

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



**DISEÑO DE DEFENSA RIBEREÑA PARA LA URBANIZACIÓN
SOL DE HUAMPANI - MARGEN DERECHA DEL RÍO RIMAC**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de
INGENIERO CIVIL

JHONNY CHARLES ACHIC CHATA

LIMA - PERÚ

2,004



INFORME DE SUFICIENCIA

Diseño De Defensa Ribereña Para La Urbanización Sol De Huampani – Margen Derecha Del Río Rímac

INDICE

	<u>PAG</u>
1.- INTRODUCCION.	1
2.- FUNDAMENTO TEÓRICO Ó REVISIÓN DE LITERATURA	2
2.1.- GEOLOGÍA Y GEOTECNIA.	2
2.2.- TOPOGRAFÍA	2
2.3.- HIDROLOGÍA	3
a.- ANÁLISIS PROBABILÍSTICOS	3
b.- ESTUDIO DE LA CUENCA.	3
c.- CAUDAL DE MÁXIMA AVENIDA.	3
d.- DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD	5
e.- AJUSTE DE DISTRIBUCIONES	10
f.- ANÁLISIS DE TRÁNSITO DE AVENIDAS	13
2.4.- HIDRÁULICA FLUVIAL.	17
2.4.1.- GRANULOMETRÍA.	17
2.4.2.- UMBRAL O PRINCIPIO DE MOVIMIENTO.	18
2.4.3.- ACORAZAMIENTO	19
2.4.4.- TÉCNICA DE MUESTREO	20
2.4.5.- NOCIONES DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS	21
2.4.6.- CONCEPTOS SOBRE EROSIÓN.	27
2.5.- IMPACTO AMBIENTAL.	30
2.6.- MODELOS DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	31
2.6.1.- EQUILIBRIO LIMITE Y FACTOR DE SEGURIDAD	31
2.6.2.- METODOS DE ANALISIS	34
2.6.3.- COMPARACIÓN DE LOS DIVERSOS MÉTODOS	37
3.- METODOLOGÍA DE ESTUDIO	38
3.1.- DEFENSA RIBEREÑA TIPO ENROCADO	38
3.1.1.- FACTORES PARA CONSIDERAR	38
3.1.2.- MÉTODO DE ESTABILIDAD DE MOMENTOS PARA ENROCADOS	39
3.1.3.- DISTRIBUCIÓN DEL TAMAÑO DE LAS ROCAS	44
3.1.4.- ESPESOR DEL ENROCADO	45



3.1.5.-	FILTROS	45
3.2.-	DEFENSA RIBEREÑA TIPO GAVIÓN	50
3.2.1.	VENTAJAS Y DESVENTAJAS	52
3.2.2.-	DISEÑO DE GAVIONES:	54
	Predimensionamiento de muro	54
	Criterios de calculo de muros en gaviones	54
	Cálculo del empuje.	54
	Verificaciones de estabilidad de un muro en gaviones.	59
	Protección de pie de talud	63
	Recubrimientos	63
	Análisis Hidráulico	64
4.-	INFORMACIÓN BÁSICA PARA EL DISEÑO	70
4.1.-	TOPOGRAFÍA.	70
4.2.-	GEOLOGÍA Y GEOTECNIA	71
4.3.-	HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA	72
4.3.1.-	CUENCA DEL RÍO RIMAC	72
4.3.2.-	ANÁLISIS DE DESCARGAS	73
4.3.3.-	DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD	74
4.3.4.-	ANÁLISIS DE TRANSITO DE AVENIDAS	76
4.4.-	HIDRÁULICA FLUVIAL.	80
4.4.1.-	CALCULO DE SOCAVACIÓN GENERAL	80
5.-	ANÁLISIS Y CÁLCULOS.	81
5.1.-	DEFENSA RIBEREÑA TIPO ENROCADO	81
	Diámetro de la roca	81
	Distribución del tamaño de las rocas	82
	Diseño de filtro	82
	Estabilidad del enrocado	84
	Datos finales de geometría	87
	Presupuesto	88
5.2.-	DEFENSA RIBEREÑA TIPO GAVIÓN	89
	Diseño	89
	Análisis Hidráulico	91
	Presupuesto	94
6.-	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	95
7.-	BIBLIOGRAFIA	99
	ANEXOS	
	PLANOS	



1.- INTRODUCCION.

A través de los años nuestro país ha sido partícipe de un sin número de desastres naturales, algunos de los cuales han dejado grandes pérdidas en ciertos sectores, y muchas veces han ocasionado las pérdidas de varias vidas humanas, lo cual nos hace reflexionar que se tienen que tomar las medidas necesarias para evitar y prevenir este tipo de desgracias.

En el trayecto del río Rímac existen numerosas áreas urbanas y agrícolas asentadas en la ribera del río haciéndolas vulnerables a un posible desborde de sus aguas ocasionando pérdidas humanas y materiales.

El área a analizar en el presente informe es en el curso medio de la cuenca del Rímac, lugar donde el río Rímac adquiere su verdadera capacidad hídrica, por tanto este lugar está constantemente expuesto a los arrebatos de la naturaleza debido a que aguas arriba se presentan zonas de elevada pendiente lo que propicia a fenómenos como transporte de sólidos. En todo su trayecto se observan la construcción de innumerables estructuras de protección pero ya muchas de ellas han colapsado debido a que no se le ha dado el mantenimiento y seguimiento respectivo.

La finalidad del presente informe es proporcionar una metodología de análisis de las variables que influyen para el diseño de estructuras de protección. En este informe se estudian los dos tipos de estructuras más 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 uno deben de realizarse los estudios básicos necesarios como son:

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

2.1- 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.

2.2.- Topografía

La realización de los trabajos de campo comprende las actividades de reconocimiento de toda la zona de proyecto, levantamiento topográficos, nivelación y control planimétrico a detalle del área donde se ubicara la estructura del proyecto.

El objetivo del reconocimiento del área del proyecto es plantear las diferentes alternativas y definir el esquema del proyecto. Una vez planteado el esquema del



proyecto se procede a ubicar los diferentes Bench Mark (BM), para proceder luego a la nivelación.

Para la realización de estos trabajos 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.

2.3.- Hidrología

Los estudios hidrológicos son los que analizan las alturas del pelo de agua y del caudal de paso que son elementos básicos para la determinación de las dimensiones y sitio de trazo más óptimos para diseñar las defensas en áreas de riesgo hídrico.

El estudio hidrológico tiene por objeto conseguir obtener el mejor ajuste estadístico, con los datos existentes ($Q_{máx.}$), a través de las funciones de distribución mas aceptadas que permitan conocer el margen de error disponible de cada uno, con el objeto ultimo de brindar una herramienta a los tomadores de decisión.

Para el estudio de la defensa ribereña se requiere conocer el caudal de diseño.

Sin embargo en muchos lugares se presenta la dificultad de no contar con un registro o información hidrológica (registro de precipitación y de descarga).

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 caudal.



c.- CAUDAL DE DISEÑO.

Para el análisis del caudal de diseño con registro de caudales se tendrá que pensar en estudiar las medidas de distribución probabilística, basados en el análisis de frecuencia de que se vuelva repetir el suceso en un intervalo de tiempo (Periodo de retorno T_r).

- Para la determinación del periodo de retorno se utilizará un método empírico. 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 perdidas de vidas humanas; el riesgo debería considerarse casi cero, de igual manera deberá de tener un valor pequeño para perdidas económicas cuantiosas.

Para decidir el periodo de retomo (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:

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

Donde:

T_r = Periodo de Retorno (años)

J = Vida util 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		
Alcantarillass	5 - 50	-



Tipo de Estructura	Periodo de Retorno (años)	ELV
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 altas 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

Para nuestro diseño de defensa ribereña adoptaremos un $T_r = 100$ años.

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

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

Los dos parámetros de la distribución son la media μ y desviación estándar σ para los cuales \bar{x} (media) y s (desviación estándar) son derivados de los datos.

Estimación de parámetros:

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

Factor de frecuencia:

Si se trabaja con los X sin transformar el K se calcula como $K_T = \frac{x_T - \mu}{\sigma}$

este factor es el mismo de la variable normal estándar $K_T = F^{-1}(1 - \frac{1}{T})$

Limites de confianza:

$$X_T \pm t_{(1-\alpha)} S_e$$

donde α es el nivel de probabilidad $t_{(1-\alpha)}$ es el cuantil de la distribución normal estandarizada para una probabilidad acumulada de $1-\alpha$ y S_e es el error estándar.

► DISTRIBUCIÓN LOGNORMAL DE DOS PARÁMETROS

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 calculo de valores extremos por ejemplo $Q_{m\acute{a}x.}$, $Q_{m\acute{i}nimos.}$, $P_{m\acute{a}x.}$, $P_{m\acute{i}nima.}$. 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 la variables estén centrados en la media.

Función de densidad:

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

$y = \ln x$

donde,

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

σ_y : Desviación estándar de los logaritmos de la población, estimado s_y .

Estimación de parámetros:

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

Factor de frecuencia:

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

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

$$\ln(X_{Tr}) = x_{Tr} + K S_y$$

de donde,

$$X_{Tr} = e^{\ln(x_{Tr})}$$

con K con variable normal estandarizada para el Tr dado, x_y media de los logaritmos y S_y es la desviación estándar de los logaritmos.

3. Campo original: Si se trabaja con los X sin transformar el K se calcula como

$$Kt = \frac{\text{Exp}\left\{K_r * (\ln(1 + Cv^2))^{\frac{1}{2}} - \left(\frac{\ln(1 + Cv^2)}{2}\right)\right\} - 1}{Cv}$$



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

Limites de confianza:

En el campo transformado.

$$Ln(X_T) \pm t_{(1-\alpha)} S_T \qquad S_e = \frac{(\delta S_y)}{\sqrt{n}} \qquad \delta = \left(1 + \frac{K_T^2}{2}\right)^{\frac{1}{2}}$$

en donde, n numero de datos, S_e error estándar, K_T variable normal estandarizada.

► **DISTRIBUCION GUMBEL O EXTREMA TIPO I**

Una familia importante de distribuciones usadas en el análisis de frecuencia hidrológico 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:

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

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

Estimación de parámetros

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} s$$

$$\beta = \bar{x} - 0.5772\alpha$$

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



Factor de frecuencia:

$$K_T = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \left\{ 0.5772 + \ln \left[\ln \left(\frac{T_T}{T_T - 1} \right) \right] \right\}$$

Donde T_r es el periodo de retorno. Para la distribución Gumbel se tiene que el caudal para un período de retorno de 2.33 años es igual a la media de los caudales máximos.

Limites de confianza

$$X_t \pm t_{(1-\alpha)} S_e \quad S_e = \frac{\delta \cdot s}{\sqrt{n}} \quad \delta = [1 + 1.1396K_T + 1.1K_T^2]^{1/2}$$

K_T es el factor de frecuencia y $t_{(1-\alpha)}$ es la variable normal estandarizada para una probabilidad de no excedencia de $1-\alpha$.

► **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:

$$f(x) = \frac{1}{x|\alpha|\Gamma(\beta)} \left(\frac{\ln(x) - y_0}{\alpha} \right)^{\beta-1} \exp \left(-\frac{\ln(x) - y_0}{\alpha} \right)$$

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:

$$\hat{\beta} = \left(\frac{2}{C_s} \right)^2; \quad \alpha = s_y \frac{C_s}{2}; \quad x_0 = \bar{x}_y - \alpha \hat{\beta}$$

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

Factor de frecuencia:

$$\ln(Y_p) = \bar{x}_y + K * s_y$$

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

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.

Intervalos de confianza:

$$X_t \pm t_{(1-\alpha)} Se$$

$$Se = \frac{\delta \cdot S_y}{\sqrt{n}}$$

Donde S_y es la desviación estándar de los logaritmos de la muestra, n es el número de datos y δ se encuentra tabulado en función de C_s y Tr .

e.- AJUSTE DE DISTRIBUCIONES

Para seleccionar la distribución de probabilidades de la serie histórica se deben tener en cuenta algunas consideraciones.

Kite (1988) y Mamdouh (1993) afirman que no existe consistencia sobre cual es la distribución que mejor se ajusta a los caudales máximos y recomiendan seleccionar el mejor ajuste a criterio del modelador con la prueba de ajuste gráfico o basado en el comportamiento de las pruebas estadísticas de bondad del ajuste (por ejemplo Chi Cuadrado, Smirnov-Kolmogorov, Cramer-Von Mises) en las que se calcula un estimador y se compara con un valor tabulado para determinar si el ajuste es adecuado o no. En la prueba de ajuste gráfica se dibujan los valores registrados en la



serie contra la distribución teórica de probabilidades y de manera visual (subjetiva) se determina si el ajuste es adecuado o no.

Cuando la información es adecuada el análisis de frecuencia es la metodología más recomendable para la evaluación de eventos extremos, ya que la estimación depende solamente de los caudales máximos anuales que han ocurrido en la cuenca y no da cuenta de los procesos de transformación de la precipitación en escorrentía. Obviamente tiene algunas limitaciones relacionadas con el comportamiento de la serie histórica y con el tamaño y calidad de los datos de la muestra. Cuando se presenten cambios o tendencias en la serie histórica se deben utilizar técnicas estadísticas que permitan removerlos para poder realizar el análisis de frecuencias (Kite, 1988; Mamdouh, 1993; Ashkar, et al. 1994).

El tamaño de la muestra influye directamente en la confiabilidad de los resultados, así a mayor período de retorno del estimativo mayor longitud de registros necesaria para mejor confiabilidad en los resultados.

El ajuste a distribuciones se puede hacer de dos técnicas, con el factor de frecuencia como se refirió en el numeral o hallando la distribución empírica de los datos muestrales, por el método de posición.

