.4 D50	85
1.5 D50 a 1.15 D50	50
0.4 D50 a 0.6 D50	15

3.1.3.5.-Espesor del enrocado

Se recomiendan que el espesor del enrocado debe ser lo suficiente para acomodar la roca de mayor tamaño. Se podrá adoptar: $T = 2 D_{50}$



3.1.3.6.-Filtro de protección.

Un filtro es una capa de transición de arena gruesa, piedra pequeña, o tejido puesta entre la tierra subyacente y la estructura. El filtro previene la migración de las partículas de tierra fina a través de la estructura, distribuye el peso de las unidades de la armadura para producir la presión más uniforme, y alivia los esfuerzos de presiones hidrostáticas dentro de las tierras. Los filtros deben reunir dos requisitos básicos: la estabilidad y permeabilidad.

Normalmente se usan dos tipos de filtros: granular (la arena gruesa) y filtros de geotextil.

Filtros de material Granular

- *Highways in the River Environment*

Una capa de arena gruesa bien graduada deben ponerse encima del terraplén o río antes de la colocación del enrocado. Los tamaños de arena gruesa en la manta del filtro deben ser de 5 mm (3/16 pulg.) y un límite superior que depende de la gradación del enrocado con unos tamaños máximo de aproximadamente 76 a 89 mm (3 a 3 ½ pulg.). El espesor del filtro puede variar, dependiendo del espesor del enrocado pero no debe ser menor de 152 a 228 mm (6 a 9 pulg.). Las características técnicas sugeridas para la gradación son como sigue:

$$\frac{D_{50}(\text{Filtro})}{D_{50}(\text{Base})} < 40 \quad 5 < \frac{D_{15}(\text{Filtro})}{D_{15}(\text{Base})} < 40 \quad \frac{D_{15}(\text{Filtro})}{D_{15}(\text{Base})} < 5$$

Si el material es una tierra cohesiva de grano fino, como grasa o la arcilla delgada, estos requisitos no son aplicables, y el criterio de estabilidad es que los D_{15} clasificar según tamaño del filtro no puede exceder 0.4 mm.

Si el filtro se diseña para protección contra el flujo ascendente de agua, el filtro graduado se construye para que cada capa sea más tosca que el de mas abajo.

- *Recomendaciones del U. S. Department of Transportation*

Si una capa de material de filtro no satisface deben usarse los requisitos del filtro para poder colocar uno o capas más adicionales de material del filtro. El requisito del filtro se aplica entre el material de la ladera y el filtro, entre las capas sucesivas de material del filtro si más de uno la capa se usa, y entre la manta del filtro y el Enrocado. No más de 5 por ciento del material del filtro debe pasar la malla N° 200.

$$\frac{D_{15}(\text{capa-gruesa})}{D_{85}(\text{capa-fino})} < 5 < \frac{D_{15}(\text{capa-gruesa})}{D_{15}(\text{capa-fina})}$$



El espesor de la manta del filtro debe ir de 6 pulg. (15 centímetro) a 15 pulg. (38 centímetro) para una sola capa, o de 4 pulg. (10 centímetro) a 8 pulg. (20 centímetro) para las capas individuales de una manta de la capa múltiple.

Filtros de Geotextil

VENTAJAS Y DESVENTAJAS

Los filtros sintéticos son otra alternativa frente a los filtros granulares.

- ***Ventajas:***

La instalación es generalmente rápida y eficiente

Son consistentes y tienen una calidad de material más confiable

Poseen capacidad de deformación con el enrocado y permanecen continuos

- ***Desventajas:***

Puede haber dificultad para colocarlos debajo el agua

El desarrollo de bacterias dentro del suelo, o sobre el filtro puede alterar el comportamiento hidráulico definido en las especificaciones de fábrica

CONSIDERACIONES ESPECIALES PARA DISEÑO DE FILTRO

- ***La Durabilidad.***

El término incluye la estabilidad química, biológica, termal, y ultravioleta (UV). Los ríos y escurrimientos pueden contener materiales que puede ser dañinos al geotextil, comúnmente los polímeros sintéticos no se deterioran o se pudren en el contacto prolongado con la humedad.

- ***Fuerza Y Resistencia a La Abrasión.***

Los requerimos de las propiedades dependerán de: tamaño, peso, y forma de la piedra del enrocado, manejo, técnicas de colocación y la severidad de las condiciones hidráulicas (velocidad de la línea de flujo, altura, cambios rápidos del nivel de agua, etc.). La abrasión puede ser el resultado del movimiento de las rocas del enrocado producto de la acción de las corrientes. Las propiedades de fuerza generalmente consideran primero la importancia del esfuerzo cortante, estabilidad, rasgado, punzonamiento, y resistencia a la explosión. La siguiente tabla da los valores de la fuerza mínima recomendada.

*Requisitos Mínimos de Fuerza en Geotextil*

Tipo de fuerza	Prueba	Clase A	Clase B
Fuerza de Tensión	ASTM D 4632	200	90
Alargamiento (%)	ASTM D 4632	15	15
Punzonamiento	ASTM D 4833	80	40
Rasgue	ASTM D 4533	50	30
Abrasión	ASTM D 3884	55	25
Costura	ASTM D 4632	180	80
A la explosión	ASTM D 3786	320	140

Se usan la clase A bajo las condiciones más severo, como la altura de caída menos de 3 pies y los pesos de la piedra no deba exceder las 250 libras.

La clase B deberá de ser protegido por un cojín de arena o la altura de caída debe de ser cero.

Fuente: Los Departamentos Del Ejército Y La Fuerza Aérea USA TM 5-818-8/AFJMAN 32-1030

- **Material Del Revestimiento.**

El material del enrocado, minimiza o disipa las fuerzas hidráulicas, protege el geotextil extendido frente a la exposición de la radiación UV. Quitando el peso al geotextil abajo, la presión de tierra-agua puede separar el geotextil de la tierra. Luego este cuando ya este encogido, la tierra se comenzará a erosionar. Una consideración importante en el material de protección es guardar un área nula entre las piedras relativamente pequeñas. Si el área nula es excesivamente grande, en el geotextil se formara un globo y en el futuro la ruptura. La solución en este caso es poner una capa graduada de piedras más pequeñas debajo de las piedras grandes que impedirán mover la tierra.

- **El Anclaje.**

Debe ponerse geotextil en la uña y en el espaldar de la defensa a todo lo largo a una elevación bajo el nivel de agua para minimizar la erosión en la uña. La colocación del geotextil en la uña debe de asegurarse introduciendo 90 cm en el interior de la uña, se recomienda poner a lo largo de la cima del espaldar 60 cm introducidas en el terreno natural; el geotextil necesita ser fijado a la cresta y dedo del pie de la ribera de río.

LAS CONSIDERACIONES DE LA CONSTRUCCIÓN.

- **La Preparación Del Sitio.**

La superficie debe ser perfilado hasta que quede exentos de vegetación,



piedras grandes, árboles, raíces, y otros materiales; un plano relativamente liso libre de obstrucciones, depresiones, y baches suaves de materiales.

- *La Colocación De Geotextil.*

El geotextil es desenrollado directamente en la tierra graduada suavemente sobre la superficie. El geotextil deben ser suavemente puesto, libre de tensión, pliegues, y arrugas. Cuando se usa para protección de la ribera de río dónde las corrientes actúan paralelo al banco son estas la principal fuerza de erosión, los geotextiles deben ponerse con la dimensión más larga en ella dirección de flujo de agua. Los geotextiles deben fijarse en los terminales para prevenir el levantamiento o socavación.

- *Traslape y Costuras.*

El geotextil debe tener un traslape mínimo de 60 cm a lo largo de los bordes y al final de los rollos. Para la colocación aguas abajo, el traslape mínimo debe ser 90 cm. Cosiendo, sujetando con grapas, o encolando los tableros adyacentes. Cosiendo ha demostrado ser el método más fiable de unión de los tableros adyacentes. Debe utilizarse polipropileno o hilo de nylon. La fuerza de la costura en el campo no deben estar menos de 90% de la fuerza tensionante requerida del geotextil en cualquier dirección principal.

- Se debe poner antes de colocar el enrocado encima del Geotextil ,una cama de arena de 10-15 cm de espesor para evitar que en el proceso de colocación del enrocado este dañe el Geotextil.

- *La Colocación De Material Del Espaldar En El Geotextil*

Se debe tener mucho cuidado al colocar el enrocado, pues se puede romper el geotextil. En ningún caso se deben dejar caer la roca de una altura que dañe el geotextil.

CARACTERÍSTICAS DEL GEOTEXTIL

Los geotextiles que se colocan debajo de los enrocados de protección se recomiendan que cumplan con las siguientes especificaciones mínimas según recomendaciones del Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú (MTC):



Propiedad	Ensayo	Unidad	Requerimiento(MARV**)		
			Porcentajes de suelo a retener que Pasa la malla 0.075 min.(No 200)		
			<15	15-20	>50
Clase de Geotextil					
Tejidos de monofilamiento			Clase 2 de la Tabla		
Los otros geotextiles			Clase 1 de la Tabla		
Permitividad	ASTM D4491	seg-1	0.70	0.20	0.10
Apertura aparente(AOS)*	ASTM D4751	Mm	0.43	0.25	0.22
Resistencia retenida UV	ASTM D4355	%	50% después de 500 horas de exposición		

Propiedad	Ensayo	Unidad	Requerimiento Geotextil (MARV**)			
			Clase 1		Clase 2	
			E	E	E	E
			<50%	>50%	<50%	>50%
Resistencia Grab	ASTM D4632	N	1400	900	1100	700
Resistencia al rasgado trapezoidal	ASTM D4533	N	500	350	400	250
Resistencia al punzonamiento	ASTM D4833	N	500	350	400	250
Resistencia "Burst"	ASTM D3786	Kpa	3500	1700	2700	1300
Resistencia a la costura	ASTM D4632	N	12600	810	990	630



3.2.- DEFENSA RIBERENA TIPO GAVION

El uso de gaviones como alternativa de protección de riberas es uno de los métodos opcionales de la gran variedad de metodologías existentes. Los gaviones (o cestones) consisten en un recipiente, normalmente un paralelepípedo, de alambre relleno de cantos rodados, son una solución adecuada en lugares donde no existe o es caro conseguir rocas grandes y angulosas para el uso de enrocados. Con los gaviones se construyen estructuras capaces de resistir por gravedad.

Las fotografías N° 3.2.a, 3.2.b y 3.2.c, muestran el uso de Gaviones como estructuras de protección

Los gaviones son estructuras moderadamente flexibles que puede adaptarse a pequeñas erosiones del cauce o asientos del substrato.

Los Gaviones Caja y los Colchones Reno son estructuras que son tejidas por alambres que pueden ser Galmac(Zinc+Aluminio), y también alambres recubiertos por PVC (polivinil de Cloruro) para lugares donde exista la presencia de un alto grado de corrosión para las mallas de las estructuras a construir, como la brisa marina, corrosión de aguas agresivas ,la abrasión en agua con transporte de arena, etc. El alambre se trenza en mallas hexagonales con triple torsión, de 6 a 12 cm de paso de malla, trenzado con la propiedad de no deshilacharse en caso de corte de un alambre. El material de relleno ha de tener un tamaño mayor que el paso de la malla, lo que puede obligar a clasificar el material disponible para poner el más grueso en el interior. El llenado del gavión se hace *in situ* siempre que sea posible. Se encofra o se atirantan las mallas laterales para controlar la deformación. El material puede compactarse. Cuando esta lleno se cose la tapa con alambre. El peso específico común de un gavión lleno es de 1.7 - 1.8 T/m³ dependiendo de la granulometría del relleno. La mano de obra en la ejecución del gavión es una parte muy importante de su , costo. Si no se hace *in situ* el gavión debe ser cuidadosamente colocado.

La velocidad máxima recomendada para el uso de gaviones- esta comprendido en el rango de 2.4 a 4.6 m/s, dependiendo del fabricante

La dimensión típica estandarizada del gavión es de 1 m x 1 m en sección transversal y de 1 a 4 metros de longitud. Estos se llaman gaviones de cuerpos. Los gaviones de altura 0.50m se llaman gaviones de base porque se utilizan como cimentación, zócalo o base del conjunto. La tercera modalidad de gaviones, es de solo 0.20 ó 0.30m de altura, llamados también corazas o gaviones de revestimiento, se emplean en alineaciones de recubrimiento o revestimiento sin carácter de estructura de gravedad.



Foto N° 3.2.a



Foto N° 3.2.b



Foto N° 3.2.c



Se ilustra el uso de Gaviones como protección de Riberas

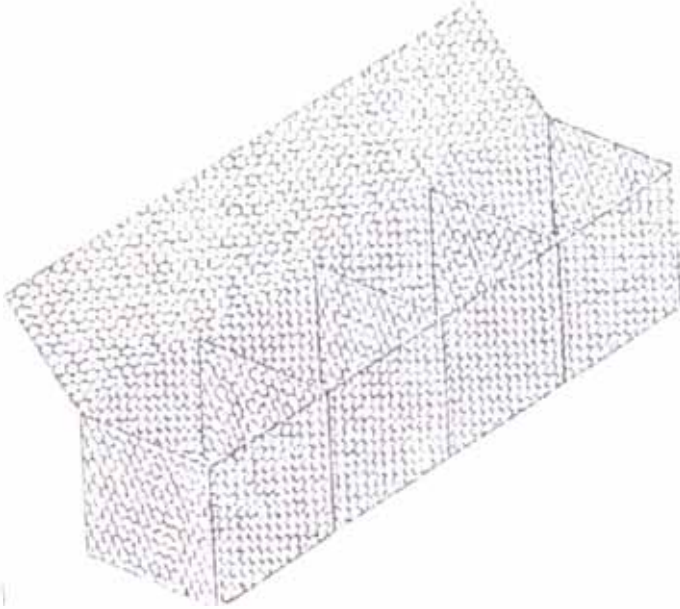


Fig. 3.2a: Características de una protección con gaviones, combinando sus tres modalidades.



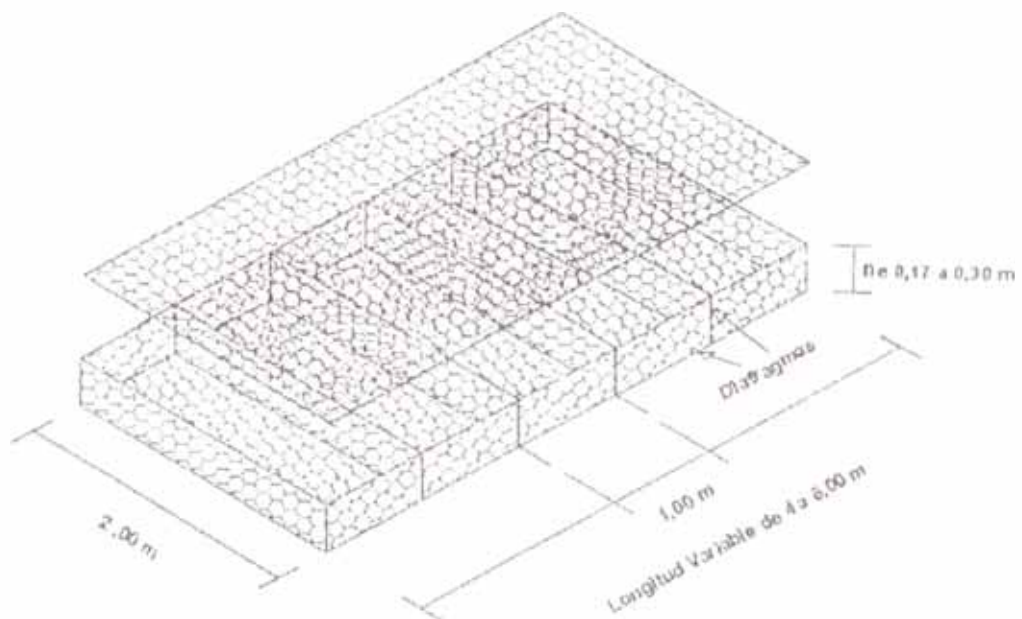
Los gaviones caja o de cuerpo, están subdivididos internamente en células, mediante la inserción de diafragmas durante el proceso de fabricación, ver figura N° 3.2.b,

FIGURA N° 3.2.b
GAVIÓN TIPO CAJA



El colchón de alambre consiste en cestos de alambre llanos. Las secciones del colchón individual se ponen con el fin de estar al lado de la cama del cauce, preparado para formar un colchón continuo. Las unidades de cesto individuales se atan unos a otros y anclados al material del cauce.