- ♦ **Posición.**

Trabaja con la probabilidad de excedencia asignada a cada valor de la muestra. Se han propuesto numerosos métodos empíricos. Si n es el total de valores y m es el rango de un valor en una lista ordenada de mayor a menor ($m=1$ para el valor máximo) la probabilidad de excedencia se puede obtener por medio de las siguientes expresiones:

California
$$P = \frac{m}{n}$$

Weibull
$$P = \frac{m}{n+1}$$

Hazen
$$P = \frac{2m-1}{2n}$$



La expresión más utilizada es la Weibull. Con las anteriores expresiones se halla lo que se conoce como la distribución empírica de una muestra, esto luego se puede ajustar a una de las distribuciones teóricas presentadas anteriormente. Los resultados pueden ser dibujados en el papel de probabilidad; este es diseñado para que los datos se ajusten a una línea recta y se puedan comparar los datos muestrales con la distribución teórica (línea recta).

♦ 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. Estos son análisis estadísticos y como tal se deben entender, es decir, no se puede ignorar el significado físico de los ajustes.

• Prueba Smirnov Kolmogorov

El estadístico Smirnov Kolmogorov considera la desviación de la función de distribución de probabilidades de la muestra $P_{(x)}$ de la función de probabilidades teórica, escogida $Po_{(x)}$ tal que $D_n = \max.(P_{(x)} - Po_{(x)})$

La prueba requiere que el valor D_n calculado con la expresión anterior sea menor que el valor tabulado D_n para un nivel de probabilidad requerido.

Esta prueba es fácil de realizar y comprende las siguientes etapas:

El estadístico D_n es la máxima diferencia entre la función de distribución acumulada de la muestra y la función de distribución acumulada teórica escogida.

Se fija el nivel de probabilidad α , siendo los valores de 0.05 y 0.01 los más usados. El valor crítico D_α de la prueba debe ser obtenido de tablas en función de α y n .

Si el valor calculado D_n es mayor que el D_α , la distribución escogida se debe rechazar.



- **Prueba Chi 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 χ^2

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

si el estadístico $\chi^2=0$ significa que las distribuciones teórica y empírica ajustan exactamente, mientras que si el estadístico $\chi^2>0$, ellas difieren. La distribución del estadístico χ^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 χ^2 se encuentra tabulada. Supongase que una hipótesis H_o es aceptar que una distribución empírica se ajusta a una distribución Normal. Si el valor calculado de χ^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_o 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.- ANÁLISIS DE TRÁNSITO DE AVENIDAS

- **Cálculo del Coeficiente de Rugosidad Manning's "n"**

El coeficiente de rugosidad esta relacionado con las fuerzas de resistencia que ofrece el cauce al movimiento del agua, su valor depende de la granulometría del material del cauce y de la configuración del lecho; los niveles de agua en el río y las velocidades de flujo dependen del valor de este coeficiente.



- **Cowan Arcement Schneider (1956)**

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.

En este procedimiento, el valor de n puede hallarse por la siguiente formula:

$$n = (n_b + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m$$

donde:

- n_b = Valor básico de n para un flujo de canal recto que corrige el efecto de irregularidades (0.02 a 0.028);
- n_1 = Valor que indica la irregularidad y forma del canal (0 a 0.02);
- n_2 = Esta dado por el grado variación de forma y tamaño de la sección transversal del canal (0 a 0.015);
- n_3 = Es un valor para las obstrucciones (0 a 0.06);
- n_4 = Es un valor para la vegetación y condiciones de flujo (0.005 a 0.1); y
- m = un factor de la corrección por meandros en el cauce del río.

- **Ven Te Chow**

Propone en su libro de Hidráulica de Canales Abiertos los siguientes parámetros para cauces con fondo de gravas, cantos rodados y algunas rocas.

	Mínimo	Normal	Máximo
"n"	0.03	0.04	0.05

• **ANÁLISIS CON EL PROGRAMA HEC RAS versión 3.1**

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:

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

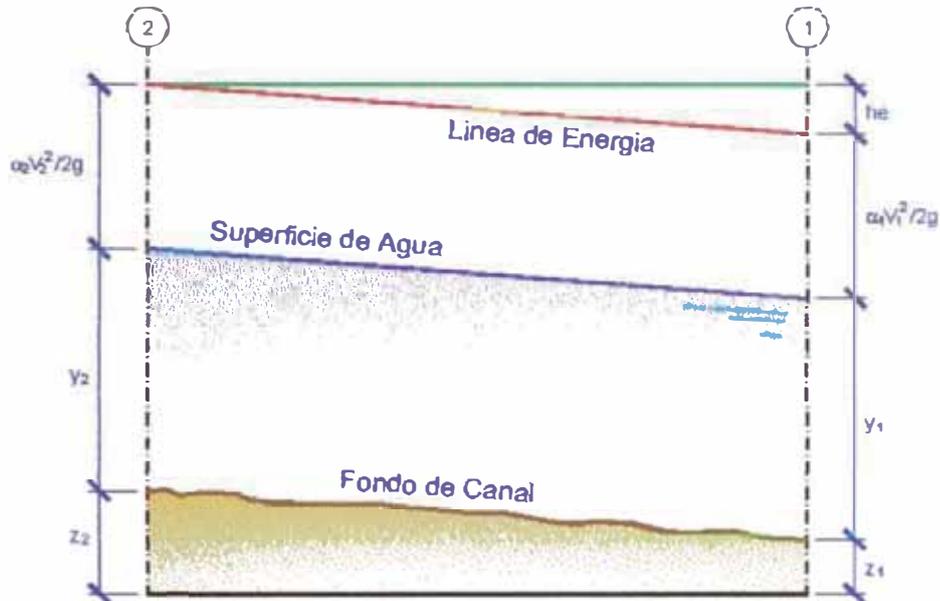
donde:

- 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.
 He = Perdida 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 esta compuesta de perdidas por fricción y perdidas de contracción o expansión.

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 por fricción.
 C = Coeficiente de expansión y contracción.

$$S_f = \frac{U^2 n^2}{R^{4/3}}$$

donde:

- U = Velocidad media.
 R = Radio hidráulico.
 n = Coeficiente de Manning.



INGRESO DE DATOS BÁSICOS

- *Datos Geométricos*

En esta parte uno deberá de ingresar todos los datos de geometría necesarios para que el programa proceda al análisis. Existen diversas formas de ingresar los datos a este programa como son:

- El primer método es el método simple manual donde se ingresan los valores de la sección uno por uno ingresando las variables necesarias para el proceso.
- La otra forma es la utilización de los diversos programas topográficos afines con el Hec-Ras como son: el programa Land-Development Desktop (Autocad Land), Eagle Point, Arc Info, etc; para poder sacar las secciones transversales y luego exportarlos con una sub-función propia de los programas topográficos llamado Hec-2 lo cual nos proporciona los datos básicos de geometría para los cálculos necesarios en el Hec ras.

Datos de geometría:

- Esquema general.
- Secciones transversales distanciados a una longitud en función de la necesidad del proyecto.
- Distancia entre las secciones transversales lado derecho central e izquierdo.
- Ubicación de los límites del cauce principal.
- Coeficiente de manning's tanto en el cauce principal como en las laderas.
- Coeficiente de contracción y expansión.

- *Datos de Flujo.*

Se ingresa el caudal de diseño del proyecto.

Luego ingresamos las condiciones de borde tanto aguas arriba y aguas abajo.

- *Ejecutar el Programa*

Para proceder al análisis se tendrá que definir el método de calculo 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 numero 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 modificaran 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, version 3.0 Mar. 2001, US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center.

REFERENCIAS: Hydrologic Engineering Center, 1997, HEC-RAS, River Analysis System, Hydraulic Reference Manual, version 3.0, Mar. 2001.

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 ríos pueden ser granulares o cohesivos. En el primer caso, el lecho esta constituido por partículas sueltas de distintos tamaños. Los ríos aluviales son aquellos 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 $\gamma_s = 2.65 \text{ T/m}^3$ o bien el peso específico relativo es $\gamma_s/\gamma = 2.65$. 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 vera 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 ahí 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 de $(\gamma_s - \gamma)$, peso específico sumergido, y del tamaño D que caracteriza el volumen. Con estas tres variables puede formarse el parámetro



adimensional $\tau = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma)D}$ o tensión cortante adimensional, 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 $\tau_0 = \gamma R_h I$ con R_h radio hidráulico e I 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 esta constituido por una mezcla de distintos tamaños, cada tamaño tiene una tensión critica diferente, de manera que la corriente, teóricamente, puede desplazar los finos mas fácilmente que los gruesos. Mediante este razonamiento puede explicarse un desplazamiento selectivo de las partículas mas 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 mas grueso las capas superficiales que las capas profundas. A este estado se llama acorazamiento del lecho.

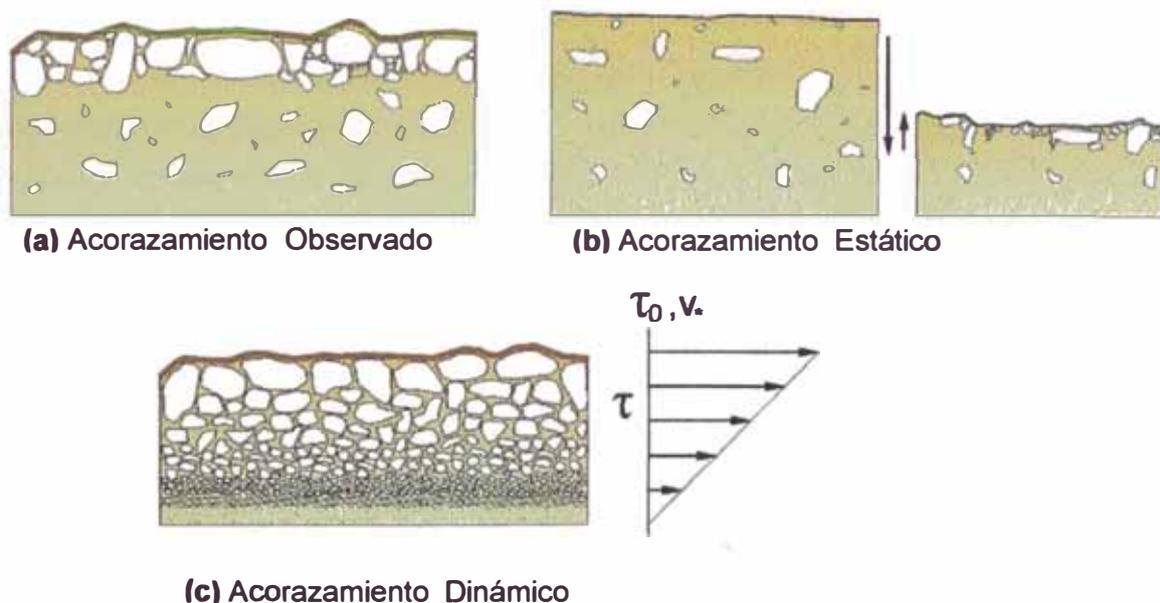


Fig. 2.4.3: Tipos de Acorazamiento.



Podemos imaginar el origen de una capa superficial más gruesa (o “coraza”) como el resultado de un barrido o lavado de lo mas fino o también como la permanencia de las partículas gruesas como son movidas, sucesivas capas de material mezclado. 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 mas 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 mas 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 más 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 ha ce

mediante $f^{(v)}_i = \frac{f^{(s)}_i * D^{-1}_i}{\sum f^{(s)}_i * D^{-1}_i}$, Esta expresión traduce el hecho intuitivo (Fig. 2.4.4)

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.

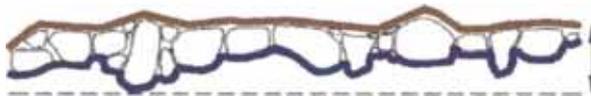


Fig. 2.4.4: Comparación intuitiva entre muestra superficial y volumétrica.

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 conversión 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 lumbral del movimiento, pero si el río sigue creciendo, puede ser transportada luego en suspensión. Cuando más intensas es la acción de la corriente, mayor es el tamaño



del material de fondo que es puesto en suspensión y transportado de ese modo. Esta 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 $D = 0,0625 \text{ mm}$. 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.

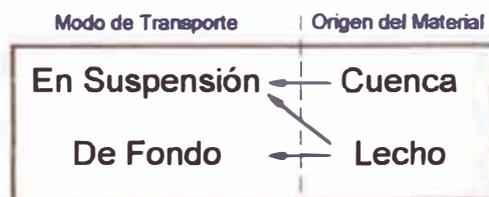


Fig. 2.4.5a: Clasificación de Transporte de Sedimentos.



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_s , 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 g_s es la integración en la vertical del producto de las variables $g_s = \int_0^y c_{(y)} v_{(y)} dy$ 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)

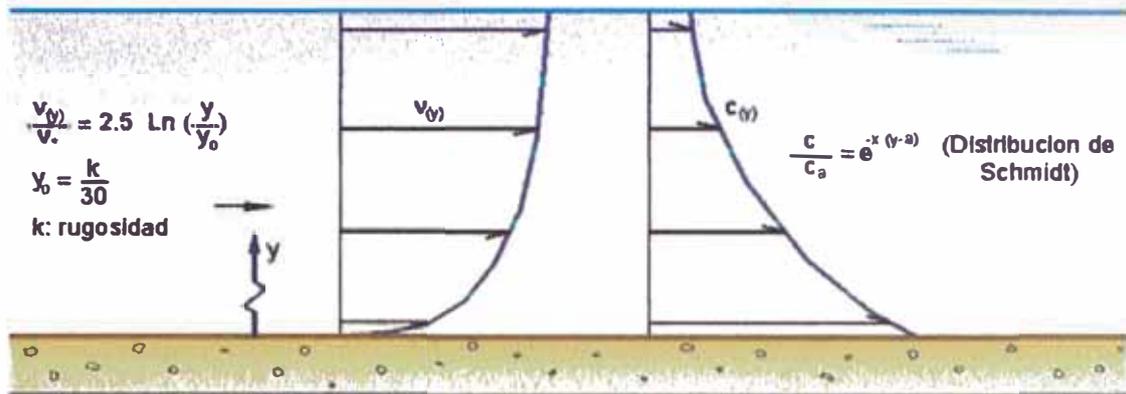


Fig. 2.4.5b: Distribución de velocidades (izquierda) y concentración de sedimentos en suspensión (derecha).