FIGURA N° 3.2.c
COLCHON RENO





3.2.1. VENTAJAS Y DESVENTAJAS

- *Ventajas:*
 - Son estructuras armadas que soportan esfuerzos de tracción.
 - Son estructuras monolíticas, que trabajan como un único elemento.
 - Son estructuras flexibles, los cuales pueden absorber asentamientos del terreno sin perder su funcionalidad.
 - Permiten construir en terrenos con baja capacidad de soporte, evitando profundas cimentaciones.
 - Reducen el empuje hidrostático en las obras de contención. (ver figura N° 3.2.1.a)
 - En las obras hidráulicas eliminan la sub presión, no interfieren en el ecosistema. (ver figura N° 3.2.1.b).
 - Son modulares de 4 - 5 metros y presentan unidades de 1 m x 1 m lo cual hace fácil su medición.
 - Son elementos que se integran perfectamente en el medio ambiente.

FIGURA N° 3.2.1.a

FUNCION DE LOS GAVIONES



FIGURA N° 3.2.1.b

FUNCION DE LOS GAVION



- *Desventajas:*
 - Los gaviones son susceptibles a la corrosión y a la abrasión.
 - Los costos de mano de obra son elevados producto de la fabricación y relleno de los cestos
 - La reparación es mas difícil y costosa que la de un enrocado
 - Posee menor flexibilidad que la protección de enrocado



- El mecanismo de fracaso más común de las defensas de gavión se ha observado por el deterioro total del cesto de gavión. El fracaso es producto de la abrasión y corrosión de las cuerdas del alambre, este problema común se ha encontrado incluso cuando el alambre está cubierto con plástico. La cubierta plástica se despoja a menudo por la abrasión de arena, arena gruesa, guijarros, u otros sedimentos que llevan los flujos naturales de los ríos (particularmente cerca de las zonas de inundación) y posteriormente a largo plazo se producirá la ruptura del alambre.
- Para evitar el problema de abrasión y corrosión de los cestos de alambre, se recomienda que la defensa de gavión no se use en la parte más baja del cauce ya que estos están sujetos a la corrosión y abrasión más significativa
- Un mecanismo de fracaso adicional se ha observado cuando las unidades de cesto de alambre se usan en lugares donde presentan, la más alta velocidad

Ubicación	Efecto
Fuerte Pendiente ($s > 0.5\%$)	Alta Abrasión
Pendientes Medias ($0.1\% < s < 0.5\%$)	Moderada Abrasión
Bajas Pendientes	Pequeña Abrasión

3.2.2.- Diseño de Gaviones:

PREDIMENSIONAMIENTO DE MURO

El predimensionamiento de los muros, se realizará en función de los análisis hidráulicos efectuados inicialmente.

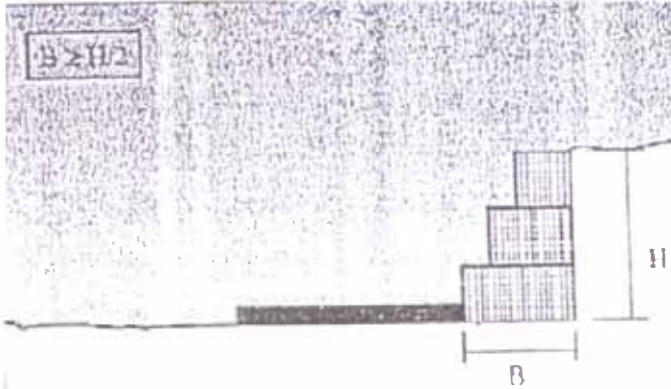
La altura del muro de gaviones debe ser mayor que el máximo nivel de avenidas esperado.

Se escoge la sección transversal del muro de tal manera que el muro sea estable, de acuerdo a las recomendaciones indicadas en la figura No 3.2.2.a



Figura No 3.2.2.a

Predimensionamiento de muros de Gaviones

**CRITERIOS DE CALCULO DE MUROS EN GAVIONES**

Para determinar el valor del empuje se utiliza la teoría de Coulomb, para lo cual tendremos:

- La superficie de rotura es plana,
- La fuerza de rozamiento interno se distribuye en forma uniforme a lo largo de la superficie de rotura.
- La cuña de terreno entre la superficie de rotura y el muro se considera indeformable,
- Se desarrolla un esfuerzo de rozamiento entre el muro y el suelo en contacto, lo cual hace que la recta de acción del empuje activo se incline en un ángulo respecto de la norma al paramento interno del muro,
- La rotura se analiza como bidimensional tomando una franja unitaria del muro considerando la estructura como continua e infinita.

Para no sobredimensionar la estructura, dado que el gavión es permeable, se puede omitir el empuje hidrostático. La estructura es armada por la malla que tiene una gran resistencia a la tracción manteniéndose la flexibilidad de la obra. Es conveniente inclinar el muro contra el terreno unos 6" pudiéndose alcanzar los 10", de esta forma disminuye el valor del coeficiente de empuje activo.

CÁLCULO DE EMPUJE.**Empuje activo por unidad de longitud (E_a):**

Se adopta en el cálculo el estado límite activo del terreno, el método de Coulomb se basa en el estudio del equilibrio de una cuña de suelo indeformable sobre la que se



actúa el peso propio, la fuerza de rozamiento y eventualmente la cohesión. Esta cuña activa se produce cuando hay un desplazamiento de la estructura de contención, lo cual sucede sólo si la misma es deformable como en el caso de los gaviones. En el caso de muros muy rígidos se desarrollan empujes mayores que los correspondientes al empuje activo.

En el caso de muro con paramento vertical interno la superficie de empuje es el propio paramento interno del muro. En el caso de muro con escalones internos, se considera la superficie que uno los extremos internos superior e inferior del muro.



Debe considerarse que tanto la fricción como la cohesión se alteran cuando se modifica la humedad del terreno. Dato que ambos parámetros influyen sensiblemente en la determinación del empuje activo debe cuidarse mucho cual es el valor adoptado. Suele ser conveniente despreciar la cohesión, ya que ésta se modifica con el tiempo y tiene gran influencia sobre el valor final del empuje.

Para terraplenes compactados puede adoptarse un valor de $\phi = 30^\circ$. Tras el muro se admite una distribución uniformemente variada de presiones, con lo cual el empuje toma una configuración triangular. El empuje activo es calculado en función del peso del terreno y de la altura del muro, siendo su valor reducido debido al coeficiente de empuje activo K_a . Como se dijo, el valor del coeficiente de empuje activo depende del ángulo β ya mencionado, de ϵ , que es el ángulo del talud sobre el muro con la horizontal, de ϕ ángulo de fricción interna del terreno, de ángulo de fricción entre muro y terreno.

En los muros en gaviones, se puede asumir $\delta = \phi$ Si tras el muro hay un geotextil $\delta = 0.9 \phi$ Estos valores favorables, se deben a la alta rugosidad de la estructura en gaviones que aumenta sensiblemente la fricción, δ determina también el ángulo entre



la dirección del empuje y la normal a su plano de aplicación.

El valor del coeficiente de empuje activo K_a es determinado por la expresión:

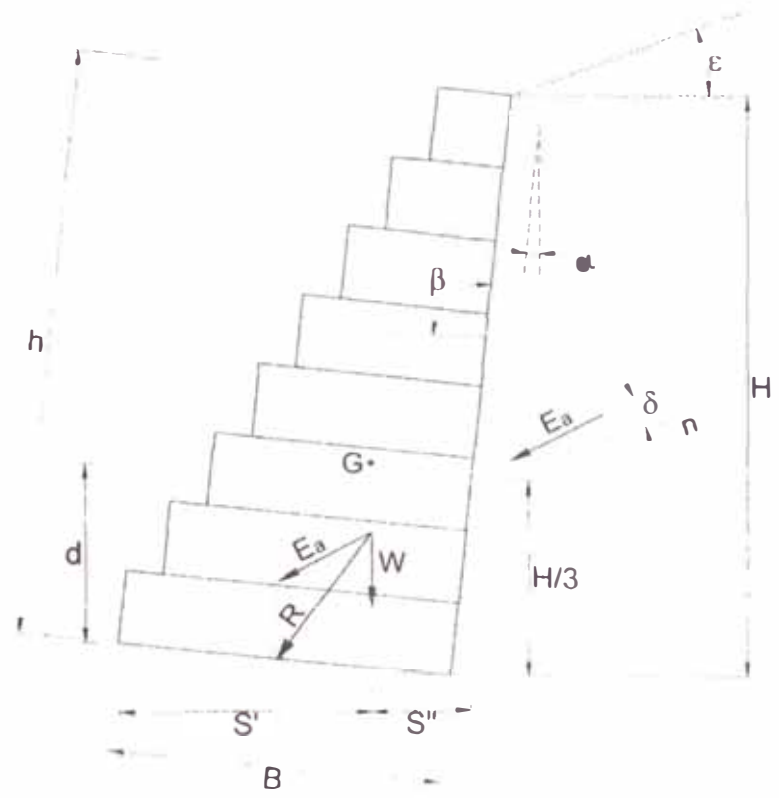
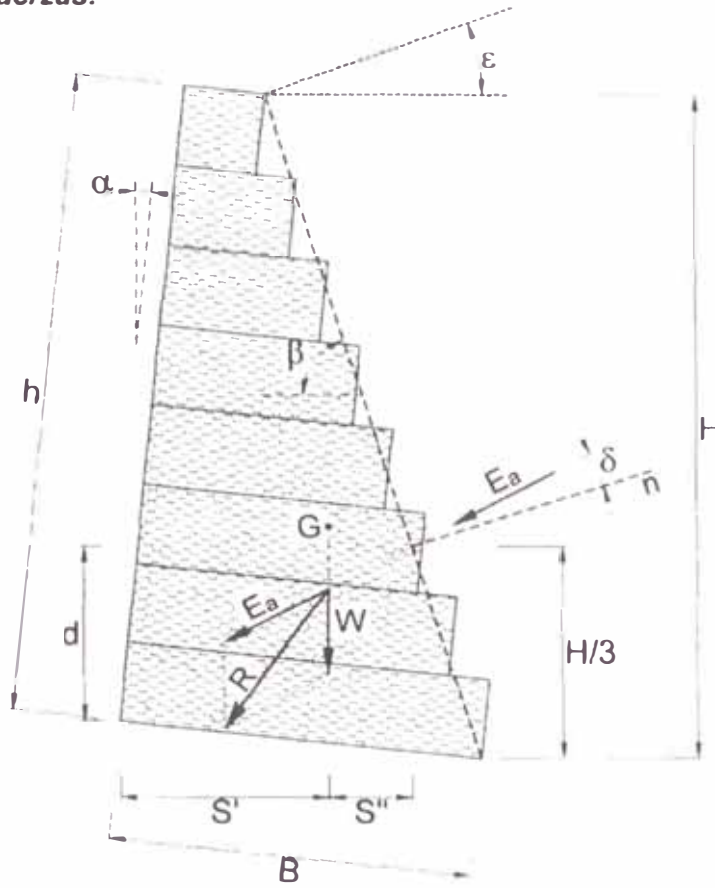
$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\sin^2(\beta)\sin(\beta - \delta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta)\sin(\beta + \varepsilon)} \right]^2}$$

Valores de tipos del ángulo de fricción interna de algunos suelos.

Tipo de suelo ó terreno	Grados	Peso específico (ton/m ³)
Compacta, bien graduada, uniforme	40-45	1.44
Uniforme, gruesa, arena fina o suelta	35-40	1.6
Arena suelta bien graduada	35-40	1.84
Arena fina seca	30-35	1.92
Común mixta	35-40	1.76
Grava	40	2.24
Compacta arenosa	40-45	1.64
Suelta arenosa	35-40	1.92
Piedra partida o en fragmentos	35-45	1.60-2.00
Yeso fragmentado	35-45	1.76-2.24
Bloques de arcilla seca	30	1.76
Bloques de arcilla húmeda	40	1.84
Arcilla compacta	10-20	1.92
Arcilla blanda	05-07	1.6
Material calcáreo de zona de deslizamiento	20-27	1.76
Material de falla	14-22	2
Suelo de cobertura	30-35	1.6
Granito	30-50	2.61
Cuarcita	30-45	2.61
Arenisca	30-45	1.95
Caliza	30-50	3.17
Pórfido	30-40	2.58
Yeso	30-40	1.76



Diagrama de Fuerzas:





El empuje activo está determinado por la expresión

$$E = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 K_a - 2cH \sqrt{K_a} \dots [t / m]$$

en la cual:

γ_s = peso específico del suelo

c = cohesión

H = [h+ (b-a) tg α] cos α , altura de actuación del empuje, siendo

h = altura del muro

b = base del muro despreciando los escalones externos

a = ancho del muro en la cima

Debe recordarse la consideración hecha sobre la cohesión.

En el caso de sobrecarga sobre el terraplén, siendo q el valor de la misma, esta es asimilada a un relleno de altura h_s de las mismas características del terreno siendo:

$$h_s = q / \gamma^5$$

Luego el empuje será:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 K_a \left(1 + \frac{2h_s}{H} \right) - 2cH \sqrt{K_a} \dots [t / m]$$

Normalmente con sobrecargas debido a vehículos, se adopta q = 1.5 a 2.0 toneladas por m².

La altura del punto de aplicación del empuje es de difícil evaluación y varía bastante en la práctica. normalmente puede producirse a una altura comprendida entre 1/2H y 1/3H.

Las variaciones se deben en algunos casos al desplazamiento del muro, a su rigidez e inclinación, a modificaciones en las características del terreno y sobrecarga.

Normalmente se considera a 1/3H.

Con sobrecarga tendremos:

$$d = \frac{H}{3} \left(\frac{H + 3h_s}{H + 2h_s} \right) - B \sin(\alpha)$$

En la cual d es la altura de aplicación del empuje activo, medido en forma vertical desde la horizontal que pasa por el fulero ó punto de rotación del muro.



Peso por unidad de longitud (W):

$$W = \gamma_g \cdot A_g \text{ (kg/m)}$$

donde:

γ_g : Peso específico del gavión (aprox. 1820 kg/m³)

A_g : Area del gavión (m²)

Actúa en el centro de gravedad

VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD DE UN MURO EN GAVIONES.

Se debe calcular:

- Seguridad al deslizamiento
- Seguridad al vuelco
- Carga sobre el terreno
- Verificación en secciones intermedias
- Seguridad de rotura global

Las fuerzas estabilizantes y desestabilizantes son indicadas en los diseños que siguen para muros con escalones internos y externos. Al enterrar un muro aparece un estado de empuje pasivo que es conveniente despreciar para estar del lado de la seguridad.

- **Verificación de la seguridad al deslizamiento.**

Se considera el plano ortogonal que pasa por la base del muro, tendremos:

$$\eta' = \frac{F_{en} \cdot \tan(\varphi) + F_{eh}}{F_d} \geq 1.5$$

donde F_{en} es la fuerza estabilizante normal, F_{eh} es la fuerza estabilizante horizontal, F_d fuerza desestabilizante.

$$\eta' = \frac{[W + E_v \cos \alpha + E_h \sin \alpha] \tan \varphi + (W + E_v) \sin \alpha + cB}{E_h \cos \alpha} \geq 1.5$$

en la cual W es peso propio de la estructura. Depende de la sección del muro y del peso específico del relleno. En el gavión se considera un porcentaje de vacíos (n)



alrededor de 0.3 es decir 30% con lo cual tendremos Y_g según la expresión:

$$Y_g = Y_p (1-n), \text{ donde } Y_p \text{ se obtiene en función del tipo de roca.}$$

Normalmente el peso específico del gavión llenado con piedra partida de cantera se considera igual a 1.7 t/m^3 .

$$E_v = E_a \text{ sen } (90^\circ + \delta - \beta); \text{ componente vertical del empuje activo.}$$

$$E_h = E_a \text{ cos } (90^\circ + \delta - \beta); \text{ componente horizontal del empuje activo.}$$

c = cohesión (es conveniente despreciarla)

B = ancho de la base del muro

α = inclinación del muro.

Para la verificación del deslizamiento se ha transformado la fuerza normal en horizontal multiplicándola por el coeficiente f , este valor es el coeficiente de fricción suelo - gavión.

En pruebas realizadas se ha obtenido que para terrenos cohesivos valores de rozamiento altos de 0.7 a 0.75, en este valor interviene la cohesión, sin la cual el coeficiente será menor. En las mismas mediciones se comprobó que el coeficiente de rozamiento entre un gavión y una superficie de hormigón es $f = 0.64$.

Por seguridad se adopta siempre el mismo valor $f = \text{tg } \varphi$ independiente de la cohesión, admitiéndose que el deslizamiento se produce entre terreno y terreno.

- **Verificación de la seguridad al vuelco.**

Se considera como fuerza estabilizante, el peso propio del muro y la componente vertical del empuje activo y como desestabilizante, la componente horizontal del empuje activo; tendremos que $M_v = E_v d$ como momento volcador. También que $M_r = W s' + E_v s$ es el momento resistente, en las cuales d es la distancia entre el fulcro y el punto de aplicación del empuje activo medida sobre la vertical.

$$s = B \cos \alpha - \frac{H}{3} \left(\frac{H + 3h_s}{H + 2h_s} \right) \frac{1}{\tan \beta}$$

distancia entre el fulcro y el punto de aplicación del empuje medida sobre la horizontal.

$s' = X_g \cos \alpha + y_g \text{ sen } \alpha$ en la cual X_g y y_g son las coordenadas del centro de gravedad del muro referida a un sistema de ejes cartesianos cuyo origen coincide con el punto F. El coeficiente del vuelco será



$$\eta'' = \frac{M_r}{M_p} \geq 1.5$$

- **Verificación de las tensiones transmitidas al terreno.**

Podremos suponer que exista una distribución lineal de tensiones sobre el terreno, cuando la resultante cae dentro del núcleo central de tensiones:

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \left(\text{para caso } e < \frac{B}{6} \right) t / m^2$$

$$\sigma_2$$

En la cual $N = (W + E_v) \cos \alpha + E_h \sin \alpha$, es la resultante de las fuerzas normales a la base del muro.

$$e = \frac{B}{2} - \left(\frac{M_r - M_v}{N} \right) \text{ es la excentricidad de la resultante.}$$

El valor de la tensión resultante debe mantenerse por debajo de la tensión admisible del terreno. Este valor puede calcularse aplicando las expresiones de Terzaghi. También pueden usarse tablas que dan la resistencia en función del tipo de suelo y para arenas y arcillas en función de SPT.

Debido a la alta flexibilidad de los gaviones es posible admitir que la resultante caiga fuera del núcleo central de inercia, sin llegar a valores elevados en la tensión de tracción, ya que se reduce la sección de trabajo de la base.

La excentricidad será:

$$e' = \frac{B}{2} - e \left(\text{para } e < \frac{B}{6} \right) \quad \text{Donde } \sigma_1 = \frac{2N}{3e'} \quad \sigma_2 = \sigma_1 \left(\frac{B-3e}{3e'} \right) \left[t/m^2 \right]$$

Se considera conveniente que $\sigma_2 \leq 2 t/m^2$ en tracción y σ_1 no deba sobrepasar la tensión admisible del terreno.

Tipo de roca	Peso específico (T/m ³)
Basalto	2.9
Granito	2.6
Caliza compacta	2.6
Traquita	2.5
Guijarro de río	2.3
Arenisca	2.3
Caliza tierna	2.2
Toba	1.7

Fuente: Bibliografía de Macafferri.



- **Verificaciones de secciones intermedias de muros de sostenimiento en gaviones**

Es necesario verificar las secciones intermedias del muro en las cuales tenemos un momento actuante $M = M_r - M_y$, tensión de corte τ_y esfuerzo normal N . Dadas las características de resistencia a la tracción de los gaviones, la tensión máxima actuante cuando hay una excentricidad.

$$e = B/2 - M/N,$$

$$\text{vale } \sigma \text{ máx} = N/0.8x$$

donde:

$$x = (B/2 - e) / 0.4$$

Este valor representa la parte de la sección que está trabajando a la compresión. Los valores de M , N y τ deben ser estudiados como se indicó al tratar la verificación del muro completo.

El valor de σ máx no debe superar al admisible, $\sigma \text{ adm} = 50 Y_9 - 30$ [t/m²]

La tensión tangencial vale $\tau = T/B$ [t/m²] y deberá ser menor a $\tau \text{ adm} = N/B t_g \varphi + C_g$ [t/m²], en la cual $\varphi = 25 Y_9 - 10$, con Y_9 expresado en t/m³ y $C_g = (0.03 P_u - 0.05) 10$ [t/m²], siendo P_u el peso de la red metálica en kg/m³.

Para gaviones standard de $h = 1$ m vale 8.6 kg/m³ y para gaviones de $h = 0.5$ m es 12 kg/m³. Esto confirma la conveniencia de colocar gaviones de $h = 0.5$ m en el tercio inferior de los muros de gran altura. Debido a la resistencia de la malla las secciones intermedias casi siempre dan valores favorables, con respecto a la sección completa.

- **Seguridad a la rotura global.**

La inestabilidad de una obra en gaviones puede darse para una rotura del conjunto suelo muro a lo largo de una superficie cualquiera. El análisis se realiza para diversas superficies y se determina aquella de rotura crítica. El coeficiente de seguridad debe dar entre 1.2 y 1.3.

La superficie de rotura es normalmente una espiral logarítmica, pudiendo por simplificación ser admitida circular y calculada por el método de las fajas de Fellenius, Bishop, etc. Otro método simplificativo aproxima la superficie de rotura de una recta.



Valores básicos de las tensiones admisibles para los terrenos de Fundación.

Tensiones admisibles básicas para terrenos de fundación	kg/cm ²
Roca viva, maciza sin laminaciones, fisuras, gneis, granito, basalto	100
Rocas laminadas, con pequeñas fisuras, estratificadas: esquistos	35
Depósitos compactos y continuos de rocas y piedras de diversos tipos	0
Suelo cementado	8
Grava compacta o mezclas compactas de arena y grava	5
Grava suelta o mezclas de arena y grava. Arena gruesa compacta	3
Arena gruesa suelta. Arena fina compacta	2
Arena fina suelta	1
Arcilla dura	3
Arcilla compacta	2
Arcilla medianamente compacta	1

Fuente: Bibliografía de Macaferri.

PROTECCIÓN DE PIE DE TALUD

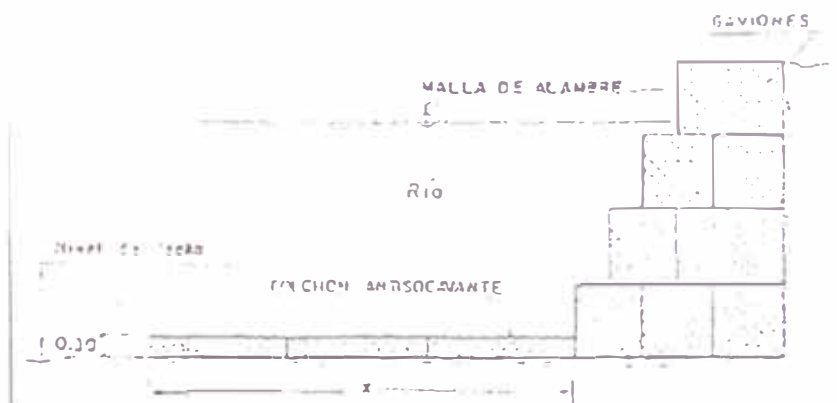
El muro debe asentarse ó contar con un colchón antisocavante (colchon tipo reno), que se extienda horizontalmente sobre la orilla en una distancia x. (Ver fig N° 3.2.2.c)

La longitud de protección del pie de talud debe ser $x > 1.5 \text{ a } 2 \Delta z$.

donde: Δz : profundidad esperada de socavación

Figura No 3.2.2.c

Protección de Pie de Talud de los Gaviones





RECUBRIMIENTOS

El recubrimiento del alambre ya sea con una capa de triple Zn o con la aleación Zn + Al, mejora la resistencia a la corrosión, con respecto a un galvanizado simple.

En condiciones severas de corrosión se debe proteger con PVC.

Efecto de corrosión

Ubicación	Efecto
Ambiente Rural	Baja Corrosión
Ambiente Urbano	Moderada Corrosión
Ambiente Marítimo	Alta Corrosión
Ambiente Industrial	Mayor Corrosión

ANÁLISIS HIDRÁULICO DE GAVIONES.

Procedimiento de Diseño

a. ELECCIÓN DEL TIPO DE COLCHON

Se procederá al elección del:

- Diámetro medio de las piedras (dm).
- Espesor del colchón (t).

Tipo	Espesor m	Pedrisco de Relleno		Velocidad Crítica m/s	Velocidad Limite m/s
		Dimensión Es mm	D ₅₀		
Colchones Reno	0.15-0.17	70-100	0.085	3.5	4.2
		70-150	0.100	4.2	4.5
	0.23-0.25	70-100	0.085	3.6	5.5
		70-150	0.120	4.5	6.1
	0.3	70-120	0.100	4.2	5.5
		100-150	0.125	5.0	6.4
Gaviones	0.5	100-200	0.150	5.8	7.6
		120-250	0.190	6.4	8.00

Espesores indicativos de los revestimientos en colchones Reno y en gaviones en función de la velocidad de la corriente.

TABLA 1

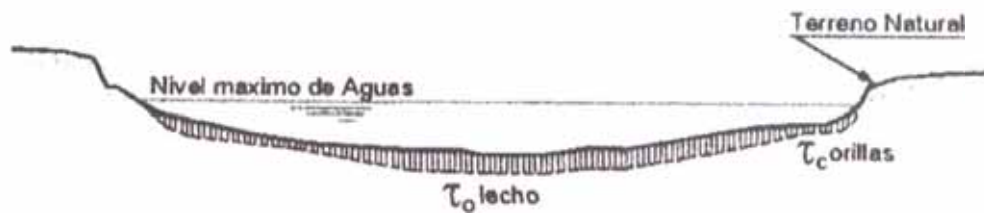
Velocidad Crítica: Velocidad máxima que puede soportar el revestimiento sin que se produzcan movimiento de las piedras en el interior del colchón.

Velocidad Límite: Velocidad que admite pequeñas deformaciones debido al amontonamiento de las piedras en el colchón.



b. VERIFICACION EN TERMINOS DE ARRASTRE

Se realiza esta verificación de los esfuerzos cortantes actuantes que puedan ocasionar el lavado del material del lecho ó talud.



Verificación De Arrastre De Material De Colchones Por Esfuerzos Cortantes

- Determinación de esfuerzos cortantes actuantes
Sale de los cálculos hidráulicos.

$$\tau_c = C_s (\gamma_s - \gamma_w) * d_m * \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \varphi}}$$

Determinación de Esfuerzos Cortantes Críticos
donde:

τ_c : Esfuerzo Cortante Crítico en la orilla (kg/m^2).

C_s : Coeficiente de Shields (0.10).

γ_s : Peso Específico de la piedra del colchón.

γ_w : Peso Específico del agua.

d_m : Diámetro Medio de la piedra del colchón (m).

θ : Angulo que forma el talud con la horizontal.

φ : Angulo de reposo de la piedra del colchón.

- **Verificación.**

Si: $\tau_a > \tau_c$ las piedras del revestimiento se moverán.

Verificar:

Si: $1.2 \tau_c > \tau_a > \tau_c$ efectuar control de deformaciones.

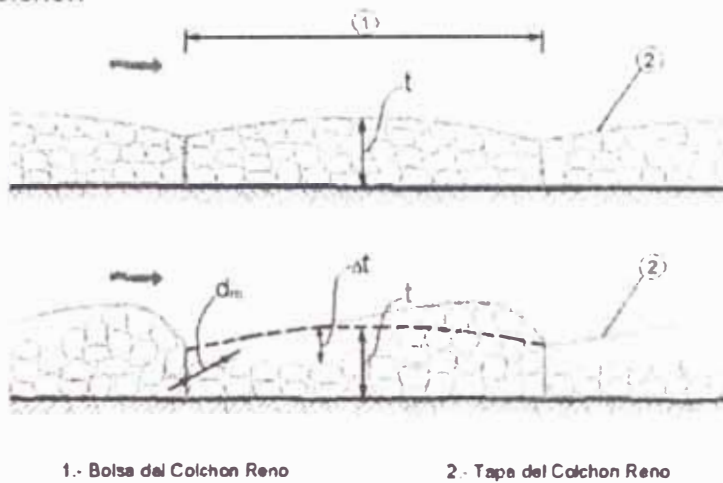
Si: $\tau_a > 1.2 \tau_c$

- Se aumenta el diámetro de la piedra.
- Se aumenta el espesor del colchón.



c. CONTROL DE DEFORMACIONES EN EL COLCHÓN

Se recomienda que el espesor mínimo sea mayor que el diámetro medio de las piedras del colchón.



Determinación de deformación máxima producida.

$$C_s = \frac{\tau_a - \tau_c}{(\gamma_s - \gamma_w) * d_m}$$

Donde:

τ_c : Esfuerzo Cortante Crítico en la orilla (Kg/m^2)

τ_a : Esfuerzo cortante actuante máximo (Kg/m^2)

d_m : diámetro medio de las piedras de relleno.