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.

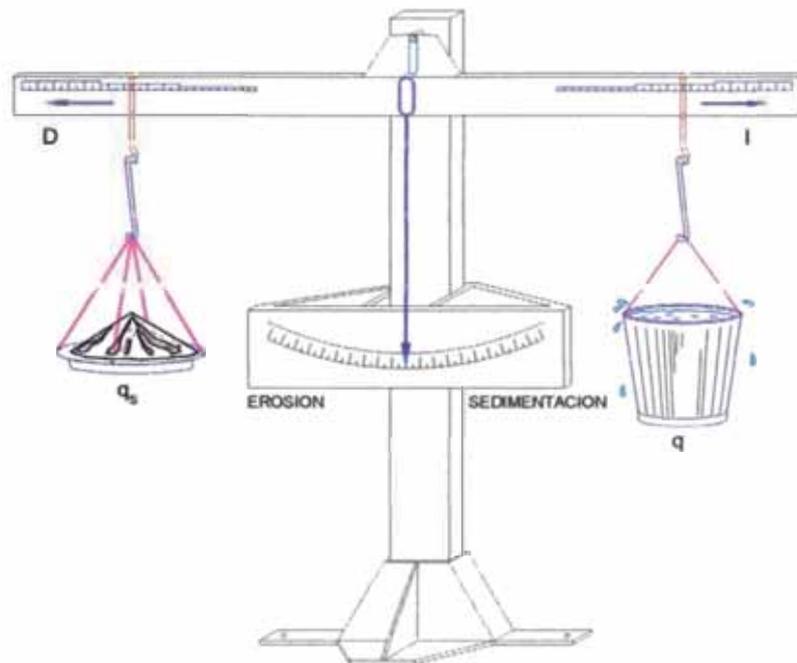


Fig. 2.4.5c: Analogía de la balanza de Lane

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 poca 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 mas 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, mas 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 fondo en lechos de dunas se puede cuantificar a través de su velocidad de avance.

Aumentando más 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.

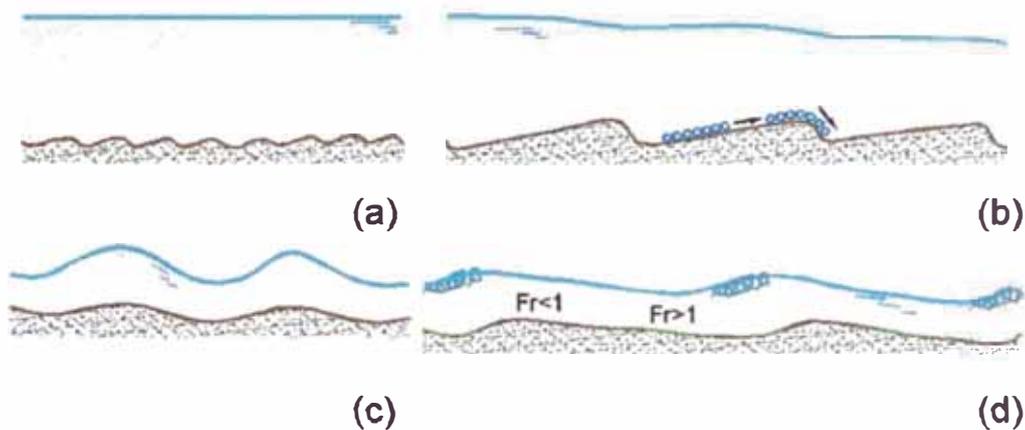


Fig 2.4.5d: Formas de fondo: arrugas (a), dunas (b), antidunas (c), rápidos y pozos (d).

2.4.6.-Conceptos Sobre Erosión.

La erosión en un cauce es el descenso del fondo (o el retroceso de las orillas) como consecuencia de fenómenos de dinámica fluvial naturales o suscitados por obras del hombre. Como indica la balanza de Lane, la erosión es también una respuesta del cauce a la falta de equilibrio entre las variables principales. Ya que una de estas variables, el caudal sólido, es de tan incierta cuantificación, es lógico que la erosión sea extraordinariamente difícil de prever.

Cabe distinguir la erosión general de la erosión local. La erosión general del fondo se puede explicar por la acción de un flujo de agua caracterizado simplemente por una velocidad media. Afecta a tramos largos del cauce y sería la única o primordial en un cauce recto, prismático y sin ninguna singularidad. La erosión local del fondo se explica por la acción de flujo más complejo, que en una sección de la corriente (vertical u horizontal) requeriría una descripción bidimensional de las velocidades. Se presenta asociada a singularidades, como obstáculos. La erosión local afecta en una pequeña extensión y el flujo local tiene una fuerte turbulencia y desarrolla vórtices. También puede hablarse de erosión general de orillas o márgenes en tramos rectos y de erosión local de orillas en tramos curvos. La erosión de orillas puede llamarse erosión lateral.

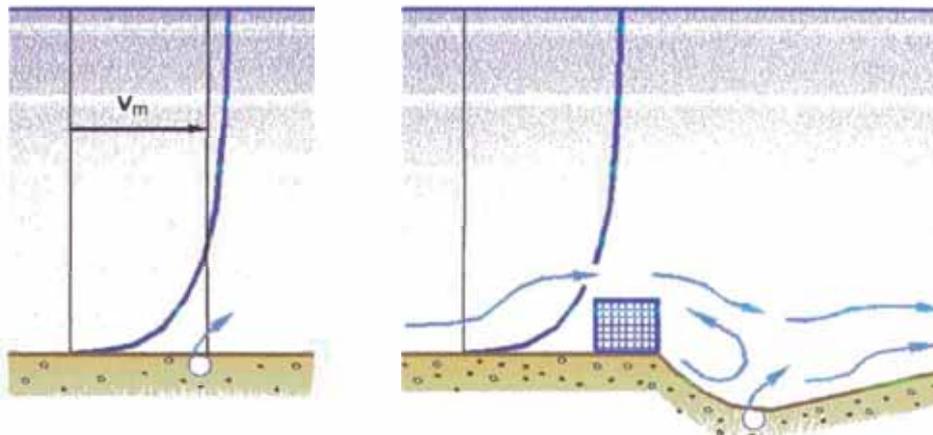


Fig. 2.4.6: erosión general (Izquierda) y erosión local.

Además de la distribución espacial puede hacerse una clasificación temporal de la erosión. Existe una erosión transitoria y una erosión permanente. La erosión transitoria es el descenso del fondo durante la fase ascendente de una avenida. Cuando crece la avenida y la superficie libre sube, desciende por su parte el fondo de un cauce aluvial. Cuando decrece la avenida y baja la superficie libre, asciende el fondo rellenado o el espacio erosionado de forma transitoria. Una inspección tras la avenida puede encontrar que el cauce tiene el fondo a la misma cota pero ello no debe engañarnos sobre el estado del fondo durante la avenida. Para describir este fenómeno se dice a veces que el cauce "respira". El área que la erosión transitoria deja puede contribuir al desagüe de forma significativa. A la diferencia entre el estado inicial y el final, si existe, puede llamársele erosión residual. Se conoce el ejemplo extraordinario del río Tigris en Bagdad, río de llanura y lecho de arena fina ($D= 0.1-0.2$ mm) de 250 m de anchura, cuyo fondo descendió transitoriamente 7 m para volver a su posición inicial tras el paso de una crecida de $2000 \text{ m}^3/\text{s}$.

a.- Calculo de Erosión General

La erosión general se calcula a partir de los siguientes criterios:

- Criterio del principio de movimiento de un fondo granular bajo una corriente permanente, tal como el criterio de Shields, y
- La hipótesis de aguas claras, o sea que la corriente no soporta sedimentos.

Una vez determinada la posición de la superficie libre (para un cierto caudal), el calculo se realiza manteniéndola fija mientras se rebaja el fondo, aumentando así el área hasta que la corriente cada vez mas lenta sea incapaz de mover el material



(según el criterio de principio de movimiento). Para tener en cuenta el acorazamiento del lecho puede emplearse por ejemplo el diámetro D_{84} como característico del lecho erosionado. En realidad, la avenida es no permanente, transporta sedimento y el cambio de fondo repercute en la superficie. La hipótesis de agua clara suele considerarse que conduce a erosiones por exceso (del lado de la seguridad), con el argumento de que no tiene en cuenta la aportación del material sólido en sustitución del erosionado. No obstante en fenómenos de erosión local las erosiones en agua clara y con transporte de sedimentos son muy semejantes.

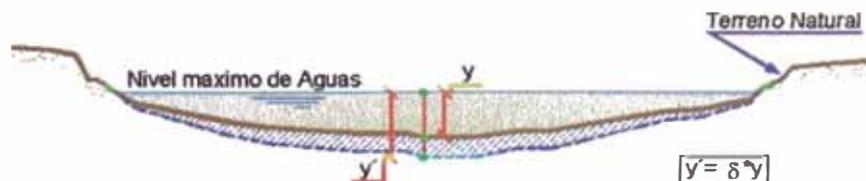
Empleando el valor de tensión crítica adimensional 0.056 junto a la expresión de la tensión tangencial $\tau = \gamma R_h I$, la formula de Manning para la pendiente motriz y la formula de Strickler para el coeficiente de rugosidad de Manning, se puede resumir el método en la formula.

$$V_{cr} = 21 \left(\frac{R_h}{D_{50}} \right)^{1/6} \sqrt{0.056 \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) D}$$

El fondo se rebaja hasta que la velocidad media de la sección es igual a V_{cr} . Las mismas ideas puede aplicarse de una manera mas detallada cuando se conoce o se estima la distribución de la tensión tangencial y también cuando la sección esta compuesta de zonas de distintas características hidráulicas. Nótese que el método da en realidad el área erosionada (caudal partido por V_{cr}).

Llamaremos δ al cociente entre el área erosionada y el área inicial. Por ello es preciso tener alguna idea de la forma de la sección erosionada para deducir el calado erosionado y'

La idea mas elemental es hacer el calado erosionado proporcional al coeficiente δ y al calado original (ver figura), Por otra parte, la idea de hacer el calado erosionado proporcional al original no es razonable en curva, ya que la erosión se acentúa en el lado exterior.



Fuente: MARTÍN VIDE, JUAN P.; Ingeniería Fluvial; Ediciones de la Universidad Politécnica de Cataluña, 1997.



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 del ribera de río exclusivamente.

Los categorías de impactos medioambientales de protecciones del ribera de río incluyen los aspectos estético, 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 beneficioso 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 puede ser afectado debido a los cambios o reducciones en los hábitat debido a la construcción de la defensa ribereña.



Otro impacto que pueden ocurrir debido a los proyectos de protecciones del ribera de río incluyen pérdida de áreas de sitios históricos, el cambios en el uso de la tierra puede 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 noisotrópicas requieren de nuevos enfoques y del estudio de superficies de falla no simétricas.

2.6.1.-Equilibrio Limite 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, tanto 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 (Janbú 1968)	Cualquier forma de superficie de falla.	De fuerzas Al igual que Bishop asume que no hay fuerza de cortante entre dovelas. La solución es sobredeterminada que no satisface completamente las condiciones de equilibrio de momentos. Sin embargo, Janbú 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 la 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 el equilibrio de momentos. Se considera el más preciso de los métodos de equilibrio de fuerzas.
Spencer (1967)	Cualquier forma de la 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.
Morgenstem y Price (1965)	Cualquier forma de la 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 varía de acuerdo a una función arbitraria.
Sarma (1973)	Cualquier forma de la superficie de falla.	Momentos y fuerzas 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 de 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.

$$F.S. = \frac{\sum \text{Resistencias al corte}}{\sum \text{Esfuerzos al cortante}}$$



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.B.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):

- a. El peso o fuerza de gravedad, la cual se puede descomponer en una tangente y una normal a la superficie de falla.
- b. Las fuerzas resistentes de cohesión y fricción que actúan en forma tangente a la superficie de falla.
- c. Las fuerzas de presión de tierras 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.

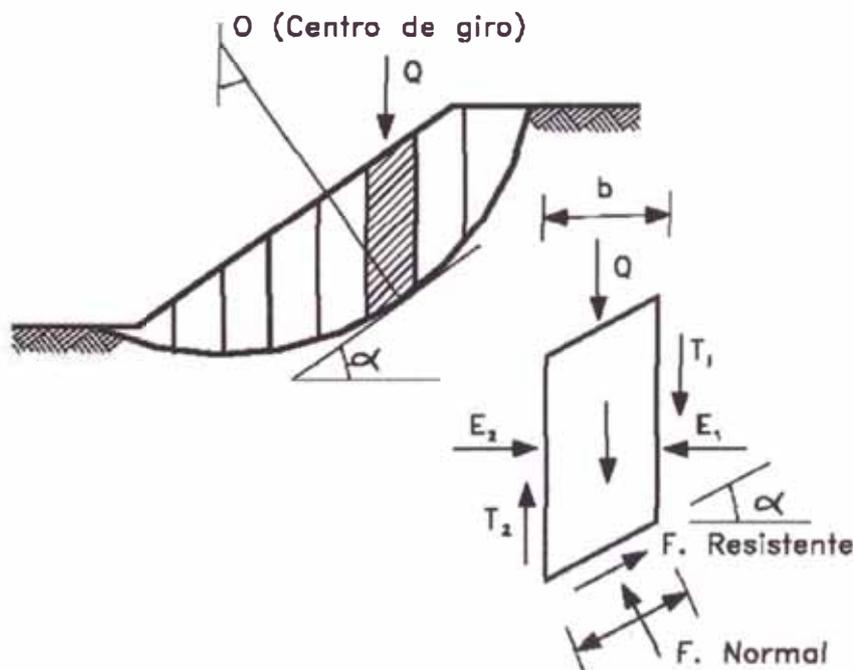


Fig. 2.6.2a: Fuerzas que actúan sobre una dovela en los métodos de dovelas.