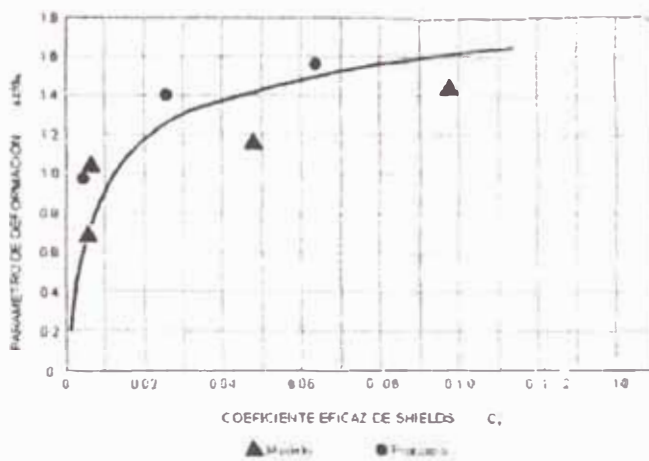


Fig. Relación entre Parámetro de deformación y Coeficiente Eficaz De Shields.

Fuente: MACAFERRI

Verificación:

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



Si no cumple tendremos problemas con el material de fundación.

- Se deberá incrementar espesor de colchón (t)
- Incrementar diámetro (dm) de las piedras.

d. VERIFICACIÓN DE ARRASTRES DE COLCHONES POR VELOCIDADES

Se debe evitar que los colchones sean arrastrados por la corriente.

Se debe verificar que las velocidades actuantes (v_a) no superen a las velocidades de iniciación de movimiento de las piedras contenidas en el colchón (v_c)

Determinación de velocidad Crítica (V_c)

Con el diámetro medio del material de relleno de los gaviones (dm), el espesor del colchón y el Número de Froude (Fr) se obtiene el valor de la velocidad crítica de las figuras a y b.

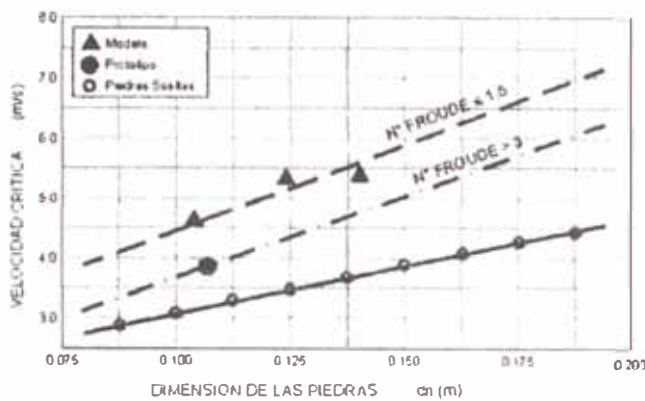
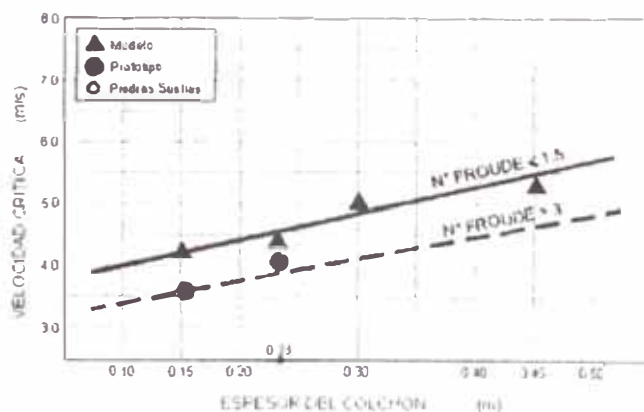


Fig a Velocidad Crítica V_{c1} que causa el comienzo del movimiento de las partículas en función de las dimensiones de las mismas.
Fuente: MACAFERRI

Fig b Velocidad Crítica V_{c2} que causa el comienzo del movimiento de las partículas en función del espesor del colchón.
Fuente: MACAFERRI



Elegir como Velocidad Crítica (V_c) la menor de V_{c1} y V_{c2}

Verificación :

- Si $V_a > V_c$ habrá arrastre de colchones.
- Se debe incrementar diámetros de las piedras del colchón.
- Se debe incrementar espesor del colchón.

e. VERIFICACIÓN DE EROSIÓN ENTRE EL COLCHÓN Y LA FUNDACIÓN.



Flujo entre colchones y material base.

- Se debe evitar que el material base sea lavado por la corriente.
- Se procura que la velocidad del agua en el espacio entre el colchón y el material base (v_a) sea menor que la velocidad crítica de arrastre del material base (V_e).

Velocidad entre colchón y material base.

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

donde:

V_b velocidad del agua entre el colchón y el fondo.

d_m diámetro medio de piedras colchón.

S: pendiente del canal

n_f rugosidad del fondo (0.020 si hay filtro geotextil o no hay filtro, 0.025 si hay filtro de grava)

Velocidad que puede soportar el suelo sin ser erosionado (V_e)

- En terrenos no cohesivos:

$$V_e = 16.1 * \sqrt{d}$$

donde:

d_{100} : diámetro de partículas del suelo base (m)



En terrenos cohesivos

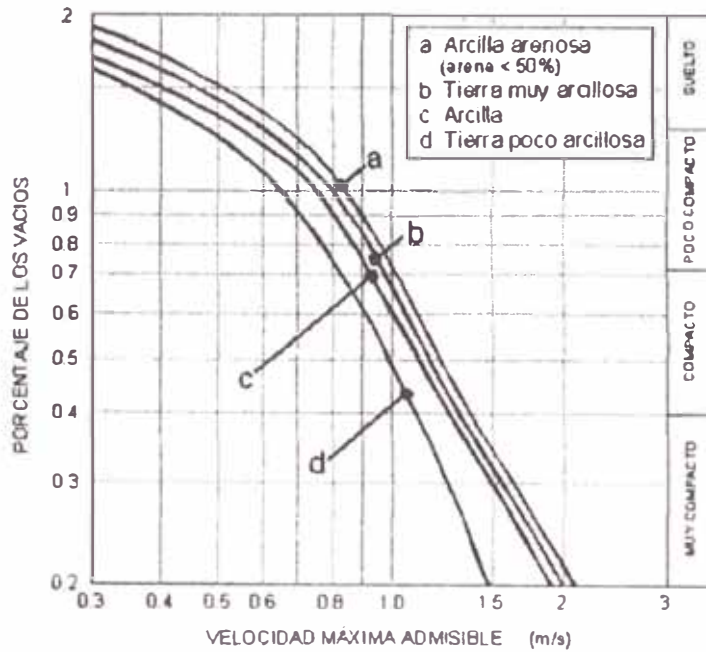


Fig. Velocidades Máximas Permisibles en Suelos Cohesivos Fuente: MACAFERRI

Verificación:

Si $V_b > V_e$ habrá erosión



4. INFORMACIÓN BÁSICA PARA EL DISEÑO

Para uno iniciar un proyecto de defensa ribereña deberá de realizar un reconocimiento de campo para uno poseer un panorama general del área de proyecto y sus características particulares *vis* generales. Pero antes de uno realizar la inspección de campo deberá de examinar la información disponible que pueden ser de proyectos pasados y informaciones que pueden ser proporcionados por instituciones nacionales, etc.

En el reconocimiento de campo uno deberá de tratar de tomar mucho interés en estos parámetros:

- Estudiar las características de las zonas de inestabilidad producto de la socavación.
- Determinar si el río es estáticamente estable, dinámicamente estable, o inestable.
- Localizar las variaciones de los máximos niveles de agua.
- Tener una idea de los caudales de avenida de información de los lugareños.
- Ancho del cauce principal, y de las llanuras de inundación.
- Granulometría del material del cauce.
- Características de los terrenos que conforman las riberas.

4.1.- Topografía.

El estudio topográfico indica que la zona en estudio presenta las siguientes características:

En la margen derecha del río se encuentra un Pueblo Joven (Simón Bolívar), que esta siendo afectada por problemas de socavación lateral.

Información obtenida:

Planta General

Secciones Transversales

Con esta información en gabinete y con el reconocimiento de campo se pasa a trazar el lugar de la proyección de la Defensa Ribereña.

4.2.- Geología y geotecnia.

Los Suelos donde estará ubicando la defensa esta compuesto por depósitos aluviales



en los que predominan las arenas gravosas.

Los suelos son permeables

Carga Admisible 1.0 kg/cm^2

Permeabilidad del suelo 10^{-6} m/s

En la ribera de la margen derecha los suelos tienen cohesión y el talud natural tiene un ángulo de $\theta = 80^\circ$

El material del cauce está compuesto de grava y arenas cuyo diámetro medio es:

$$d_{50} = 0.030 \text{ m}$$

$$\rho = 2650 \text{ kg / m}^3$$

4.3.- Hidrología e Hidráulica

4.3.1.-Cuenca del río Pativilca

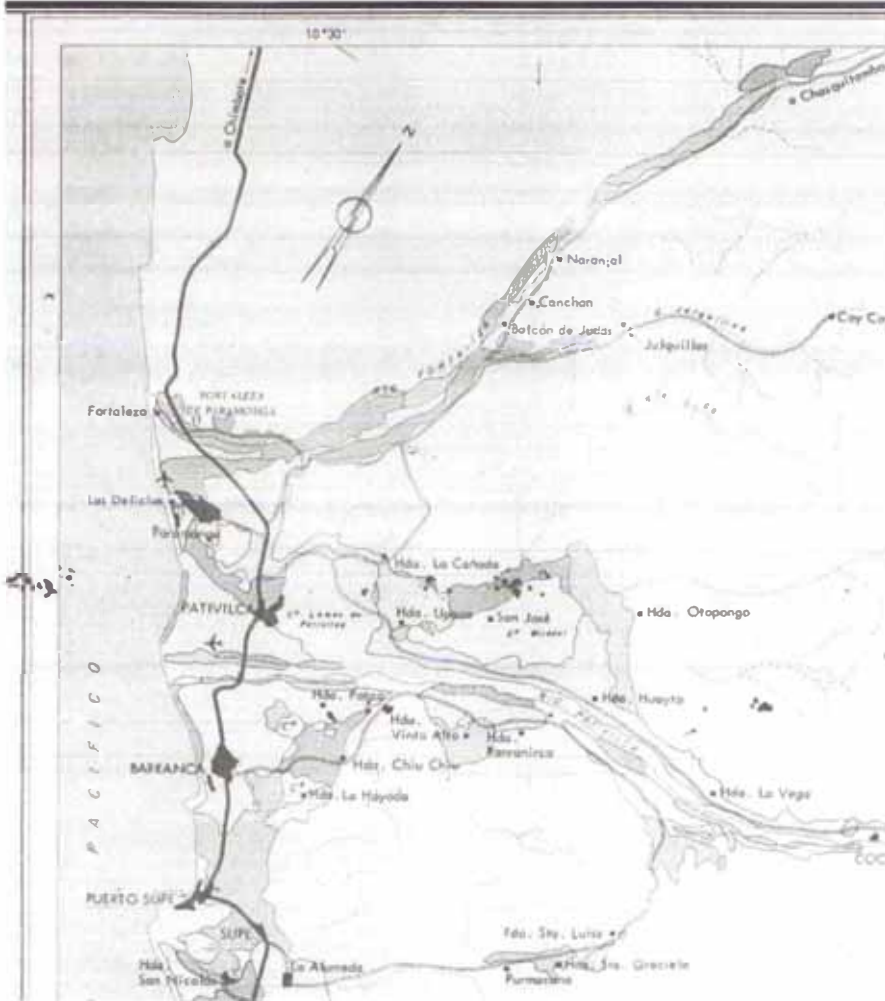
La cuenca del río Pativilca, perteneciente al sistema hidrográfico del Pacífico, cuenta con un área total de drenaje, hasta su desembocadura en el Océano Pacífico, de 4,778 Km² y una longitud máxima de recorrido, desde sus nacientes hasta su desembocadura, de 172 Km; presenta una pendiente promedio de 3%.

La extensión de la cuenca colectora húmeda o "cuenca imbrifera" es de 3708 Km², estando fijado este límite, aproximadamente, por la cota 2,000 metros sobre el nivel del mar, es decir, que el 77% del área de la cuenca contribuye sensiblemente al escurrimiento superficial.

La red hidrográfica perteneciente al río Pativilca es controlada mediante la estación de aforos de Alpas, de tipo limnimétrico, ubicada a la altura de la localidad del mismo nombre; esta estación mide las descargas de una cuenca colectora total de aproximadamente, 4114 km², extensión que incluye casi la totalidad de la cuenca húmeda(99%).

El curso del río Pativilca, desde sus orígenes hasta su desembocadura en el Océano Pacífico, es fuertemente sinuoso.

La forma de esta cuenca, como la mayoría de los ríos de la Costa es de una hoya hidrográfica alargada, de fondo profundo y quebrado, con fuerte pendiente, presentando un relieve escarpado y en partes abrupto, cortado por quebradas profundas y estrechas gargantas.



4.3.2.-Análisis de Descargas

Los datos de caudales fueron obtenidos de los registros de una estación del SENAMHI en Alpas, distrito de Cochas, en Ancash.

A continuación se presenta el cuadro 01 donde se observa los datos de Caudales registrados.

ESTACION	AÑO	MAXIMA DESCARGA (m ³ /s)	ESTACION	AÑO	MÁXIMA DESCARGA (m ³ /s)
	HIDROLOGICO			HIDROLOGICO	
Alpas	1941-42	321.72	Alpas	1956-57	244.78
Alpas	1942-43	273.76	Alpas	1957-58	287.10
Alpas	1943-44	195.48	Alpas	1958-59	356.60
Alpas	1944-45	156.06	Alpas	1959-60	379.54
Alpas	1945-46	116.54	Alpas	1960-61	406.25
Alpas	1946-47	91.23	Alpas	1961-62	413.30
Alpas	1947-48	93.94	Alpas	1962-63	200.91
Alpas	1948-49	246.64	Alpas	1963-64	142.66
Alpas	1949-50	95.53	Alpas	1964-65	204.69
Alpas	1950-51	153.87	Alpas	1965-66	145.76
Alpas	1951-52	216.97	Alpas	1966-67	305.45
Alpas	1952-53	422.75	Alpas	1967-68	115.09
Alpas	1953-54	489.85	Alpas	1968-69	159.14
Alpas	1954-55	296.49	Alpas	1969-70	295.63
Alpas	1955-56	333.00			



El análisis de la información revela que el río Pativilca es de régimen irregular y de carácter torrencioso, presentando marcadas diferencias entre sus parámetros extremos, destacándose de los demás ríos de la Costa por ser uno de los que muestra una menor irregularidad en sus descargas.

4.3.3.-DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD

Parámetros Estadísticos:

Para efectos de cálculos se necesitarán los siguientes:

	Q	Log (Q)
Promedio:	246.92	2.3444
Desviación Estándar:	112.49	0.21509
Coficiente Asimetría:	0.36604	-0.31055
Mayor:	489.85	2.6900
Menor:	91.23	1.960
N° datos	29	29

Se hallaron los caudales correspondientes a los periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50, 100 y 500 años años usando las distribuciones Normal, Lognormal, Log Pearson III y Valor Extremo Tipo I (Gumbel). En la Tabla 1 se presentan los resultados obtenidos para cada distribución. Los cálculos y los datos empleados para obtener estos valores se encuentran en el Anexo B.