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 = Ángulo 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 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:

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

donde:

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

α = Ángulo 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):

$$F.S. = \frac{f_0 \sum \left\{ [c' b + (W - u b) \tan \phi] \frac{1}{\cos \alpha ma} \right\}}{\sum (W \tan \alpha)}$$

Donde f_0 : depende de la curvatura de la superficie de falla (Fig. 2.6.2b).

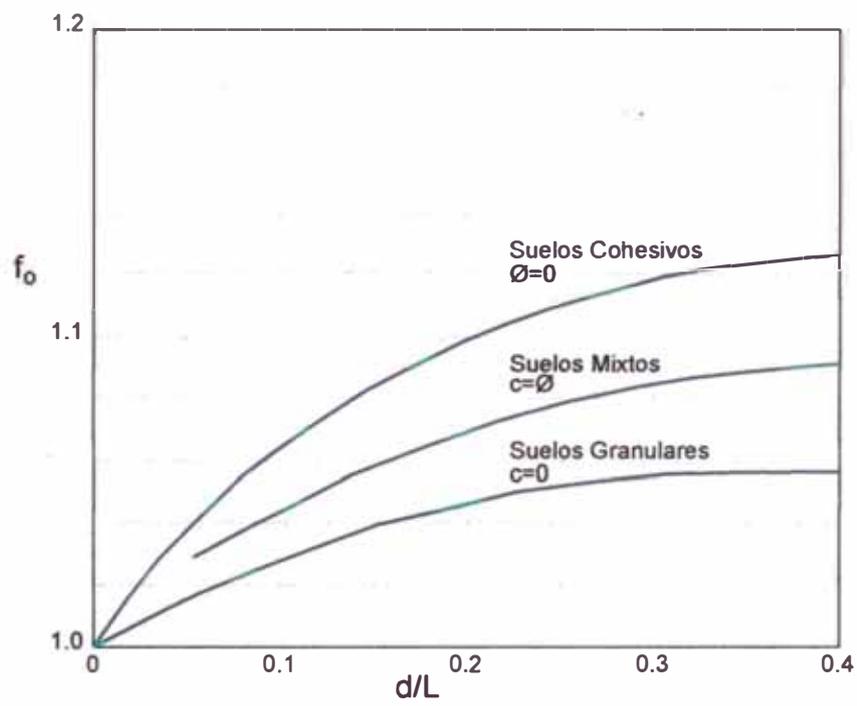
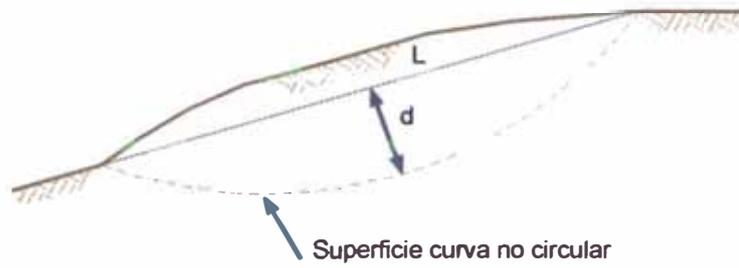


Fig. 2.6.2b: Diagrama para determinar el factor fo para el método de Janbú.



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 Janbú.



3.- Metodología de Estudio

3.1.- DEFENSA RIBEREÑA TIPO ENROCADO

Para el efecto de diseño de la defensa ribereña se va a utilizar la metodología de "Estabilidad de Momentos".

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. 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 es:

- 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.-Método de estabilidad de Momentos para Enrocados

Diámetro de la Roca

La estabilidad de las partículas que conforman el enrocado en una cuesta lateral es función de:

- (1) Magnitud y dirección del vector velocidad del río;
- (2) El ángulo de la cuesta lateral; y
- (3) Las características de la piedra incluyendo la geometría, angulosidad y densidad.

Considere el flujo a lo largo de un terraplén (mostrado en la Figura 3.1.2). Las fuerzas fluidas en una partícula de piedra identificada como P en la Figura 3.1.2a resultando la presión del fluido alrededor de la superficie de la partícula. La fuerza de elevación F_l se define como la fuerza fluida normal al plano del terraplén. La fuerza de elevación es cero cuando la velocidad fluida es cero. El fuerza de arrastre F_d se define como la fuerza fluida que actúa en la partícula en la dirección del campo de velocidad. La fuerza de arrastre es normal a la fuerza de elevación y es cero cuando la velocidad fluida es el cero. La fuerza restante es el peso sumergido de la partícula de la piedra W_s .

Las partículas de roca en los taludes tienden a rodar, para lo cual es apropiado considerar la estabilidad de las partículas de piedra en función de los momentos actuantes alrededor del punto de rotación. En la Figura 3.1.2b la dirección de movimiento se define por el vector \bar{R} . El punto de contacto donde ocurre la rotación de partícula se identifica como punto "0" en la Figura 3.1.2c.

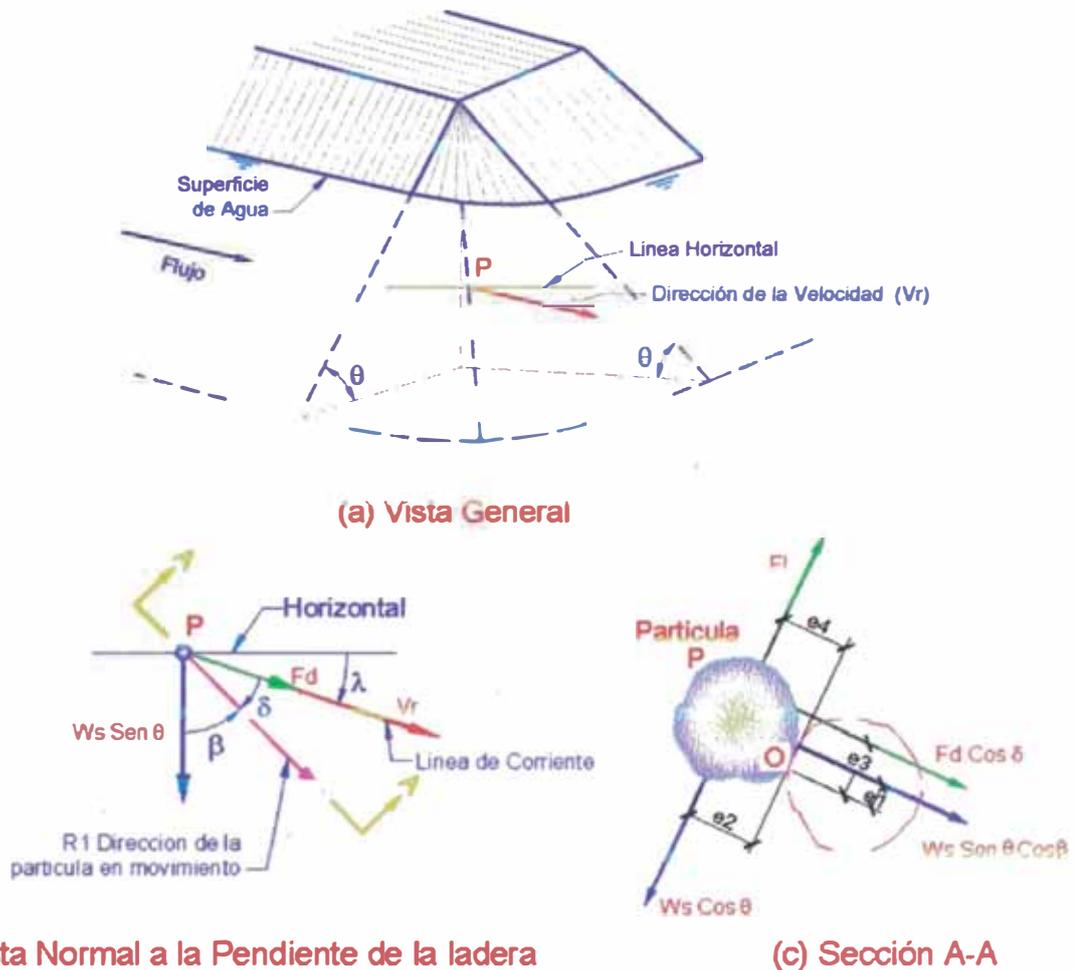
Las fuerzas que actúan en el plano de la cuesta lateral son F_d y $W_s \sin \theta$ mostrado en la Figura 3.1.2b. El ángulo θ es el ángulo de la cuesta lateral. Los fuerza de alzamiento actúa normal a la cuesta lateral y el componente de peso sumergido $W_s \sin \theta$ actúa normal a la cuesta lateral mostrado en la Figura 3.1.2c.

Para un movimiento inminente; abra un equilibrio de momentos sobre el punto de rotación tal que:

$$e_2 W_s \cos \theta = e_1 W_s \sin \theta \cos \beta + e_3 F_d \cos \delta + e_4 F_l \quad (3.1.2a)$$



Los brazos de momento se definen e_1 , e_2 , e_3 y e_4 en la Figura 3.1.2c y los ángulos que se definen son δ y β en Figura 3.1.2b.



(b) Vista Normal a la Pendiente de la ladera

(c) Sección A-A

Fig. 3.1.2: Diagrama de Condiciones de Estabilidad para las partículas del Enrocado

El factor de estabilidad S.F. establece los parámetros para que se actúe contra la rotación de la partícula que se define como la proporción de momentos que se resisten a la rotación de la partícula fuera del banco, al peso sumergido y la fuerza fluida; momentos que tienden a girar la partícula fuera de su posición de descanso. Entonces:

$$S.F. = \frac{e_2 W_s \cos \theta}{e_1 W_s \sin \theta \cos \beta + e_3 F_d \cos \delta + e_4 F_t} \quad (3.1.2b)$$



El análisis de estabilidad de partícula siguiente se derivó primero por Stevens (1968). El análisis es también presentado en Simons y Senturk (1977). Este análisis muestra que el factor de estabilidad para el enrocado de piedra en cuestas del lado dónde el flujo tiene un vector de velocidad no-horizontal está relacionado a las propiedades de la piedra, la cuesta lateral y fluye por las ecuaciones siguientes:

$$S.F. = \frac{\cos\theta \tan\phi}{\eta' \tan\phi + \text{sen}\theta \cos\beta} \quad (3.1.2c)$$

donde:

$$\beta = \tan^{-1} \left[\frac{\cos\lambda}{\frac{2\text{sen}\theta}{\eta \tan\phi} + \text{sen}\lambda} \right] \quad (3.1.2d)$$

$$\eta = \frac{2l\tau_0}{(S_s - 1)\gamma D_s} \quad (3.1.2e) \quad y$$

$$\eta' = \eta \left\{ \frac{1 + \text{sen}(\lambda + \beta)}{2} \right\} \quad (3.1.2f)$$

donde:

- S.F.: Factor de Estabilidad o Seguridad (se recomienda 1.5).
- θ : Angulo del talud formado por la protección.
- ϕ : Angulo de fricción interna de la partícula de roca.
- ϕ : Angulo entre el campo de velocidades con la horizontal.
- D_s : Diámetro medio de la partícula de roca para la protección.
- τ_0 : Esfuerzo Cortante actuante.
- S_s : Peso específico Relativo (2.65).
- γ : Peso específico del agua (9806 N/m³).

Fijando 4 ecuaciones (Ecuación 3.1.2c, Ecuación 3.1.2d, Ecuación 3.1.2e, y Ecuación 3.1.2f) podemos resolver, 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 inminente; si S.F. está menos de la unidad, el enrocado es inestable.



Diseño simplificado para Defensas Paralelas a las líneas de Flujo

Para el flujo horizontal a lo largo de una cuesta lateral, las ecuaciones que relacionan el factor de estabilidad, el ángulo de la cuesta lateral, y el ángulo de reposo de la piedra se obtiene de la Ecuación 3.1.2d y Ecuación 3.1.2f con $\lambda = 0$.

$$\beta = \tan^{-1} \left(\frac{\eta \tan \phi}{2 \operatorname{sen} \theta} \right) \quad (3.1.2g)$$

y

$$\eta' = \eta \left(\frac{1 + \operatorname{sen} \beta}{2} \right) \quad (3.1.2h)$$

Cuando se sustituyen la ecuación 3.1.2g y ecuación 3.1.2h en Ecuación 3.1.2c, la expresión para el factor de estabilidad para el flujo horizontal en una cuesta lateral es

$$S.F. = \frac{S_m}{2} \left\{ \sqrt{\zeta^2 + 4} - \zeta \right\} \quad (3.1.2i)$$

donde:

$$\zeta = S_m \eta \sec \theta \quad (3.1.2j)$$

y

$$S_m = \frac{\tan \phi}{\tan \theta} \quad (3.1.2k)$$

Si resolvemos la ecuación 3.1.2i y la ecuación 3.1.2j para η , entonces:

$$\eta = \frac{S_m^2 - S.F.^2}{S.F. * S_m^2} \cos \theta \quad (3.1.2l)$$

y

$$D_m = \frac{21\tau_0}{(S_s - 1)\gamma\eta} \quad (3.1.2m)$$



Se recomienda el factor de estabilidad para el diseño de enrocado (S.F. = 1.5), este es el resultado de estudios de enrocados en terraplén, datos obtenidos por Lewis. Estos estudios se informó por Simons y Lewis (1971).

Fuente: FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, DEPARTMENT OF THE ARMY U.S. Army Corps of Engineers – "Highways in the River Environment; Diciembre 2001".

Resumen

Haciendo una síntesis para el Diseño de una Defensa Ribereña paralelo a las líneas de Flujo tenemos:

$$S_m = \frac{\tan \phi}{\tan \theta} \quad (R.01)$$

donde:

- ϕ : Angulo de fricción interna de la partícula de roca.
- θ : Angulo del talud formado por la protección.

$$\eta = \frac{S_m^2 - S.F.^2}{S.F. * S_m^2} \cos \theta \quad (R.02)$$

donde:

- S_m : Parámetro definido en la ecuación anterior (R.01).
- S.F.: Factor de Estabilidad o Seguridad (se recomienda 1.5).

y

$$D_m = \frac{21\tau_0}{(S_s - 1)\gamma\eta} \quad (R.03)$$

donde:

- D_m : Diámetro medio de la partícula de roca para la protección.
- τ_0 : Esfuerzo Cortante actuante.
- S_s : Peso específico Relativo (2.65).
- γ : Peso específico del agua (9806 N/m³).
- η : Parámetro definido en la ecuación anterior (R.02).



3.1.3.-Distribución del tamaño de las rocas

- *Recomendaciones de Highways in the River Environment*

El enrocado bien graduado desarrolla una armadura. Es decir algunos de los materiales más finos, incluso los tamaños D_{50} y más grande, se transporta por las velocidades altas, pero a su vez van dejando una capa de tamaños de piedra grandes que no pueden transportarse bajo las condiciones de flujo dadas. Así, el tamaño representante de la piedra para la estabilidad del enrocado es determinado por los tamaños más grandes de piedra. El tamaño de grano representativo D_m para el enrocado es más grande que el tamaño de la piedra del medio D_{50} .

Gradación del Enrocado	
D_0	0.25 D_{50}
D_{10}	0.35 D_{50}
D_{15}	0.43 D_{50}
D_{20}	0.5 D_{50}
D_{30}	0.65 D_{50}
D_{40}	0.8 D_{50}
D_{50}	1 D_{50}
D_{60}	1.2 D_{50}
D_{70}	1.6 D_{50}
D_{85}	1.75 D_{50}
D_{90}	1.8 D_{50}
D_{100}	2 D_{50}

- *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 D_{50} a 1.7 D_{50}	100
1.2 D_{50} a 1.4 D_{50}	85
1.0 D_{50} a 1.15 D_{50}	50
0.4 D_{50} a 0.6 D_{50}	15



3.1.4.-Espesor del enrocado

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

3.1.5.-Filtros

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 3¹/₂ 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:

$$\frac{D_{50(\text{Filtro})}}{D_{50(\text{Base})}} < 40 \qquad 5 < \frac{D_{15(\text{Filtro})}}{D_{15(\text{Base})}} < 40 \qquad \frac{D_{15(\text{Filtro})}}{D_{85(\text{Base})}} < 5$$

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.

$$\frac{D_{15_}(Capa-Gruesa)}{D_{85_}(Capa-Fino)} < 5 < \frac{D_{15_}(Capa-Gruesa)}{D_{15_}(Capa-fino)} < 40$$

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
Al 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 cojin 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.

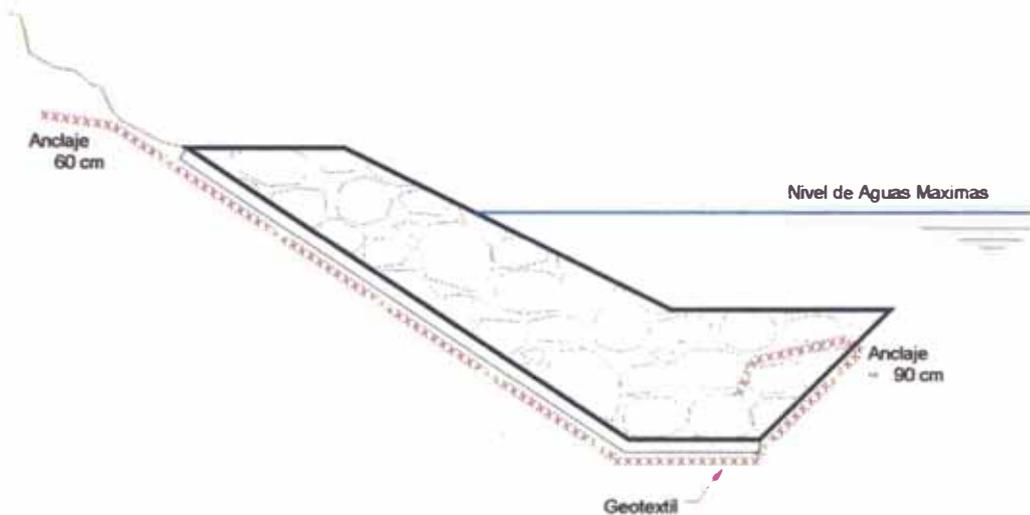


Fig. 3.1.2: Anclaje del geotextil.

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 el la 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.

- **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. Si las rocas tienen aristas filudas se debe colocar una subcapa granular entre el enrocado y 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. (N° 200)		
			< 15	15 - 50	> 50
Clase de Geotextil	-	-			
Tejidos de monofilamento	-	-	Clase 2 de la siguiente tabla		
Los otros geotextiles	-	-	Clase 1 de la siguiente tabla		
Permitividad	ASTM D4491	seg -1	0.7	0.2	0.1
Abertura 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	Unid.	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 razgado 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 RIBEREÑA TIPO GAVION

Los gaviones (o cestones) consisten en un recipiente, normalmente un paralelepípedo, de alambre relleno de cantos rodados. En los lugares donde no existe o es caro conseguir roca, esta es la manera más ingeniosa de aprovechar el material de gravera, formando unidades de mayor peso. Con los gaviones se construyen estructuras capaces de resistir por gravedad, formadas por hiladas de paralelepípedo apoyadas unas en otras, por ejemplo diques longitudinales o espigones. Como su colocación es ordenada, el contacto entre gaviones es un amplio plano y como los gaviones se unen entre si con alambre.

Los gaviones son elementos permeables. Para evitar la pérdida del substrato y el hundimiento del gavión es preciso un filtro. Los gaviones son estructuras moderadamente flexibles que puede adaptarse a pequeñas erosiones del cauce o asientos del substrato.

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.

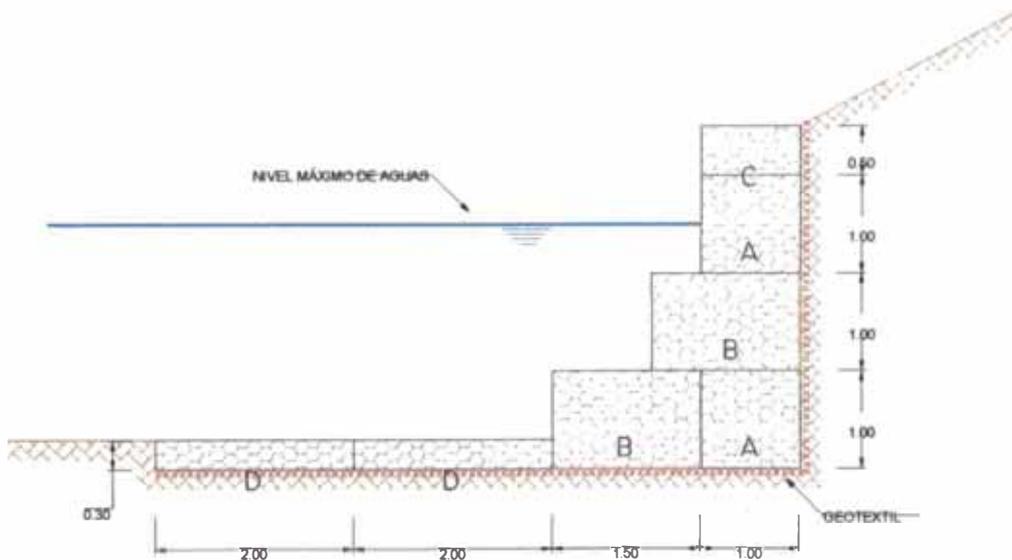


Fig. 3.2a: Características de una protección con gaviones, combinando sus tres modalidades.



El recipiente del gavión es una malla de alambre galvanizado. El alambre puede tener un recubrimiento de PVC para mayor protección. Las amenazas para el alambre del gavión son la corrosión en aguas agresivas y la abrasión en agua con transporte de arena. En obras de gaviones se hablara de una vida (por ej. de 25 años) pues no es una obra permanente, pero tampoco una obra temporal. 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 mas 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 especifico 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.

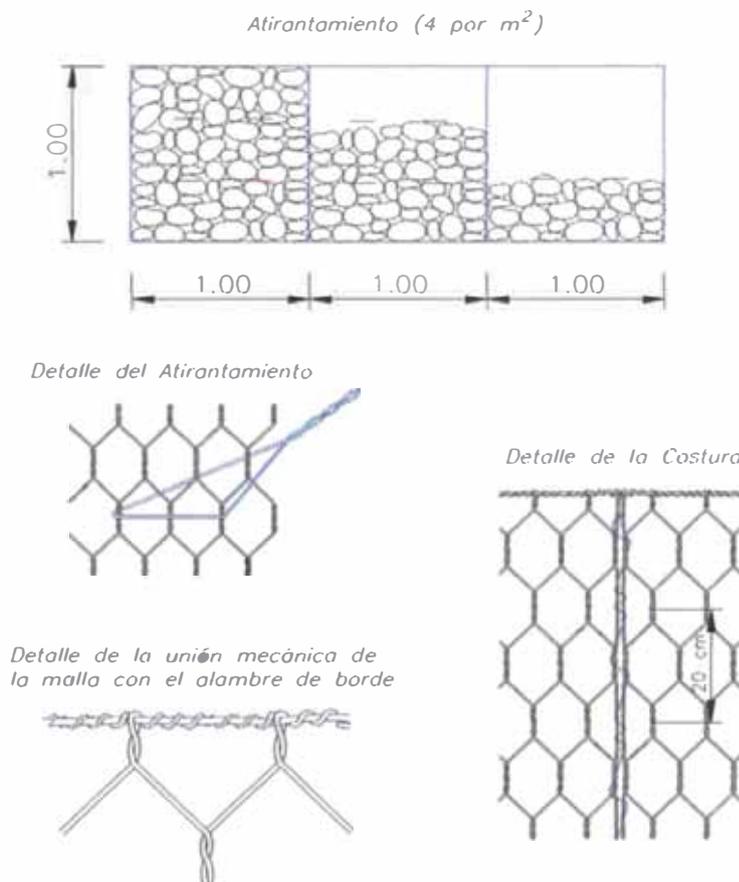


Fig. 3.2b: Detalles de gaviones



El gavión se deformara en función de los cambios producidos en su fundación pudiendo encorvarse con el apaciguamiento de la superficie del lecho; sin embargo, si ocurre el apaciguamiento excesivo, los cestos excederán la fuerza de tensión de las cuerdas del alambre. A consecuencia de esto los cestos fallarán.

Su uso económico se limita a las situaciones dónde la única piedra disponible económicamente es demasiado pequeño en comparación a la piedra utilizada en los enrocados.

3.2.1. VENTAJAS Y DESVENTAJAS

- **Ventajas:**

La habilidad de poder ocupar los lugares mas pequeños producto del hundimiento o falla del lecho.

Son modulares de 4 – 5 metros y presentan unidades de 1m x 1m lo cual hace fácil su medición.

La habilidad de poder usar la roca más pequeña, menor calidad, y menos denso en las cestos.

- **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 a encontrado incluso cuando el alambre esta 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 mas alta velocidad.

Efecto de abrasión

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

Las protecciones de gaviones son clasificados por la geometría como colchón o protección de tipo de bloque.

- El colchón de alambre consiste en cestos del 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
- El bloque de protección de gavión consiste en cestos del alambre rectangulares que se apilan unos a otros. Los cestos de gavión se usan mejor como protección de taludes dónde el talud de apoyo es muy empinado. Pueden apilarse los cestos de Gavión para formar bancos casi verticales, haciéndolos útil en áreas dónde los bancos no pueden graduarse económicamente a la cuesta estable, requiriendo otros tipos del defensa.



3.2.2.- Diseño de Gaviones:

PREDIMENSIONAMIENTO DE MURO

Se realiza en función de los análisis hidráulicos iniciales.

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

La sección transversal del muro debe ser estable.

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 DEL EMPUJE.