Tabla 4.3.4 Caudales máximos usando las distribuciones Normal, Log Normal, Log Pearson III y Gumbel.

Periodo de Retorno	Caudales (m ³ /s)			
	Normal	Log Normal	Log Pearson III	Gumbel
2	246.92	221.03	226.75	229.80
5	341.58	335.30	337.15	344.86
10	391.10	417.00	409.19	421.03
20	431.99	499.25	476.80	494.10
50	478.00	611.35	562.14	588.68
100	508.67	699.72	624.68	659.55
500	570.73	919.60	765.54	823.33

Se realizó la bondad de ajuste χ^2 en las distribuciones normal y Log Normal, con lo cual se aceptó las dos distribuciones. La prueba de Kolmogorov – Smirnov se realizó



para todas las distribuciones usadas y escoger la que produzca valores más cercanos. La distribución que produjo el mejor ajuste fue la distribución Gumbel, por lo que se utilizarán los caudales obtenidas con dicha distribución. Los cálculos se muestran en el Anexo B.

Por tanto los caudales de diseño finales para los diferentes periodos de retorno son:

Distribución Gumbel	
Tr (años)	Q(m³/s)
2	229.80
5	344.86
10	421.03
20	494.10
50	588.68
100	659.55
500	823.33

Por lo tanto para efectos del diseño de la defensa ribereña optaremos un periodo de retorno de 500 años.

$$Q_{\text{dis}} (500\text{años}) = 823.33 \text{ m}^3/\text{s}$$

4.3.4.-Análisis de Transito de Avenidas MODELAMIENTO HIDRÁULICO

Generalidades

Para hallar los niveles de inundación se utilizó el programa HEC – RAS 3.1.2, desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos para calcular las curvas de remanso producidas por los caudales de interés en el tramo de un curso de agua natural. Las salidas tabulares y gráficas de este programa permiten determinar la extensión de la inundación causada por flujos extremos.

Topografía y rugosidad (Geometría del modelo)

Con la finalidad de realizar el modelamiento geométrico del río se utilizaron datos topográficos tomados en secciones del río Pativilca desde 300 m aguas arriba del puente Simón Bolívar hasta 300 m aguas abajo de dicha sección. Las secciones estuvieron ubicadas a cada 50 m.

La rugosidad en el cauce principal ha sido estimada en 0.035, tomando en cuenta que es natural, el material del cauce está compuesto por bolones, cantos y arena gruesa y



presenta trenzas en el tramo estudiado. Se ha asignado un valor similar para las planicies de inundación.

El puente ubicado en la zona de estudio, mide aproximadamente 369 m de largo, tiene pilares rectangulares de 1.50 m de ancho y una capacidad máxima de carga de 36 Toneladas.

Caudales

Los caudales usados en la ejecución del programa HEC-RAS fueron los obtenidos procesando los datos del río Pativilca para el evento de 500 años. Debido a la alta pendiente del río se asumió desde un principio que el flujo era mixto, lo cual se confirmó con los resultados de la ejecución del programa en ambos casos.

Figura 4.3.4.a.
Esquema del río

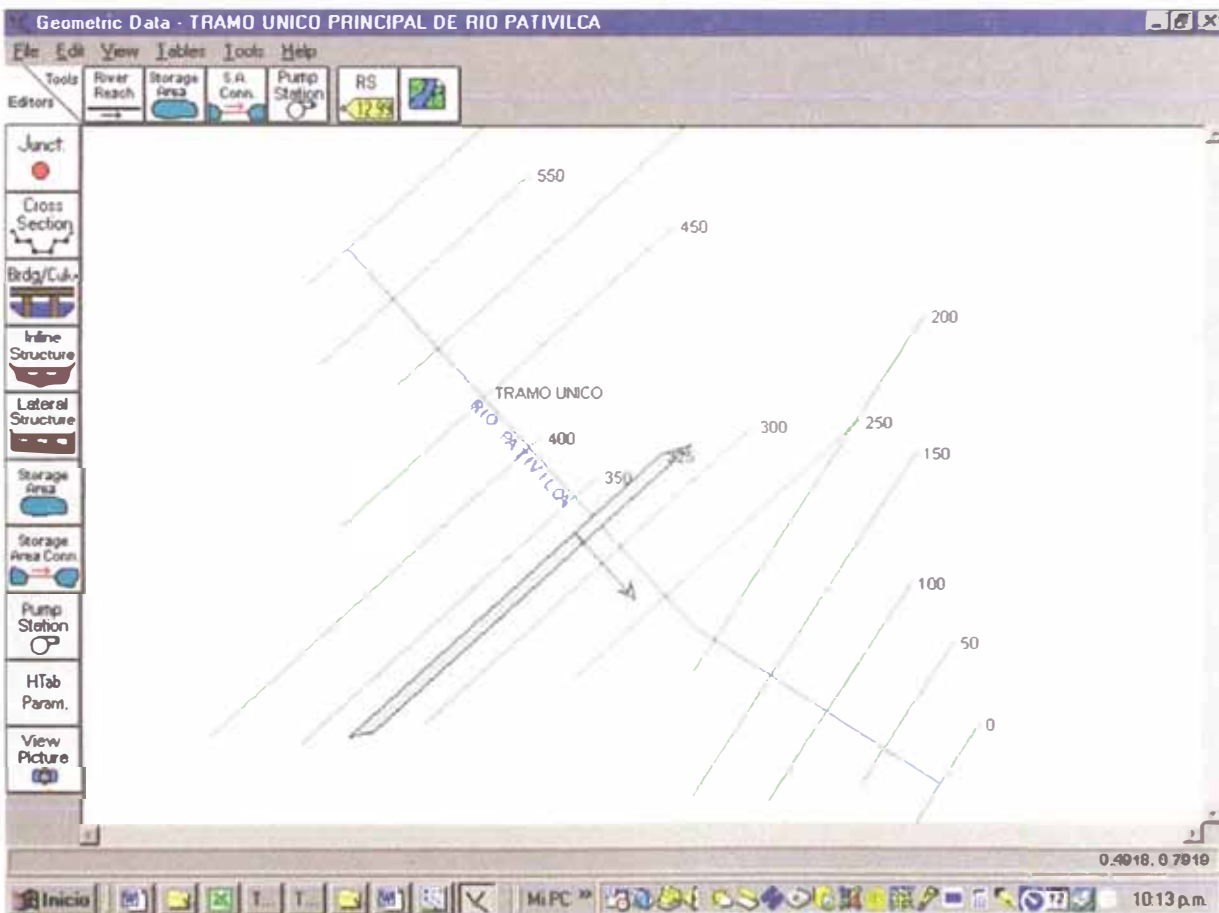




Figura 4.3.4.b
Ingreso de Datos de Flujo

Steady Flow Data - CAUDAL DE RIO PATIVILCA

File Options Help

Enter/Edit Number of Profiles (2000 max): Reach Boundary Conditions:

Locations of Flow Data Changes

River:

Reach: River Sta.: Add A Flow Change Location

Flow Change Location			Profile Names and Flow Rates	
River	Reach	RS	PF 1	
1 RIO PATIVILCA	TRAMO UNICO	600	823.33	

Edit Steady flow data for the profiles (m³/s)

Inicio | MS... | Form... | Doc... | HE... | HE... | St... | 08:47 p.m.

Figura 4.3.4.c
Ingreso de Datos Geométricos

Cross Section Data - TRAMO UNICO PRINCIPAL DE RIO PATIVILCA

Exit Edit Options Plot Help

River: Plot Options: Keep Prev XS Plots Clear Prev

Reach: River Sta.:

Description:

Del Row	Ins Row	Station	Elevation	Downstream Reach Lengths
				LOB Channel ROB
1		0	63	50 50 50
2		44.72	64	
3		85.33	64	
4		86.85	63	
5		128.80	62	
6		253.59	61	
7		267.45	62	
8		278.87	63	
9		282.52	64	
10		294.07	64	

Manning's n Values		
LOB	Channel	ROB
0.035	0.035	0.035

Main Channel Bank Stations	
Left Bank	Right Bank
86.85	278.87

Cont/Exp Coefficients	
Contraction	Expansion
0.1	0.3

Edit Station Elevation Data (m)

Inicio | separ... | kurokwa | TRAM... | HEC-R... | Edit a... | Cross ... | 9:29



Resultados de la simulación hidráulica

Resultados de la simulación

El programa HEC – RAS 3.1.2 permite hallar los datos de salida en forma gráfica y tabular. Las salidas gráficas incluyen las secciones transversales con los niveles de agua y las cotas de la línea de energía, además de los tirantes críticos. La Tabla 4.3.4.a muestra los niveles de inundación para el evento cuyo periodo de retorno es 500 años usando los resultados de la simulación hidrológica.

CUADRO No. 4.3.4.a

SALIDA DE DATOS HEC-RAS VERSIÓN 3.1.2 Para $Q=823.33 \text{ m}^3 / \text{s}$

TEMA :DEFENSA RIBERENA RIO PATIVILCA ALTURA PUENTE SIMON BOLIVAR

Progre Siva	Q m ³ /s	Min Ch El (m)	W.S. Elev. (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev. (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl m./s	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl	Shear LOB (N/m ²)	Shear ROB (N/m ²)	Shear Chan (N/m ²)
600	823.33	61	63.9	63	64.1	0.001761	1.98	429.58	239.49	0.43	7.58	6.45	36.68
550	823.33	61	63.25	63.25	63.88	0.011422	3.51	236.64	195.66	1.01		61.5	138.16
500	823.33	61	62.52	62.61	63.23	0.014344	3.75	220.95	195.34	1.12		77.17	161.06
450	823.33	60	60.65	61.02	61.91	0.05534	4.99	165.38	259.94	1.99		170.61	346.92
400	823.33	58	60.18	60	60.53	0.007122	2.64	311.5	271.38	0.79		5.67	80.17
350	823.33	58	60.05	59.49	60.28	0.00288	2.11	396.47	300.35	0.53		3.82	45.67
300	823.33	57	58.47	58.47	58.94	0.011319	3.07	273.99	286.7	0.97		51.12	112.88
250	823.33	56	57.17	57.43	58.13	0.021003	4.39	191.37	185.61	1.34		95.72	224.48
200	823.33	54	57.13	56.82	57.42	0.004992	2.36	348.6	274.15	0.67		63.73	61.79
150	823.33	55	57.11		57.25	0.001544	1.58	512.48	298.3	0.39		30.22	25.2
100	823.33	55	56.82		57.12	0.003507	2.42	340.52	196.7	0.59			58.75
50	823.33	54	56.53		56.93	0.003411	2.83	291.26	128.02	0.6			73.75
0	823.33	53	55.71	55.71	56.61	0.010603	4.19	196.65	110.32	1			176.52

Los resultados conseguidos al ejecutar el programa Hec-Ras v3.1.2 se muestran en los cuadros N° 4.3.4.a

Mediante el uso del programa se determinó el perfil del flujo del río, el cual se muestra en la figura N° 4.3.4.d para un caudal de diseño con un período de retorno de 500 años.

Asimismo en la figura N° 4.3.4.e se observa la planicie de inundación del río.

.La salida de estos resultados del programa hace Uso de los siguientes términos:

Reach, tramo.

River Sta, estación del río.

Min Ch El, elevación mínima del canal.

W. S. Elev, Elevación de la superficie de agua.

Crit W. S., elevación critica de agua.

E.G. Elev, elevación de la energía.



E.G. Slope, pendiente de la línea de energía.

Ve Chnl, velocidad media en el canal.

Flow area, área mojada.

Top width, ancho del canal.

Froude # Chl, Numero de Fraude en el canal.

Shear Lob, Esfuerzo de corte en la margen izquierda.

Shear Rob, Esfuerzo de corte en la margen derecha.

Shear Chan, Esfuerzo de corte en el fondo del canal.

Asimismo con los datos obtenidos al ejecutar el programa se han obtenido la variación del tirante para cada progresiva, cuyos resultados se pueden observar en el cuadro N° 4.3.4.b.

Figura 4.3.4.d
Perfil de Flujo del Río

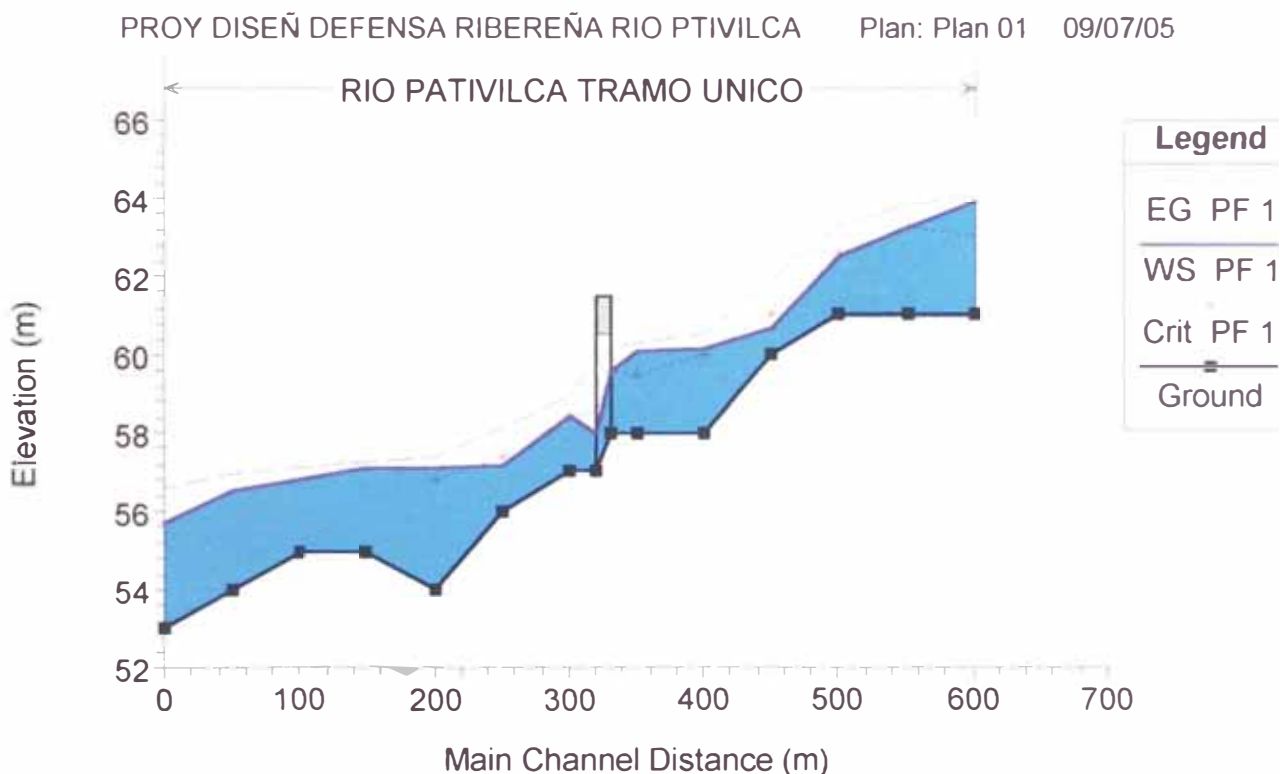




Figura 4.3.4.e
Planicie de Inundación

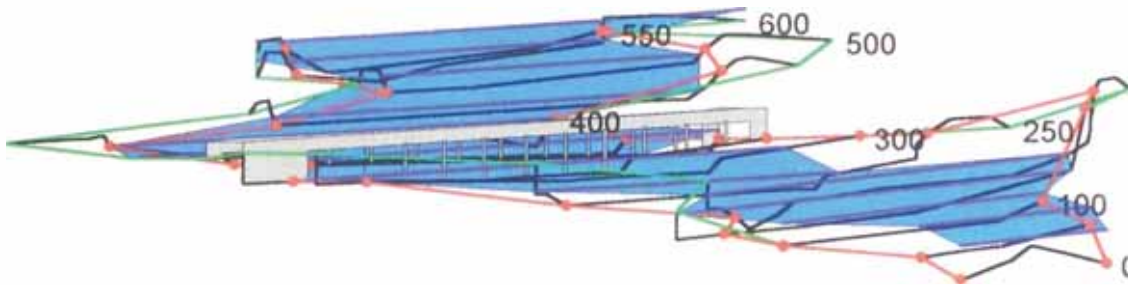
PROY DISEÑ DEFENSA RIBEREÑA RIO PTIVILCA Plan: Plan 01 09/07/05

Legend

WS PF 1

Ground

Bank Sta



CUADRO
No 4.3.4.b

VARIACION DEL TIRANTE A LO LARGO DEL TRAMO

Progresiva	Min CH EL (msnm)	W.S.ELEV (msnm)	Tirante m.
0+600	61	63.90	2.90
0+550	61	63.25	2.25
0+500	61	62.52	1.52
0+450	60	60.65	0.65
0+400	58	60.18	2.18
0+350	58	60.05	2.05
0+300	57	58.47	1.47
0+250	56	57.17	1.17
0+200	54	57.13	3.13
0+150	55	57.11	2.11
0+100	55	56.82	1.82
0+050	54	56.53	2.53
0+000	53	55.71	2.71



4.4. Hidráulica Fluvial

4.4.1. GEOMORFOLOGÍA DEL RÍO PATIVILCA

El río Pativilca presenta un trazado trenzado, propio de los ríos de fuerte pendiente que tienen una alta carga de sedimentos. Aguas arriba y aguas abajo del puente Bolívar existen dos planicies de inundación en ambos márgenes. En promedio, el río presenta dos isletas por sección transversal, las cuales se han formado dentro del río ocupando gran parte del cauce. En la actualidad el río discurre sólo por dos brazos, concentrándose una mayor cantidad del flujo por el brazo derecho, debido en parte a la presencia de las isletas y a que en ambos márgenes se ha estrechado el cauce mediante obras de contención de avenidas. El material del río está constituido mayormente por bolones, cantos, arena y limos. En el momento de la inspección, las aguas del río Pativilca estaban bajas de acuerdo al testimonio de una pobladora que vive en la zona, aunque el flujo discurría con velocidades que superaban 1 m/s.

En el margen izquierdo (hacia el sur), existe una terraza marcada, que se eleva entre tres y cuatro metros sobre el nivel del río. Esta terraza termina en un cerro por el que la carretera se desarrolla hasta llegar a un punto alto, del cual se divisa el valle.



Figura 1. Vista general del río Pativilca en dirección Norte. La flecha a la izquierda indica la dirección del flujo.

En el margen derecho, existe una planicie de inundación que ha sido ocupada (Pueblo Simón Bolívar), existiendo viviendas de adobe y material noble.

El río ha sido estrechado en ambos márgenes mediante la construcción de terraplenes de acceso y obras de defensa en ambos márgenes. Adicionalmente, se han construido obras adicionales para proteger el puente, las viviendas y cultivos que existen en ambos márgenes. Se pudo observar que el cauce del río era más ancho y



que se extendía por detrás de la defensa construida en la margen derecha, en aproximadamente 50 a 100 m. Esta observación se basa en los depósitos aluviales encontrados como se ve en la Figura 2.



Figura 2. Esta fotografía muestra el cauce antiguo, que ha sido separado del cauce actual mediante un terraplén en la margen derecha.

Los apoyos del puente Bolívar consisten en 10 pilares rectangulares de 1.50 m de ancho y dos estribos. Estos pilares están aproximadamente alineados con el río, aunque la presencia de isletas y de los pilares del antiguo puente (ubicadas a pocos metros aguas arriba del puente), producen alteraciones al flujo, que inducen a que el ángulo de ataque a los pilares sea mayor que cero.

En la margen derecha, aguas arriba del puente, el Ministerio de Agricultura ha construido una defensa, consistente en un terraplén de material que ha sido desplazado del centro del cauce hacia dicha margen y cubierto con colchonetas artesanales. Las colchonetas artesanales consisten de cajas planas de alambre rellenas con cantos recogidos del río. Por otro lado, se detectó que la parte superior de las colchonetas artesanales ha sido removida por ladrones en una extensión de aproximadamente 30 m. Esto disminuye la resistencia de los gaviones frente a los esfuerzos cortantes que se generan por el paso del agua.

Aguas abajo del puente y sobre la margen derecha, existe una planicie de inundación donde se ha desarrollado un poblado (Pueblo Simon Bolívar) existiendo viviendas de adobe y de material noble.

Este poblado está protegido por un muro de contención de concreto, de aproximadamente 300 m de longitud. De acuerdo al testimonio de una pobladora, el agua llega hasta el nivel superior del muro, habiéndose inundado en el año 1998. Por otro lado, los pobladores del lugar afirman que las filtraciones humedecen los pisos de tierra de las casas del lugar.



El muro de contención presenta signos de falla. Uno de los muros está cediendo lo que se muestra en uno de los paños que está desalineado con respecto a los adyacentes como se muestra en la Figura 3.



Figura 3. Separación de paño del muro de contención que indica que el muro se está empezando a voltear.

DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS A EJECUTARSE

Debido a que la defensa de concreto en la margen derecha, aguas abajo del puente está sometida a la socavación del río, hecho que se manifiesta en la inclinación de los muros, se proporcionará una defensa adicional que proteja en parte la existente para impedir su destrucción total. Debido a que el alto caudal del río impide la ejecución de obras como la colocación de filtros, se debe empujar material hacia esta margen, formando un terraplén que debe ser protegido con enrocado. Los trabajos definitivos pueden realizarse sin apuro durante la temporada de estiaje (Mayo – Septiembre)



Figura 4. La flecha roja indica la concentración del flujo en el cauce indicado.

Por otro lado, se puede proteger los pilares mediante la colocación de enrocado para que aumente la resistencia del lecho a los esfuerzos cortantes. La protección del



cauce se realizaría mediante enrocado extraído de cantera que rodee los pilares. Se debe tomar en cuenta que siendo un río que transporta una alta carga de sedimentos y que la tarea de mantenimiento debe ser una labor permanente de los organismos encargados de proteger la infraestructura del río .



Figura 5. Esquema del río Pativilca, obras existentes.



Las colchonetas rústicas instaladas en la margen derecha deben ser reforzadas con tapas, pues las originales han sido removidas por ladrones, exponiendo el material acopiado. Esto disminuye la resistencia del enrocado al paso del agua en aproximadamente un factor de 2. La reparación es de aproximadamente 100 ml de defensas que tienen un ancho aproximado de 3 m.



Figura 6. La fotografía muestra las colchonetas sin tapa.



4.4.2. Cálculo de Socavación General

Datos:

$$Q_{500\text{dis}} = 823.33 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D_m \text{ (río)} = 30.00 \text{ mm.}$$

La profundidad de socavación es calculada mediante la aplicación del método de LISCHTVANLEVEDIEV, indicado en el capítulo 2.4.6.d.

CÁLCULO DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN.

Del análisis efectuado en todas las secciones del tramo en estudio, se ha determinado a la sección 0+450 como la sección más crítica en la cual se presentará la máxima socavación. (Ver resultados cuadro N° 4.3.4.a y 4.3.4.b)

$$\alpha = \frac{Q_d}{d_m^{5/3} B_e \mu}$$

- Gasto de diseño. $Q_d = 823.33 \text{ m}^3 / \text{s}$
- Tirante medio de la sección (m), se obtiene dividiendo el área hidráulica entre el ancho efectivo. (Ver resultados cuadros N° 4.3.4.a y 4.3.4.b).

$$d_m = 165.38/259.94=0.636 \text{ m}$$

- Ancho efectivo de la sección (m). $B_e = 259.94$
- Coeficiente que toma en cuenta el efecto de contracción producido por las pilas en el caso de existir un puente (Ver cuadro N° 2.4.6.d.2).

$$\mu = 0.99$$

Reemplazando en la ecuación:

$$\alpha = \frac{Q_d}{d_m^{5/3} B_e \mu} = 6.802$$

Para suelos granulares:

$$d_s = \left(\frac{\alpha d_0^{5/3}}{(0.681)_m^{0.28} \beta} \right)^{1+x}$$

donde:

- d_s es la profundidad después de producirse la socavación del fondo, se mide



desde el nivel del agua al pasar, la avenida hasta el nivel del fondo erosionado.

- Tirante de agua al ocurrir la avenida de diseño en (m). (Ver cuadro N° 4.3.4.b).

$$d_0=0.65 \text{ m}$$

- Diámetro medio de la granulometría del material del fondo (mm).

$$D_m=30 \text{ mm}$$

- Coeficiente que toma en cuenta el período de retorno con que se presenta el gasto de diseño. (Ver cuadro N° 2.4.6.d.1).

$$B=1.05$$

- Exponente variable para suelos no cohesivos. (Ver cuadro N° 2.4.6.d.13.)

$$X=0.30$$

Remplazando en la ecuación:

$$ds = \left(\frac{\alpha d_0^{5/3}}{0.68 D_m^{0.28} \beta} \right)^{1+x} = 1.47 \text{ m}$$

La profundidad de socavación será:

$$Prof \text{ soc} = ds - d_0 = 1.47 - 0.65 = 0.82 \text{ m} \longrightarrow 1.00 \text{ m}$$

Por lo tanto para el tramo en estudio, se considera para el diseño una profundidad de socavación general de 1.00 m.



5. Análisis y Cálculos

5.1. DEFENSA RIBEREÑA TIPO ENROCADO

5.1.1 Ancho de Encauzamiento.

a) MÉTODO DE GERALD LACEY

$$B = 8 Q^{1/2} / 3$$

Donde:

Q = en m^3/s

B = en p.

Para nuestro caso:

$$Q = 823.33 \text{ m}^3/s = 29075.65 \text{ p}^3/s \quad B = 8/3 * (29075.65)^{1/2} = 454.71 \text{ p} = 138.60 \text{ m.}$$

b) MÉTODO DE BLENCH

$$B = 3.26 Q^{0.5}$$

B = ancho del canal en m

Q = caudal de diseño en m^3/s

Para nuestro caso $Q=823.33 \text{ m}^3/s$

$$B = 3.26 * 823.33^{0.5}$$

$$B = 93.54 \text{ m}$$

c) MÉTODO DE ALTUNIN PARA MATERIAL GRANULAR

$$B = A Q^{0.5} / S^{0.2}$$

$$A = (n \times K^{5/3})^{3/3+5m}$$

n = coeficiente de rugosidad de Manning=0.035

K = coeficiente que depende de la resistencia de las orillas=10.

m = 1.0 (cauce aluvial), entonces se tiene que:

$$A = (0.035 \times 10^{5/3})^{3/3+5 \times 1} = 1.199$$

Para nuestro tramo en estudio tenemos:

$$Q = 823.33 \text{ m}^3/s \quad S = 0.013$$

$$B = 1.199 * (823.33)^{1/2} / 0.013^{0.2} = 82.00 \text{ m.}$$

Finalmente para el tramo de estudio elegimos un ancho de encauzamiento de 138.60 metros.

5.1.2 Diseño de la Sección del Enrocado de Protección.

5.1.2.1 Altura del enrocado

$$H = h + B_L$$



Donde:

H = Altura del Enrocado (m).

h = Tirante de la máxima avenida (m).

B_L = Borde Libre (m).

El borde libre estimado como el 25% del máximo tirante de agua, el cual se genera en la progresiva 0+200 (ver cuadro N° 4.3.4.b), es :

$$BL = 0.25(3.13) = 0.78m$$

De acuerdo al caudal de diseño considerado en el presente informe y de acuerdo a las recomendaciones indicadas en el cuadro N° 3.1.3.1.a, el borde libre correspondiente a un caudal de 823.33 m³/s es equivalente a 0.80 m. Por lo tanto se asumirá un borde libre para el presente informe de 0.80m. Debido a la variación del tirante de agua, obtenido del modelamiento hidráulico y mostrado en el cuadro N° 4.3.4.b, se ha optado por determinar un tipo de sección para el enrocado de protección , correspondiente al máximo tirante de agua producido durante la máxima avenida; tomando como referencia el tirante de agua producido en la sección 0+200.

$$H = h + BL \quad H = 3.13 + 0.80 = 3.93m \text{ -----} > 3.90 m$$

5.1.2.2 Talud del Enrocado

En el presente informe se ha considerado un talud de enrocado de 1 V : 2H, de acuerdo a las condiciones topográficas existentes en el terreno. (Ver cuadro N° 3.1.3.2).

5.1.2.3 Tamaño de la Roca para el Enrocado

A) METODO DE ESTABILIDAD DE MOMENTOS.

Aplicación al tramo en estudio.

- De los resultados obtenidos al ejecutar el programa Hec-ras, el máximo esfuerzo de corte se produce en la sección 0+450 de acuerdo a lo indicado en los cuadros N° 4.3.4.a Y N° 4.3.4.b, específicamente ocurre en la margen izquierda de dicha sección en dirección aguas abajo y es igual a 170.61 N/m²

* El talud del enrocado descrito anteriormente es de 1V:2H, por lo que.

$$\theta = \text{ArcTg}\left(\frac{1}{2}\right) = 26.56^{\circ}$$



- Angula de reposo, para material de roca angulosa:

$$\phi = 42^{\circ}$$

- El factor de estabilidad correspondiente al enrocado será:

$$S.F. = 1.5$$

- Cálculo de S_m , mediante la ecuación:

$$S_m = \frac{Tg\phi}{Tg\theta} \quad S_m = \frac{Tg(42^{\circ})}{Tg(26.56^{\circ})} = 1.8008$$

- Cálculo del número de estabilidad.

$$n = \frac{S_m^2 - (S.F.)^2}{(S.F.)S_m^2} \cos\theta = 0.1825$$

- El diámetro medio de la roca se calcula de la siguiente forma:

$$D_m = \frac{21\tau_0}{(S_s - 1)\gamma_w \cdot n}$$

$$D_m = \frac{21 * 170.61}{(1.65) * 9800 * 0.1825} = 1.21m$$

Por lo tanto: $D_m = 1.20m$

B) FORMULA DE MAYNORD.

$$\frac{D_{50}}{y} = C_1 * F^3 \quad F = C_2 \frac{V}{\sqrt{gy}}$$

Donde:

D_{50} : es el diámetro medio de las rocas (m).

$C_1 = 0.32$ Talud 1V:2H

$C_2 = 1.25$ Tramo recto. (Ver Cap. 3.1.3.3)

y : Tirante máximo producido (m).

V : Velocidad Media del río (m/s).