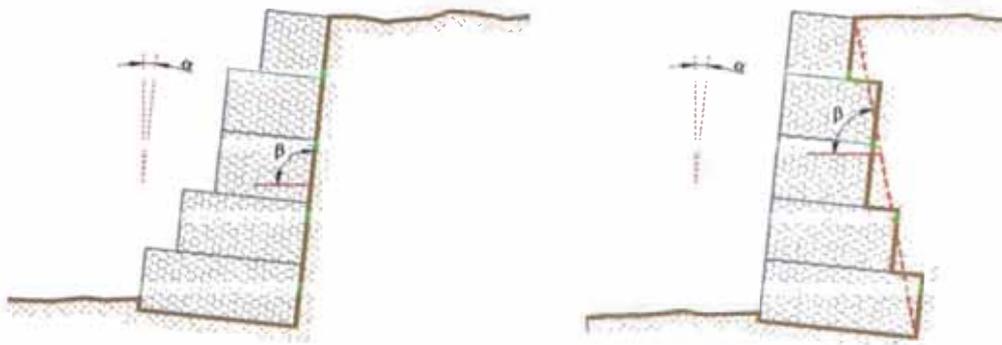
Empuje activo por unidad de longitud (E_a):

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 $\varphi = 30^\circ$. 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 $\delta = \varphi$. Si tras el muro hay un geotextil $\delta = 0.9 \varphi$. 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:

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



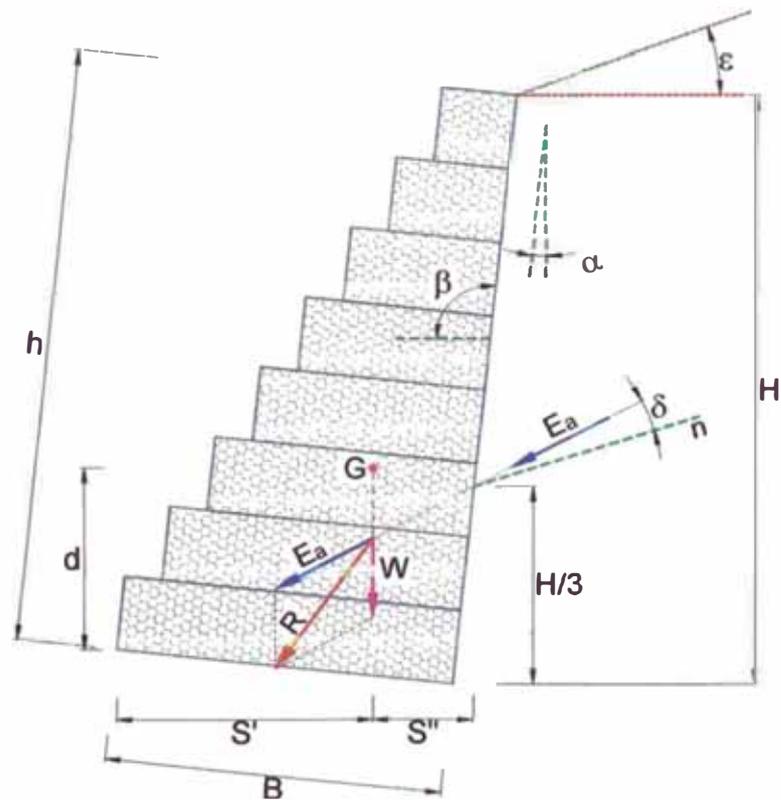
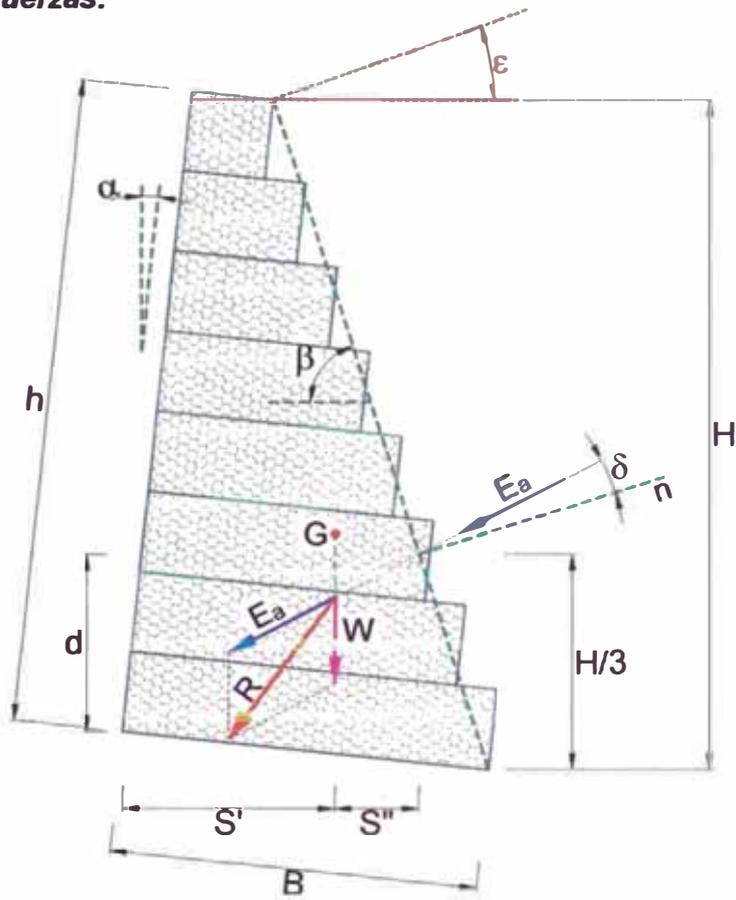
Valores tipos del ángulo de fricción interna de algunos suelos.

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-Jul	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

Fuente: Bibliografía de Macaferri.



Diagrama de Fuerzas:





El empuje activo está determinado por la expresión

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

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:

$$h_s = q / \gamma_s.$$

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 vehiculos, 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 fulcro 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 : Área 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 γ_g según la expresión:

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



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

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

$E_h = E_a \text{ cos } (90^\circ + \delta - \beta)$; 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 $f = \text{tg } \phi$ 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

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



• **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:

$$\left. \begin{matrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{matrix} \right\} = \frac{N}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad \left(\text{para caso de } e < \frac{B}{6} \right) \quad t/m^2$$

En la cual $N = (W + Ev) \cos \alpha + Eh \sin \alpha$, 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

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

Se considera conveniente que $\sigma_2 \leq 2 \text{ t/m}^2$ 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 Macaferrí.



- **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 $M = M_r - M_v$, 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.

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

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

$$\text{donde: } x = (B/2 - e)/0.4$$

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 $\sigma_{\text{máx}}$ no debe superar al admisible, $\sigma_{\text{adm}} = 50 \gamma_g - 30$ [t/m²]

La tensión tangencial vale $\tau = T/B$ [t/m²] y deberá ser menor a $\tau_{\text{adm}} = N/B \text{ tg } \varphi + C_g$ [t/m²], en la cual $\varphi = 25 \gamma_g - 10$, con γ_g 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	10
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 que se extienda horizontalmente sobre la orilla en una distancia $x > 1.5$ a $2 \Delta z$.

donde: Δz : profundidad esperada de socavación

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

Ubicacion	Efecto
Ambiente Rural	Baja Corrosión
Ambiente Urbano	Moderada Corrosión
Ambiente Maritimo	Alta Corrosión
Ambiente Industrial	Mayor Corrosión



ANÁLISIS HIDRÁULICO DE GAVIONES.-

Procedimiento de Diseño

a.- ELECCIÓN DEL TIPO DE COLCHON

Se procedera al elección del:

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

Tipo	Espesor m	Pedrisco de Relleno		Velocidad Crítica m/s	Velocidad Limite m/s
		Dimension 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	8.0

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

TABLA 1

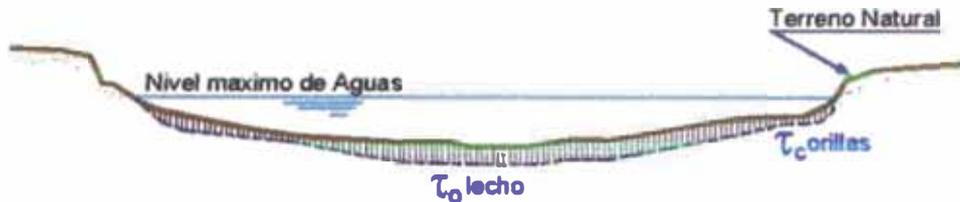
Velocidad Crítica: Velocidad máxima que puede soportar el revestimiento sin que se produzcan movimiento de las piedras en el interior del colchón.

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.

- **Determinación de Esfuerzos Cortantes Críticos**

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

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.

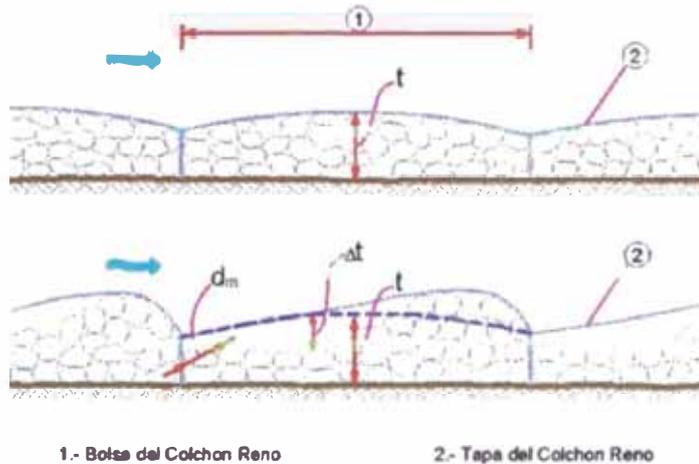
Si: $\tau_a > 1.2\tau_c$

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



c.- CONTROL DE DEFORMACIONES EN EL COLCHON

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



1.- Bolsa del Colchon Reno

2.- Tapa del Colchon Reno

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

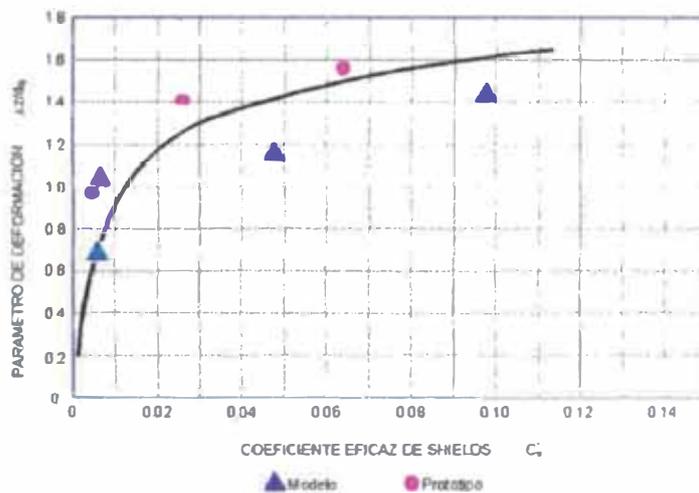


Fig. Relación entre Parámetro de deformación y Coeficiente Eficaz De Shields.

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 (d_m) de las piedras.



d.- VERIFICACION DE ARRASTRE 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 (d_m), el espesor del colchón y el Numero de Froude (Fr) se obtiene el valor de la velocidad crítica de las figuras a y b.

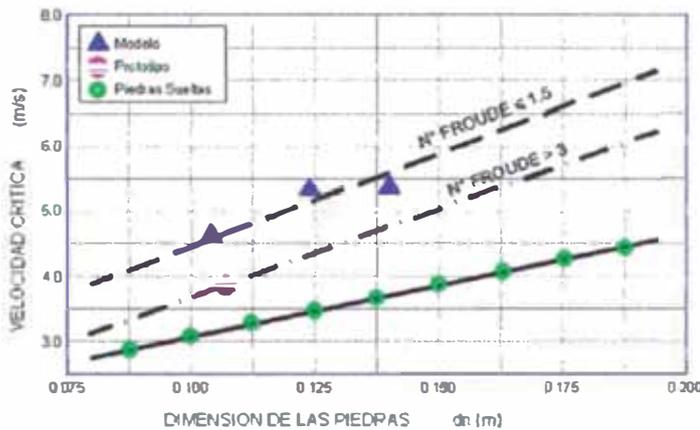


Fig a Velocidad Crítica V_{c1} que causa el comienzo del movimiento de las partículas en función de las dimensiones de las mismas. Fuente: MACAFERRI

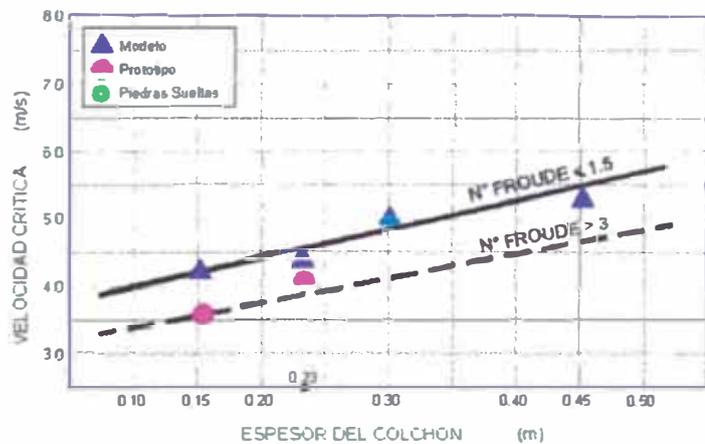


Fig b Velocidad Crítica V_{c2} que causa el comienzo del movimiento de las partículas en función del espesor del colchón. Fuente: MACAFERRI

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.- VERIFICACION 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_c).

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 en 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_{1m} : diámetro de partículas del suelo base (m).

- En terrenos cohesivos:

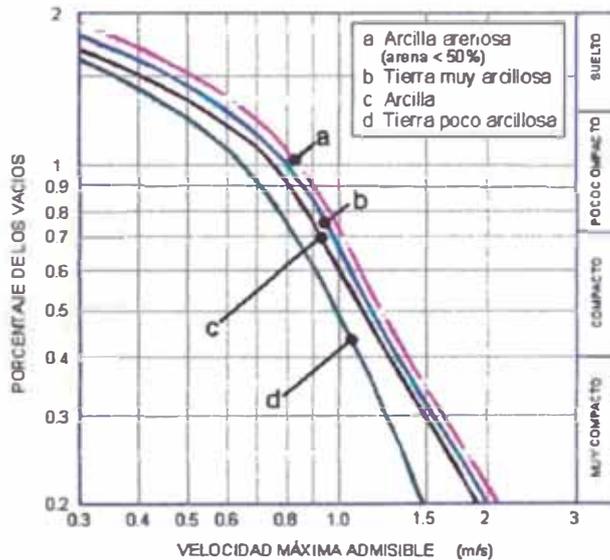


Fig. Velocidades Máximas Permisibles en Suelos Cohesivos Fuente: MACAFERRI

Verificación:

Si $V_b > V_e$ habrá erosión



f.- PROTECCIÓN DE PIE DE TALUD.

Las protecciones de talud se deberá de uniformizar en función a:

- Para socavaciones menores a 1.5 m se deberá poseer un ancho de colchón de 2.0 m.
- Para socavaciones mayores a 1.5 m se deberá poseer un ancho de colchón equivalente a 1.5 veces la altura de socavación.

Fuente: Conferencia de "Diseño de Revestimientos con Gaviones" del Ing. Roberto Campaña en el curso "Diseño de Defensas Ribereñas" organizado por el Instituto para la Mitigación de Efectos del Fenómeno del Niño en Mayo del 2003.