En la sección 0+200, se produce el máximo tirante (Ver cuadros N°4.3.4.a y 4.3.4.b).

$$y = 3.13m \quad V = 2.36 m / s$$

$$\text{Reemplazando } F = 1.25 * \frac{2.36}{\sqrt{9.81 * 3.13}} = 0.53$$

$$D_{50} = 3.13 * 0.32 * 0.53^3 = 0.15 m$$

Por lo tanto: $D_{50} = 0.15m$



C) FORMULA DE ISBASH.

$$V = 1.7 \sqrt{\Delta * g * D_{50}} \quad \Delta = \frac{P_{ROCA} - P_{AGUA}}{P_{AGUA}}$$

V : Velocidad máxima del río (m/s). (Ver cuadros N° 4.3.4.a y 4.3.4.b) 4.99

g : Aceleración de la gravedad (m/s²) 9.81

P_{ROCA} : densidad de la roca (Ton/m³) 2.65

P_{AGUA} : densidad del agua (Ton/m³) 1.00

$$\Delta = 1.65$$

Por lo tanto: $D_{50} = 0.53 \text{ m}$

D) FORMULA DE LA DIVISIÓN DE CAMINOS DEL ESTADO DE CALIFORNIA.

$$W_{\min} = \frac{2.10^{-5} \cdot V^6 \cdot S}{\text{Sen}^3(P - Z) \cdot (S - 1)}$$

$$D_{\min} = (4.535573 \cdot 10^{-4} * \frac{W_{\min}}{S})^{1.3}$$

W_{\min} : Peso mínimo de la roca en libras.

P = 70° : Constante de rotura de las rocas.

S : Gravedad específica de las rocas T/m³. S = 2.65 Tn / m³

Z : Talud del enrocado. H = 2.00 V = 1.00 (Z = 26.565°)

V : Velocidad máxima del río en pie/s.

La máxima velocidad ocurre en la sección 0+450:

$$v = 4.99 * 3.28 = 16.37 \text{ pie / s}$$

Remplazando en la fórmula. $W_{\min} = 1901.98 \text{ lb} = 862.72 \text{ Kg}$

Por lo tanto: $D_{\min} = 0.69 \text{ m}$

En conclusión de acuerdo a los diferentes métodos empleados para el cálculo del diámetro medio del enrocado de protección y habiendo obtenido una variabilidad en el diámetro del mismo, se hará uso de los resultados obtenidos por el método de Estabilidad de Momentos. Por lo que en el Informe se adopta como diámetro medio (D_{50}) = 1.20 m.

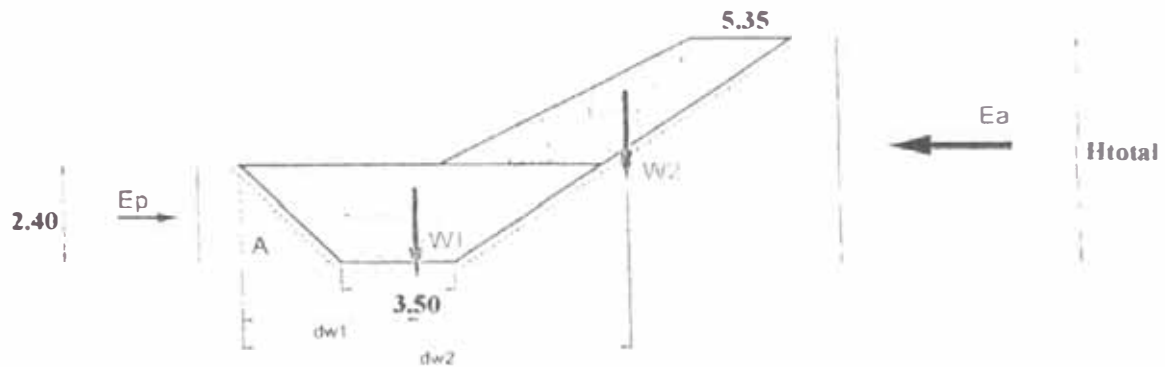
$$D_{50} = 1.20 \text{ m}$$

5.1.2.4 Distribución de tamaño de la Roca del Enrocado

El enrocado debe estar compuesto por rocas que produzcan una buena



5.1.3 ESTABILIDAD DEL ENROCADO



a) AL DESLIZAMIENTO

Cualquier estructura sujeta a diferentes presiones laterales, tiene que ser capaz de resistir a los desplazamientos. La resistencia al deslizamiento es producida por la fuerza cortante a lo largo de la superficie de contacto entre la base de la estructura y la fundación.

Se usa un coeficiente de deslizamiento C_d mayor o igual a 1.5.

$$C_d = \frac{\sum F_v * f}{\sum F_h} \geq 1.5$$

Donde.

$F_v * f$ = H_r = Sumatoria de las fuerzas verticales actuando perpendicularmente al plano de deslizamiento asumido.

F_h = H_a = Sumatoria de las fuerzas horizontales actuando paralelamente al plano de deslizamiento.

f = Coeficiente de fricción que depende de las características de suelo.

EMPUJE ACTIVO

$$E_a = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_s * h^2 \quad K_a = \cos \theta \frac{\left(\cos \theta - \left(\cos^2 \theta - \cos^2 \phi \right)^{0.5} \right)}{\left(\cos \theta + \left(\cos^2 \theta - \cos^2 \phi \right)^{0.5} \right)}$$

Si: $\theta = 0$ (talud horizontal), entonces

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

Donde: ϕ = Ángulo de fricción interna



GEOTEXTIL

Para efectuar la protección del material base y evitar la fuga del materia a través del enrocado se considera en el informe el uso de geotextiles, descrito ya anteriormente (Ver 3.1.3.6)

El geotextil usado es para efectuar el control permanente de la erosión superficial, el cual es función del porcentaje de suelo a retener por el geotextil y que pasa la malla N° 200.

Se considera en el presente informe , que el porcentaje de suelo a retener por el enrocado , que pasa la malla N° 200 es considerado el 35% del total. Por lo que:

Geotextil tejido con una Elongación > 50%

Permitividad = 0.20 SEG (-1)

Apertura Aparente (AOS) = 0.25 mm.

Resistencia GRAS =700 N.

Resistencia al Punzonamiento = 250N.

Resistencia Burst =1300 Kps



adherencia entre ellas. Por lo tanto no deben ser de tamaño uniforme. En el cuadro N° 5.1.2.4., se presenta la distribución granulométrica. Teniendo como dato $D_{50} = 1.20$ m

CUADRO N° 5.1.2.4. DISTRIBUCIÓN GRANULOMETRICA	
PORCENTAJE DE FINOS	DIÁMETRO DE LA ROCA (m)
D_0	$0.25D_{50}=0.30$
D_{10}	$0.35D_{50}=0.42$
D_{20}	$0.50D_{50}=0.60$
D_{30}	$0.65D_{50}=0.78$
D_{40}	$0.80D_{50}=0.96$
D_{50}	$1.00D_{50}=1.20$
D_{60}	$1.20 D_{50}= 1.44$
D_{70}	$1.60 D_{50}=1.92$
D_{90}	$1.80D_{50}=2.16$
D_{100}	$2.00D_{50}=2.40$

De acuerdo a la distribución granulométrica planteada se tiene:

$$D_{100} \text{ (tamaño máximo) } = 2.40\text{m}$$

$$D_{50} = 1.20\text{m}$$

$$D_{20} = 0.60\text{m}$$

$$D_0 = 0.30\text{m}$$

5.1.2.5 Espesor del Enrocado

$T = 2 \times D_{50}$ Resultando un espesor de enrocado de 2.40 m.

5.1.2.6 Diseño de Filtro

En estos tiempos ya no se usan los filtros de grava, por el uso de mano de obra muy intenso lo cual elevan al costo.

Por tanto como material de filtro se utilizará Geotextil.



EMPUJE PASIVO

$$E_p = \frac{1}{2} * K_p * \gamma_s * h^2 \quad K_p = \cos\theta \frac{\left(\cos\theta + (\cos^2\theta - \cos^2\phi)^{0.5} \right)}{\left(\cos\theta - (\cos^2\theta - \cos^2\phi)^{0.5} \right)}$$

Si: $\theta = 0$ (Talud horizontal), entonces $K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$

Para el cálculo de estabilidad se tiene los siguientes datos :

γ	= 1.80 t/m ³	θ	= 0
ϕ	= 30°	f	= 0.6

AL DESLIZAMIENTO

H Total	3.85	4.35	5.0	6	6.3
Empuje Activo					
K_a	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
H_a ó E_a	4.40	5.62	7.43	10.69	11.79
Empuje Pasivo					
K_p	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
E_p	15.55	15.55	15.55	15.55	15.55
W_1	45.15	45.15	45.15	45.15	45.15
W_2	20.48	27.73	36.70	52.19	55.46
H_r	39.38	43.73	49.11	58.40	60.37
Cd	8.94	7.78	6.61	5.46	5.12

Cumple para todos el coeficiente de deslizamiento es mayor que 1.5

b) AL VOLTEO

Para evitar el volteo de la estructura se debe hacer que la suma de los momentos estabilizadores sea mayor que la suma de los momentos de volcadura.

Se usa un coeficiente de volteo C_v mayor o igual a 2.5



$$C_v = \frac{M_r}{M_v} \geq 2.5$$

Donde:

M_r = Momento resistente

M_v = Momento de volteo

Tomando como referencia para la suma de momentos el punto A.

$$M_r = E_p * h_{uña} / 3 + w1 * dw1 + w2 * dw2$$

$$M_v = E_a * h_{total} / 3$$

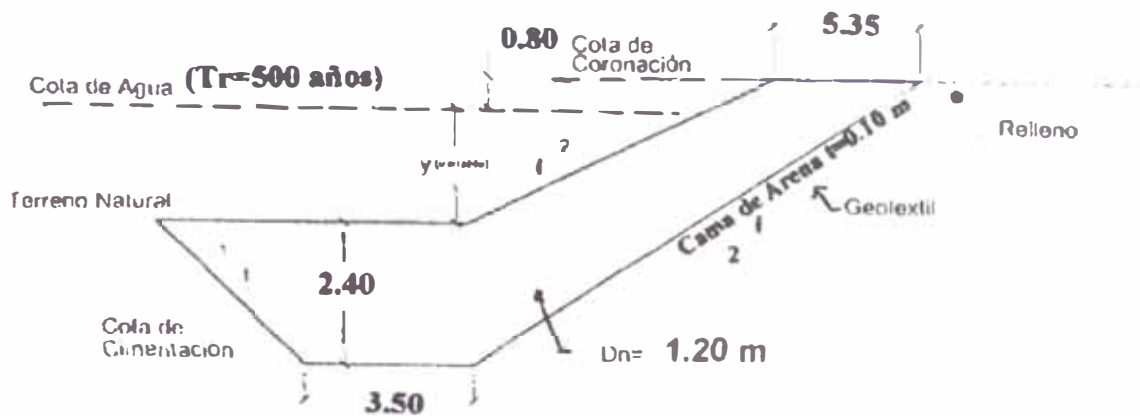
AL VOLTEO					
H total	3.85	4.35	5.0	6	6.3
h uña	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4
Ea	4.40	5.62	7.43	10.69	11.79
Ep	15.55	15.55	15.55	15.55	15.55
w1	45.15	45.15	45.15	45.15	45.15
w2	20.48	27.73	36.70	52.19	55.46
dw1	5.39	5.39	5.39	5.39	5.39
dw2	9.20	9.60	10.60	10.80	11.80
Mr	444.21	522.01	644.81	819.45	910.22
Mv	5.65	8.15	12.38	21.38	24.75
Cv	75.93	64.05	52.08	38.33	36.78

Cumple para todos el coeficiente del volteo es mayor que 2.5.



5.1.4. DATOS FINALES DE GEOMETRÍA

Sección Típica de Diseño



Características generales de la defensa tipo Enrocado.

Altura Total	Variable
Borde Libre	0.80m
Ancho de Corona	5.35 m
Ancho inferior (uña)	3.50 m
Altura de Uña	2.40 m
Talud inferior _(espaldar)	1:2
Talud exterior _(espaldar)	1:2
Talud de uña	1:1
Material de Filtro	Geotextil
Tamaño de Roca (D_{50})	1.20m
Espesor de Enrocado	2.40 m

**5.1.4 PRESUPUESTO****PRESUPUESTO DE LA OBRA**

OBRA: DEFENSA RIBEREÑA RIO PATIVILCA A LA ALTURA DEL PUENTE SIMON BOLIVAR EN LA PANAMERICANA NORTE.

LUGAR :BARRANCA-LIMA

TIPO: ENROCADO

COD.	DESCRIPCIÓN	UNID	MET.	C. UNIT	COSTO	SUB TOTAL
OBRAS PROVISIONALES						
1.10	CAMPAMENTOS . OFICINAS PROVISIONALES	M2	30.00	54.57	1637.10	
1.20	CARTEL DE OBRA INCLUYE INSTALACIÓN	UND	1	627.01	627.01	
1.30	GUARDIANIA	MES	2	1400.00	2800.00	5064.11
TRABAJOS PRELIMINARES						
2.10	TRAZO Y NIVELACION DURANTE LA OBRA	GLB	1	5887.57	5887.57	
2.20	MOV. Y DESMOV. DE MAQU. Y EQUIPO PARA OBRA	GLB	1	6553.32	6553.32	
3.20	ACCESO A LOS FRENTES DE TRABAJO	GLB	1	7725.09	7725.09	20165.98
MOVIMIENTOS DE TIERRAS						
3.10	ENCAUZAMIENTO DE RIO	GLB	1	4082.37	4082.37	
3.40	EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA (BAJO AGUA)	M3	6194.55	8.48	52529.78	
3.50	RELLENO CON MATERIAL DE RIO EN TERRAPLÉN	M3	4422.81	7.51	33215.30	89827.45
ENROCADO						
4.10	EXTRACCIÓN DE CANTERA (ROCA DE BANCO)	M3	12319.14	16.43	202403.47	
4.20	SELECCIÓN, CARTO Y TRANSPORTE	M3	12319.14	24.07	296521.70	
4.30	DESCARGA Y COLOCACIÓN	M3	12319.14	5.23	64429.14	503354.31
FILTRO						
8.00	GEOTEXTIL	M2	7204.75	7.06	50865.54	50865.54
COSTO DIRECTO:						729,277.39
GASTOS GENERALES Y UTILIDADES (15.00%)						109,391.61
SUBTOTAL						838,669.00
IMPUESTO GENERAL A LAS VENTAS						159,347.11
TOTAL						998,016.11

SON: Novecientos noventa y ocho mil dieciséis con 11/100

Nuevos Soles.



5.2. DEFENSA RIBEREÑA TIPO GAVIÓN

El diseño de los muros de gaviones para el tramo en estudio, se realiza mediante la aplicación del programa “GawacWin versión 1.0” que lleva en consideración las características mecánicas de los gaviones, producidos por el Grupo MACCAFERRI, este programa permite verificar cada uno de los peligros estructurales anteriormente, tales como:

- Análisis contra el deslizamiento
- Análisis contra el volteo
- Análisis de las presiones en la fundación
- Análisis de las presiones internas en los diferentes niveles de la estructura del gavión
- Análisis contra la roturas Global.
- Análisis contra la rotura global.

En el presente informe se hace el análisis para un tipo de sección, tomando como referencia el tirante de agua producido en la sección 0+200, considerando la sección más representativa.

Para efectuar la verificación de la estabilidad del muro de gaviones, se tendrá en consideración las siguientes características y propiedades:

Propiedades del material a usar en los Gaviones.

a) Propiedades del Material a usar en los Gaviones.