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 y/o 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.

Posteriormente al reconocimiento de campo

4.1.- Topografía.

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

En la margen derecha del río se encuentra una urbanización nueva (Sol de Huampani), que esta siendo afectada por problemas de socavación lateral.

A la margen izquierda se encuentra se encuentra la carretera central.

Información obtenida:

- | | |
|-------------------------|--------------|
| Planta General | (Ver Planos) |
| Secciones Transversales | (Ver Planos) |



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/cm²

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 esta compuesto de grava y arenas cuyo diámetro medio es:

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

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

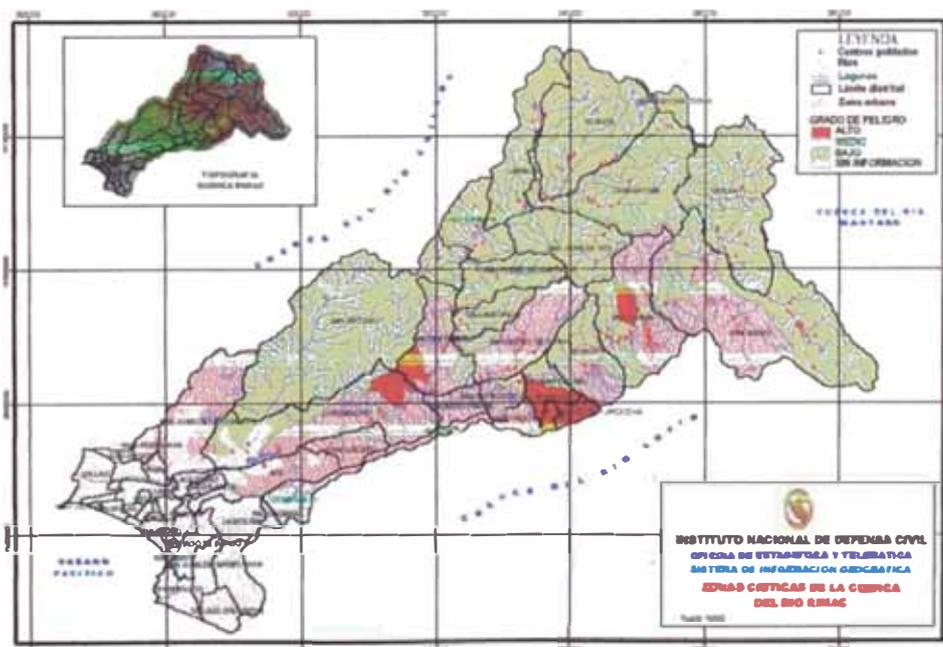


4.3.- Hidrología e Hidráulica

4.3.1.-Cuenca del río Rimac

La cuenca del río Rimac está ubicada en el departamento de Lima, provincia de Huarochirí. Se origina en la vertiente occidental de la Cordillera de los Andes a una altitud máxima de aproximadamente 5,508 m.s.n.m. en el nevado de Paca y aproximadamente a 132 Km, al NE de la ciudad de Lima, entre los paralelos 11°27' y 12°11' de latitud Sur y los meridianos 76°06' y 77°11' de longitud Oeste, vertiendo sus aguas por el Callao, en el Océano Pacífico. Tiene un área de recepción de 3,389 Km², que incluye a uno de los principales tributarios, al río Santa Eulalia (1,097.7 Km²) y río Blanco (193.7 Km²), tiene un total de 191 lagunas, posee geoméricamente 204 Km. de largo, con un ancho promedio de 16 Km. Limita al NE con la cuenca del río Mantaro, al SE con la cuenca del río Lurín, por el NW con la cuenca del río Chillón y por el SW con el Océano Pacífico.

La característica geomorfológica de la cuenca presenta un valle juvenil, con una sección transversal estrecha, de relieve muy agreste. Las marcadas variaciones de pendiente se relacionan con los cambios en las condiciones geológicas y tectónicas que generan una morfología muy dinámica que se va modificando rápidamente, sobre todo a lo largo del curso principal y en el cauce de los torrentes activos que afluyen en la zona media y baja de la cuenca.





4.3.2.-Análisis de Descargas

El río rimac presentaba en su historia diversas estaciones de aforo como son:

Chacrana.

Puente Los Ángeles.

Yanacoto.

Chosica R1.

Chosica R2 (Están en uso actualmente).

A continuación se presenta el cuadro 01 donde observamos los datos de aforo de descargas de las diversas estaciones de aforo del río rimac.

Cuadro 01.- Datos de aforo de descargas máximas anuales

Estacion	Periodo	Qmax	Estacion	Periodo	Qmax
Chacrasana	1920 1921	95	Chosica R1	1961 1962	84.1
Chacrasana	1921 1922	99	Chosica R1	1962 1963	92.2
Chacrasana	1922 1923	97	Chosica R1	1963 1964	78.8
Chacrasana	1923 1924	90.5	Chosica R1	1964 1965	108.1
Chacrasana	1924 1925	500	Chosica R2	1965 1966	100.6
Chacrasana	1925 1926	187.1	Chosica R2	1966 1967	100.5
Chacrasana	1926 1927	137.6	Chosica R2	1967 1968	46.4
Chacrasana	1927 1928	183.5	Chosica R2	1968 1969	81.4
Chacrasana	1928 1929	139.8	Chosica R2	1969 1970	158
Chacrasana	1929 1930	320.1	Chosica R2	1970 1971	139
Chacrasana	1930 1931	97.6	Chosica R2	1971 1972	210
Chacrasana	1931 1932	480	Chosica R2	1972 1973	115
Chacrasana	1932 1933	225	Chosica R2	1973 1974	79.1
Chacrasana	1933 1934	200	Chosica R2	1974 1975	144
Chacrasana	1934 1935	250	Chosica R2	1975 1976	116
Chacrasana	1935 1936	98.8	Chosica R2	1976 1977	162
Chacrasana	1936 1937	105	Chosica R2	1977 1978	151
Chacrasana	1937 1938	175	Chosica R2	1978 1979	144
Chacrasana	1938 1939	205	Chosica R2	1979 1980	91.5
Chacrasana	1939 1940	254.5	Chosica R2	1980 1981	216
Chacrasana	1940 1941	385.4	Chosica R2	1981 1982	72
Chacrasana	1941 1942	315.8	Chosica R2	1982 1983	108
Chacrasana	1942 1943	261	Chosica R2	1983 1984	103.5
Chacrasana	1943 1944	130	Chosica R2	1984 1985	110
Chacrasana	1944 1945	94.5	Chosica R2	1985 1986	164.2
Chacrasana	1945 1946	185	Chosica R2	1986 1987	82.77
Pte.Los Angeles	1946 1947	130	Chosica R2	1987 1988	83
Pte.Los Angeles	1947 1948	130	Chosica R2	1988 1989	144.6
Pte.Los Angeles	1948 1949	108	Chosica R2	1989 1990	58.14



Estacion	Periodo	Qmax	Estacion	Periodo	Qmax
Pte.Los Angeles	1949 1950	98.5	Chosica R2	1990 1991	100.6
Pte.Los Angeles	1950 1951	316	Chosica R2	1991 1992	36.8
Pte.Los Angeles	1951 1952	164	Chosica R2	1992 1993	80.4
Yanacoto	1952 1953	175	Chosica R2	1993 1994	90.46
Yanacoto	1953 1954	202	Chosica R2	1994 1995	62.9
Yanacoto	1954 1955	380	Chosica R2	1995 1996	70.6
Yanacoto	1955 1956	155	Chosica R2	1996 1997	120
Yanacoto	1956 1957	100	Chosica R2	1997 1998	200
Yanacoto	1957 1958	99.8	Chosica R2	1998 1999	164.3
Pte.Huachipa	1958 1959	175	Chosica R2	1999 2000	125.8
Pte.Huachipa	1959 1960	77.4	Chosica R2	2000 2001	130.9
Chosica R1	1960 1961	70.5	Chosica R2	2001 2002	94

Del cuadro anterior podemos decir que este río posee las mismas características de los típicos ríos de la costa, presentando un régimen irregular de descarga en sus diversas estaciones y a través de los años.

4.3.3.-DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD

Parámetros Estadísticos:

Para efectos de cálculos se necesitaran los siguientes:

	Q	Log (Q)
Promedio :	150.17	2.12
Desviación Estándar :	89.59	0.22
Coficiente Asimetría :	1.9628	0.4598
Mayor :	500.0	2.699
Menor :	36.8	1.566
N datos	82	82

Luego se realizaran los cálculos para la determinación de los caudales de diseño para diferentes Periodos de retorno (Ver anexo 01).



Pruebas de Ajuste.

A continuación se realizarán las pruebas de bondad de ajuste para la determinación de la mejor serie que se ajustan a los datos que se tienen:

- Prueba del Chi cuadrado:
El análisis de este método solo es aplicable para distribuciones normales, puesto que ha sido desarrollado en base a datos normales e independientes. Pero del análisis final de este método obtenemos que la función que mejor se ajusta, es la función Log Normal. Los cálculos se obtendrán en el anexo 02.
- Prueba de Smirnov Kolmogorov:
Esta prueba es más completa por lo que es aplicable para cualquier distribución teórica. De este análisis llegamos a la conclusión que la función que posee un mejor ajuste es la Función Log Pearson III. Los cálculos se obtendrán en el anexo 02.

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

Distribución Log Pearson III

Tr (años)	Q (m ³ /s)
2	126.14
5	197.47
10	255.44
20	319.84
25	342.22
50	417.60
100	502.98
500	748.32

Por lo tanto para efectos del diseño de la defensa ribereña optaremos un periodo de retorno de 100 años.

$$Q_{\text{dis (100años)}} = 502.98 \text{ m}^3/\text{s}$$



4.3.4.-Análisis de Transito de Avenidas

- *Calculo del Coeficiente de Rugosidad Manning's "n" Cowan (1956)*

$$n = (n_b + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m$$

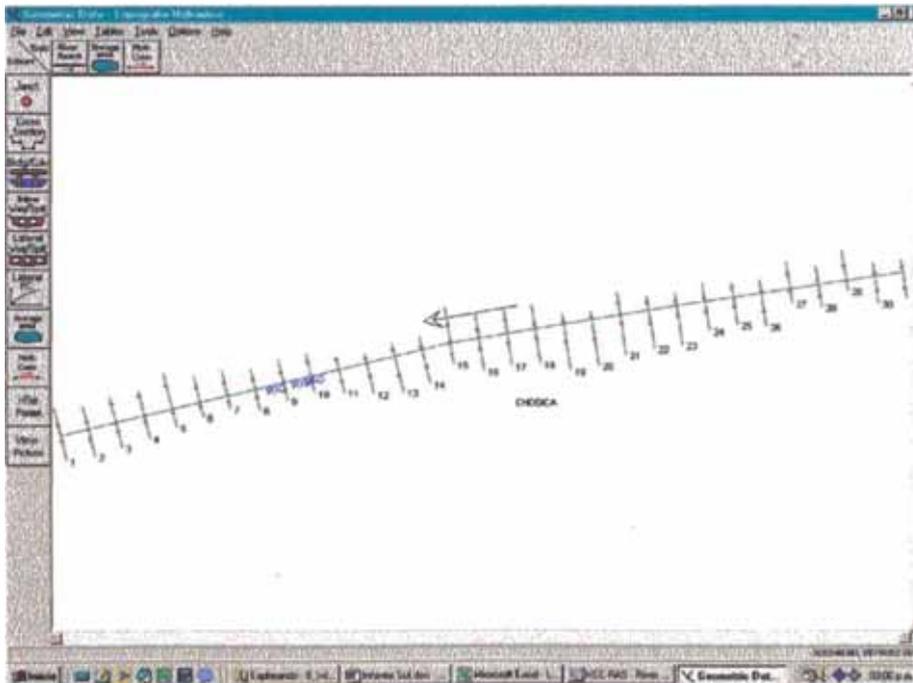
	Cauce Principal	Laderas
n_b	0.025	0.025
N_1	0.01	0.01
N_2	0	0
N_3	0	0
N_4	0.005	0.02
m	1.1	1.1
n	0.044	0.06

- *ANÁLISIS CON EL PROGRAMA HEC RAS*

Para hallar los perfiles de flujo y todas las variables hidrológicas necesarias se utilizará el programa Hec ras. A continuación se describen las variables de entrada.

a. Datos Geométricos

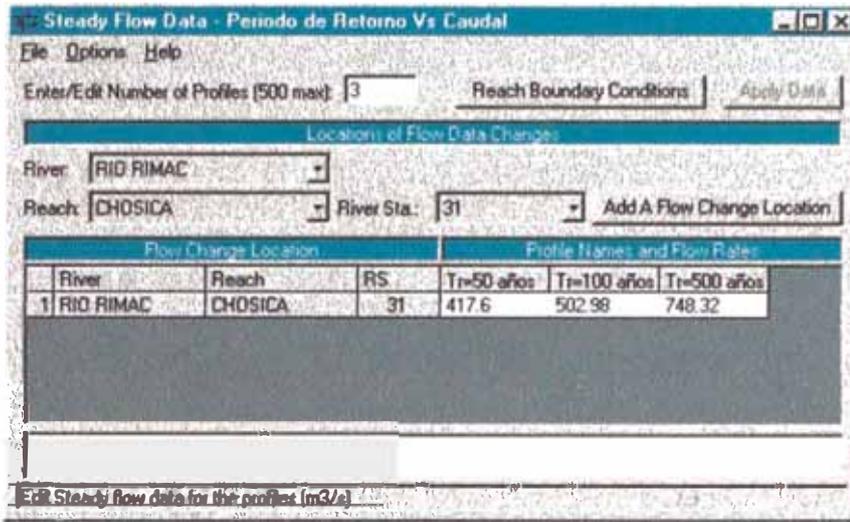
Se realizo el trazado en planta del proyecto y a continuación de las secciones transversales, así como la ubicación de los limites del cauce central, inmediatamente los valores del numero de manning tanto en el cauce central como en las laderas.