γ_p : Peso específico de la piedra a usar en los gaviones.

.n: Porosidad de la piedra usada en los gaviones.

$$\gamma_p : 2420 \text{ kg/m}^3 = 24.20 \text{ kN/m}^3$$

$$n=30\%$$

b) Propiedades del material a contener

Es el material ubicado detrás del muro de gaviones de la defensa ribereña, sus principales propiedades son:

γ_s : Peso específico del suelo a proteger.

ϕ : Angulo de fricción del material a proteger.

.c: Cohesión del material a proteger.

$$\gamma_s = 1800 \text{ kg/m}^3 = 18.00 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 30.00 \text{ grad}$$

c=0 (valor que suele modificarse en el tiempo).



c) Propiedades del material a contener

Es el material de apoyo del muro de gaviones, en este caso es el cauce del río, sus principales propiedades son:

γ_{SF} : Peso específico del terreno de fundación.

ϕ_F : Angulo de fricción del material a apoyo (terreno de fundación).

c_F : Cohesión del material a apoyo (terreno de fundación).

$\gamma_{SF} = 1800 \text{ kg/m}^3 = 18.00 \text{ kN/m}^3$

$\phi_F = 30.00 \text{ grad}$

c_F : 0 (valor que suele modificarse en el tiempo).

Para efectuar la protección del material de base y evitar la fuga del material a través de los gaviones, se considera en el informe el uso de geotextiles cuyas especificaciones técnicas generales se indican en el anexo

CARACTERÍSTICAS GENERALES PARA LOS GAVIONES

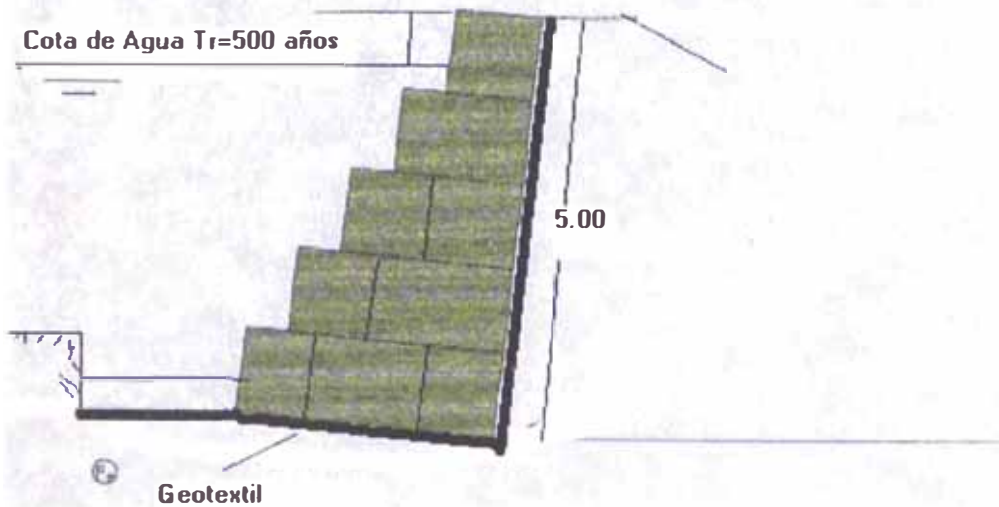
- inclinación de muro : 6°
- Peso específico de gaviones : 24.20 kN/m^3
- Geotextil : Talud y en la base
- Malla y diámetro de Alambre : $10 \times 12, \phi 2,7 \text{ mm CD}$

GAVIÓN (h = 5.00 m)

Camada	Largo	Altura	Distancia
1	3.00	1.00	-
2	2.50	1.00	0.50
3	2.00	1.00	1.00
4	1.50	1.00	1.50
5	1.00	1.00	2.00

RESULTADOS

- * Coeficiente de Seguridad contra el Deslizamiento : $2.67 > 1.5 \text{ ok!}$
- * Coeficiente de Seguridad contra el Vuelco : $5.99 > 1.5 \text{ ok!}$
- * Coeficiente de Seguridad contra la Rotura Global : $1.67 > 1.5 \text{ ok!}$
- * Máxima tensión aceptable. : 174.34 kN/m^2



ANÁLISIS HIDRÁULICO

a. ELECCIÓN DEL TIPO DE COLCHÓN

Velocidad crítica: 4.94. m/s

(de tabla 1)

espesor de Colchón $t = 0.3\text{m}$

piedras de Rell $d_{50} 0.12$

rango $<0.10-0.15\text{ m}>$

b.- PROTECCIÓN DE PIE DE TALUD

EROSION GENERAL : 1.00 m

Longitud Colchón =1.50-2.00 $\Delta Z = 2.00\text{m}$



5.2.1. PRESUPUESTO

PRESUPUESTO DE LA OBRA

OBRA: DEFENSA RIBEREÑA RIO PATIVILCA A LA ALTURA DEL PUENTE SIMON BOLIVAR EN LA PANAMERICANA NORTE.

LUGAR :BARRANCA-LIMA

TIPO: GAVION

COD.	DESCRIPCIÓN	UNID	MET.	C. UNIT	COSTO	SUB TOTAL
OBRAS PROVISIONALES						
1.10	CAMPAMENTOS , OFICINAS PROVISIONALES	M2	30.00	54.57	1637.10	
1.20	CARTEL DE OBRA INCLUYE INSTALACIÓN	UND	1	627.01	627.01	
1.30	GUARDIANIA	MES	2	1400.00	2800.00	5064.11
TRABAJOS PRELIMINARES						
2.10	TRAZO Y NIVELACION DURANTE LA OBRA	GLB	1	5887.57	5887.57	
2.20	MOV. Y DESMOV. DE MAQU. Y EQUIPO PARA OBRA	GLB	1	6553.32	6553.32	
3.20	ACCESO A LOS FRENTES DE TRABAJO	GLB	1	7725.09	7725.09	20165.98
MOVIMIENTOS DE TIERRAS						
3.10	ENCAUZAMIENTO DE RIO	GLB	1	4082.37	4082.37	
3.40	EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA (BAJO AGUA)	M3	1817.65	8.48	15413.67	
3.50	RELLENO CON MATERIAL DE RIO EN TERRAPLÉN	M3	727.06	7.51	5460.22	24956.26
GAVION						
5.10	GAVION CAJA 5X1X1 m malla 10x12 PVC	UND	509	592.98	301826.82	
5.20	GAVION CAJA 5X1.50X1 M malla 10x12 PVC	UND	145	818.83	118730.35	
5.30	COLCHON RENO 5X2X0.3 M MALLA 6X8 PVC	UND	73.00	546.85	40066.05	460623.22
FILTRO						
6.00	GEOTEXTIL	M2	3635.3	7.06	25665.62	25665.22
COSTO DIRECTO:						536,476.79
GASTOS GENERALES Y UTILIDADES (15.00%)						80,471.52
SUBTOTAL						616,948.31
IMPUESTO GENERAL A LAS VENTAS						117,220.18
TOTAL						734,168.48

SON: Setecientos treinta y cuatro mil ciento sesenta y ocho con 48/100 Nuevos Soles.



6.0 Conclusiones y Recomendaciones

- Debido a la cercanía del Puente Simón Bolívar a la zona de estudio, siendo esta una estructura muy importante (cuya falla puede ocasionar muchos daños), se escogió un período de retorno de 500 años
- Se realizó la prueba de bondad de ajuste χ^2 en las distribuciones normal y Log Normal, aceptándose las dos distribuciones. La prueba de Bondad Kolmogorov -Smirnov; se realizó para todas las distribuciones (Normal, Log Normal; Log Pearson III y Gumbel) y la distribución que produjo el mejor ajuste fue la distribución de Gumbel.
- El caudal obtenido (Caudal de diseño) para el período de Retorno descrito, obtenido según la distribución Gumbel es de $823.33 \text{ m}^3 / \text{s}$.
- Para el cálculo de los diversos parámetros de diseño, se utilizaron los resultados obtenidos por el Programa Hec Ras Versión 3.1.2.
- El tirante medio del agua obtenido para la avenida de diseño utilizando los resultados del programa Hec Ras es de 2.00 m.
- El cálculo de Socavación se realizó por el método de Lischtván-Lebediev encontrándose un valor de 1.00 m., valor que tendremos presente para el diseño de la uña de cimentación.
- Para el cálculo del tamaño de la roca para el enrocado se utilizaron diversos métodos (Método de estabilidad de momentos , la fórmula de Maynard, la fórmula de Isbash y la fórmula de la división de caminos del estado de California) obteniéndose diversos valores. Por lo que asumimos los resultados obtenidos por el método de estabilidad de momentos, que es un método racional deducido en base a un sustento físico.
- En la actualidad ya no se usan los filtros de grava, por el uso de mano de obra



muy intenso lo cual elevan el costo, por lo que se utilizara Geotextil no tejido resistente al punzonamiento, cubierto con una capa de arena.

- Si bien es cierto muchas de las obras colapsarán y no cumplirán con la función de evitar los desbordes, erosiones, etc., pero si estas serán de vital importancia en los inicios de las crecidas de los ríos, para dar tiempo de alertar a las personas que viven en las riberas a fin de evacuar sus casas y ponerse a salvo.
- Se puede concluir que las estructuras de Gaviones presentan una serie de ventajas debido a sus características con respecto a los demás, como por ejemplo: son flexibles pese a que pueden soportar grandes cargas de compresión llegando a deformarse pero sin llegar a perder su resistencia, son drenantes y debido a éstos son capaces de evacuar las aguas de filtración en los terrenos; eliminando así uno de los actores principales de inestabilidad de las mismas.
- El ambiente o ecosistema que rodea las obras que se ejecutan en las riberas de los ríos y quebradas no se deben alterar, debido a esto se puede afirmar que las estructuras de Gavión presentan un impacto muy positivo ya que se obtienen a mediano plazo una gran vegetación que crece en los espacios de las cajas de los gaviones y se produce un hermoso paisaje natural que no es superado por estructura alguna. También con la estructura crecida ayuda a la estabilidad de la ribera debido al afianzamiento de estos al terreno.
- Para la defensa ribereña se están proponiendo dos tipos de estructura , el tipo Enrocado cuyo costo es de 998,016.11 y el de Tipo Gavión es de 734,168.48 Nuevos Soles. Siendo esta última la mas económica(26.44 % más económica).



Recomendaciones

- La presencia de geotextil es importante ya que funciona como material de filtro y deberá de estar colocado entre el espaldar, base con la finalidad de evitar que el flujo de agua lave los finos del material de relleno u espaldar de fundación y evitar de esta manera que la estructura colapse por volteo.
- Se debe crear la forma de vigilar la estructura de protección, ya que se observó que parte de las estructuras existentes (enrocado) han sido sustraídas en volquetes ,las cuales son comercializadas como piedra de cimiento.
- Con respecto al Puente Simón Bolívar, la presencia de Isletas y de los pilares del antiguo puente (ubicada a pocos metros aguas arriba del puente) producen alteraciones en el flujo, que inducen a que el ángulo de ataque de los pilares sea mayor que cero, y que el flujo se concentre por la margen derecha . Esto induce a una concentración mayor de esfuerzos y velocidades en dos pilares de los 10 que se han construido, por lo que se debe plantear el estudio para redistribuir el flujo.
- Deberá colocarse material de las isletas en la margen derecha, formando un terraplén que se protegerá con enrocado.
- Los trabajos deberán realizarse en la época de estiaje(Mayo-Septiembre).
- Se debe proteger los pilares del puente mediante la colocación de enrocado, para que aumente la resistencia del lecho a los esfuerzos cortantes.
- Se debe tomar en cuenta que siendo un río que transporta una alta carga de sedimentos y que la tarea de mantenimiento debe ser una labor permanente de los organismos encargados de proteger la infraestructura del río.
- El empleo de enrocados requiere el uso de una capa de roca bien gradada, ya sea angulosa o redondeada. El uso de roca angulosa es lo más conveniente y en especial, la proveniente de la explotación de canteras y de origen volcánico para resistir los procesos erosivos, acomodada sobre las riberas de las quebradas, con taludes de reposo suaves como 2H:1V, para evitar disgregaciones. Las rocas pueden ajustarse convenientemente a los movimientos de la base del material.



7.0 Bibliografía

BLENCH, T. Mobile-bed fluviology Edmonton, Alberta, University of Alberta , Canada, 1966.

BUREAU OF RECLAMATION; Diseño de Presas Pequeñas; Editorial Continental S.A, México 1982.

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD, Instituto de Investigaciones Eléctricas, Manual de Diseño de Obras Civiles , Hidrotecnia-Hidraulica-H. Fluvial, México.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, DEPARTMENT OF THE ARMY U.S. Army Corps of Engineers

- Highways in the River Environment; Diciembre 2001.
 - Design of Riprap Revetment; Marzo 1989.
 - Guide For Selecting Manning's Roughness Coefficients For Natural Channels And Flood Plains; Abril 1984.
 - Design and construction of grouted riprap; Agosto 1992.
- Use of geotextiles under riprap; Julio 1984.

FREDLUND, D.G. AND KRAHAN,J., 1977, Comparison of Slope stability methods of Analysis. Canadain Geotechnical Journal, 14 : 429-439 .

HUACOTO DIAZ, EDUARDO CESAR; Defensas Ribereñas en el Río Chillón Tramo Puente Panamericana – Puente Inga; Tesis Profesional UNI, Lima-Perú, 2002.

HYDROLOGIC ENGINEERING CENTER, HEC-RAS, River Analysis System, Hydraulic Reference Manual, versión 3.1.2, Abril 2004

KUROIWA ZEVALLOS, Julio; CAMPAÑA TORO, Roberto; CURSO DE TITULACION 2005.



LACEY GERALD, Sediment as a factor in the design of unlined irrigation canals , Sixth Congress on Irrigation and Dranaige, New Delhi, India, 1966.

LINSLEY, KOHLER y PAULUS; Hidrología para Ingenieros; Editorial Mc Graw Hill, 1977.

MARTÍN VIDE, JUAN P; Ingeniería de Rios; Ediciones de la Universidad Politécnica de Cataluña, 1997.

OFICINE MACCAFERRI S.P.A, Gaviones y Colchones de Alta Resistencia; Febrero 1988.

OFICINE MACCAFERRI S.P.A, Estructuras Flexibles en Gaviones y Especificaciones Técnicas de Gaviones; Enero 1990.

RIVER BUREAU, MINISTRY OF CONSTRUCTION ; Text Book For Group Training Course In River and Pam Engineering N° 1;Japan International Cooperation Agency, Japon.

ROCHA FELICES, ARTURO; Introducción a la Hidráulica Fluvial ; Universidad Nacional de Ingeniería Facultad de Ingeniería Civil.

ROSELL CALDERON, CESAR AUGUSTO; Irrigación, colección del Ingeniero Civil libro 14; Capitulo de Ingeniería Civil Consejo departamental de Lima, Universidad Nacional de Ingeniería Facultad de Ingeniería Civil.

VEN TE CHAU, DAVID R. MAIDMENT , LARRY W. MAYS; Hidrología Aplicada, Editorial McGraw-Hill Interamericana,S.A ; Colombia, 1993.

VEN TE CHOW ; Hidráulica de Canales Abiertos; Editorial McGraw-Hill Interamericana,S.A ; Colombia, 1994.