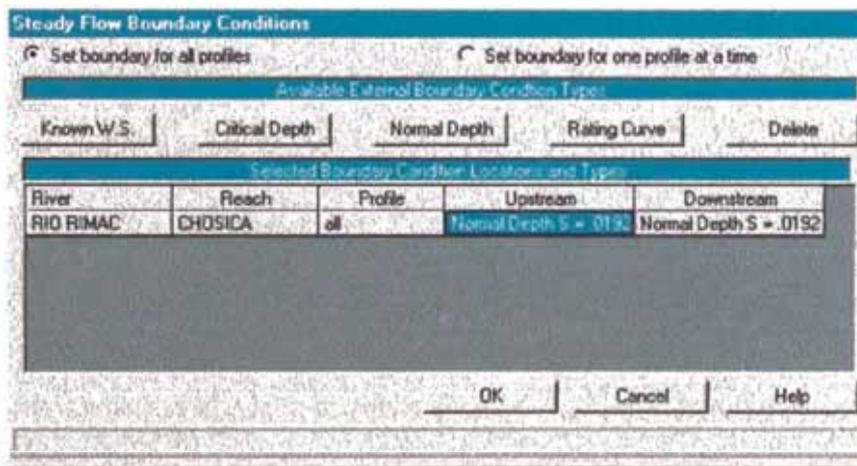


b. Datos de Flujo.

Se ingresa el caudal de diseño del proyecto.

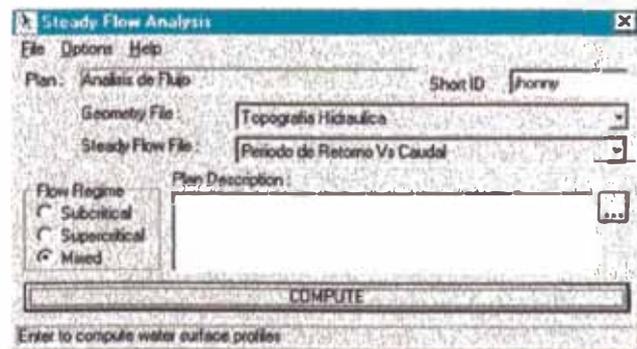


Luego se ingresan las condiciones de borde tanto aguas arriba y aguas abajo.



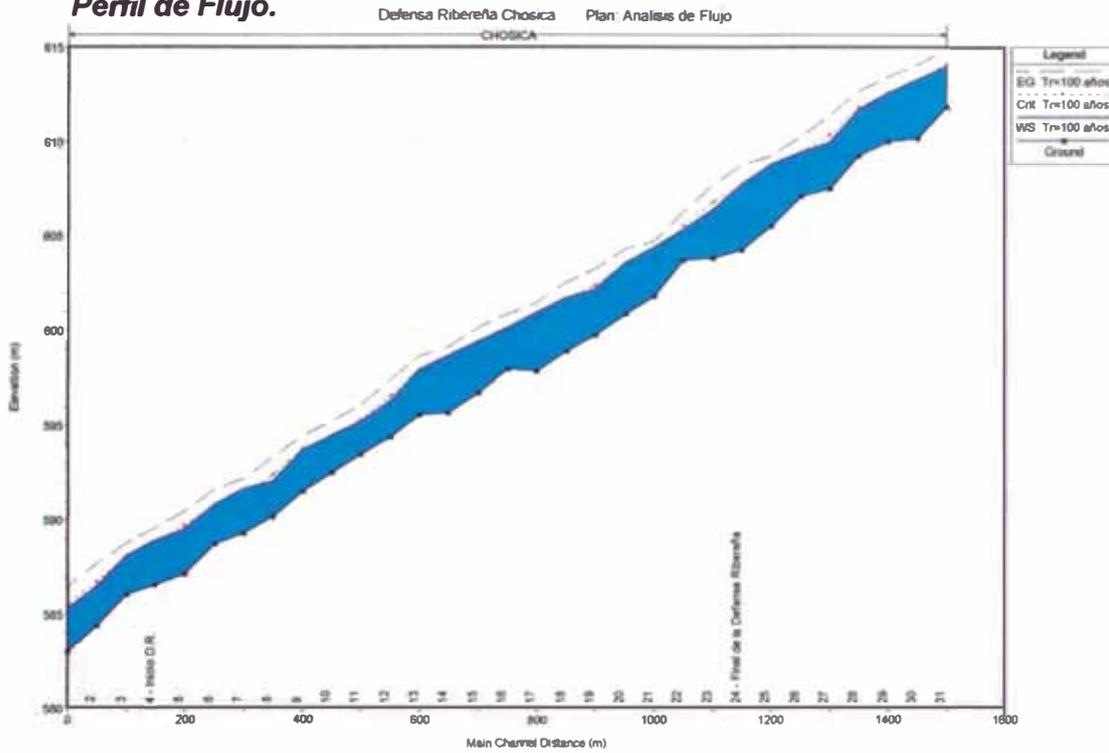
c. Ejecutar el Programa

Ejecutado el programa observamos de los valores del numero de froude que es flujo del tipo mixto.

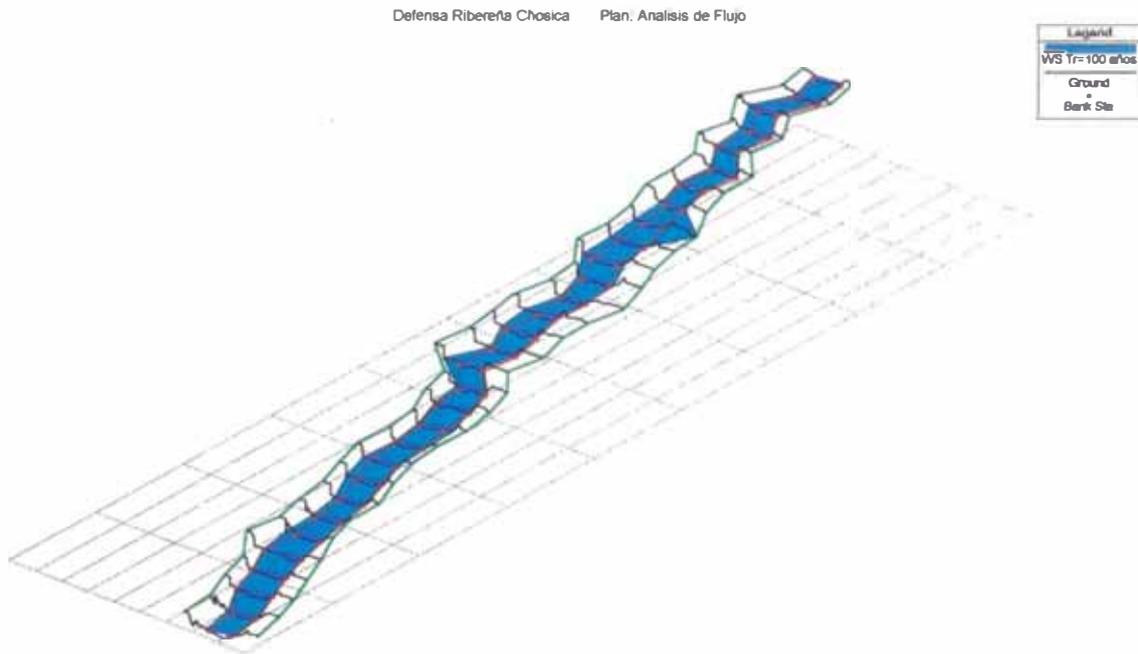




Perfil de Flujo.



X-Y-Z Perspective Plot



Luego del reconocimiento de campo podemos ubicar a la defensa ribereña entre la secciones 04 a la sección 24.



4.4.- Hidráulica Fluvial.

4.4.1.-Calculo de Socavación General

Datos :

$$Q_{100 \text{ días}} = 502.98 \text{ m}^3/\text{s}$$

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

Seccion	Hydr Radius	Max Chl Dpth	Vel Crit.	δ	Socavación máxima	Socavación Eje de uña
	(m)	(m)	(m/s)		(m)	(m)
24	1.764	3.47	3.14	1.448	1.55	0.00
23	1.215	2.55	2.95	1.787	2.00	0.45
22	1.125	1.57	2.91	1.568	0.89	0.76
21	1.692	2.51	3.11	1.000	0.00	0.00
20	1.353	2.71	3.00	1.290	0.78	0.79
19	1.422	2.36	3.02	1.557	1.31	1.00
18	1.502	2.79	3.05	1.426	1.19	0.32
17	1.553	3.06	3.07	1.064	0.20	0.06
16	1.732	2.13	3.13	1.240	0.51	0.00
15	1.384	2.66	3.01	1.329	0.88	0.00
14	1.962	2.97	3.19	1.000	0.00	0.00
13	1.381	2.33	3.01	1.248	0.58	0.33
12	1.216	1.88	2.95	1.686	1.29	1.00
11	1.37	1.68	3.01	1.457	0.77	0.60
10	1.364	1.96	3.00	1.304	0.60	0.33
9	1.31	2.17	2.98	1.364	0.79	0.12
8	1.228	1.88	2.95	1.710	1.34	0.18
7	1.769	2.28	3.14	1.120	0.27	0.07
6	1.492	2.08	3.05	1.323	0.67	0.00
5	1.137	2.34	2.91	1.500	1.17	0.00
4	1.455	2.31	3.04	1.212	0.49	0.00

Nota: La columna Socavación en el eje de uña de la Defensa esta representada en el Plano 05 (anexo Planos).

Del análisis realizado y de la distribución de la socavación en cada sección ejecutado en el Plano 05, se observa que la socavación de mayor amplitud es 1.00. Por tanto concluimos en:

Socavación General De 1.00 m



5.- Análisis y Cálculos.

5.1.- DEFENSA RIBEREÑA TIPO ENROCADO

- Diámetro de la Roca

Diseño simplificado para Defensas Paralelas a las líneas de Flujo

Como nuestra defensa proyectada es paralela a las líneas de flujo utilizaremos el método simplificado.

Datos :

$$\begin{aligned}
 Q_{100 \text{ dis}} &= 502.98 \text{ m}^3/\text{s} \\
 \phi &= 42^\circ \quad (\text{Angulo de fricción interna}) \\
 \theta &= 26.57 \quad (\text{Talud 1:2}) \\
 S.F. &= 1.5 \quad (\text{Factor de Seguridad}) \\
 \tau_{\text{max}} &= 152.26 \quad (\text{Esfuerzo Cortante máximo})
 \end{aligned}$$

Entonces:

$$\begin{aligned}
 S_m &= \frac{\tan \phi}{\tan \theta} & S_m &= 1.801 \\
 \eta &= \frac{S_m^2 - S.F.^2}{S.F. * S_m^2} \cos \theta & \eta &= 0.1826 \\
 D_m &= \frac{21\tau_0}{(S_s - 1)\gamma\eta} & D_m &= 1.082 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Entonces del análisis de Estabilidad de Momentos de la partícula podemos dar como diámetro medio a:

$$D_m = 1.1 \text{ m}$$



- **Distribución del tamaño de las rocas**

Esta es la gradación propuesta para el tamaño de roca a utilizar en el enrocado:

Gradación del Enrocado		
D0	0.25 D50	0.28
D10	0.35 D50	0.39
D15	0.43 D50	0.47
D20	0.5 D50	0.55
D30	0.65 D50	0.72
D40	0.8 D50	0.88
D50	1 D50	1.10
D60	1.2 D50	1.32
D70	1.6 D50	1.76
D85	1.75 D50	1.93
D90	1.8 D50	1.98
D100	2 D50	2.20

- **Diseño de Filtro**

FILTRO GRANULAR.

Este método simplificado se basa en analizar en función a la velocidad media del flujo actuante en las orillas a proteger.

Verificación de la necesidad de material de material de filtro:

Enrocado

$$D_{15} = 470 \text{ mm}$$

$$D_{50} = 1100 \text{ mm}$$

$$D_{85} = 1930 \text{ mm}$$

Material de base

$$d_{15} = 0.5 \text{ mm}$$

$$d_{50} = 1.25 \text{ mm}$$

$$d_{85} = 2.5 \text{ mm}$$

$$\frac{D_{15\text{enrocado}}}{D_{85\text{base}}} = \frac{470}{2.5} = 188 > 5$$

El limite es 5

$$\frac{D_{15\text{enrocado}}}{D_{15\text{base}}} = \frac{470}{0.5} = 940 > 40$$

El limite es 40

$$\frac{D_{50\text{enrocado}}}{D_{50\text{base}}} = \frac{1100}{1.25} = 880 > 40$$

El limite es 40



Entonces debemos de diseñar el material de filtro:

- Determinación del material de filtro en función del material de base:

$$\frac{D_{50 \text{ filtro}}}{D_{50 \text{ base}}} < 40 \quad D_{50 \text{ filtro}} < 40 * 1.25 \quad \Rightarrow \quad D_{50 \text{ filtro}} < 50.0 \text{ mm}$$

$$\frac{D_{15 \text{ filtro}}}{D_{15 \text{ base}}} < 40 \quad D_{15 \text{ filtro}} < 40 * 0.5 \quad \Rightarrow \quad D_{15 \text{ filtro}} < 20.0 \text{ mm}$$

$$\frac{D_{15 \text{ filtro}}}{D_{85 \text{ base}}} < 5 \quad D_{15 \text{ filtro}} < 5 * 2.5 \quad \Rightarrow \quad D_{15 \text{ filtro}} < 12.5 \text{ mm}$$

$$\frac{D_{15 \text{ filtro}}}{D_{15 \text{ base}}} > 5 \quad D_{15 \text{ filtro}} > 5 * 0.5 \quad \Rightarrow \quad D_{15 \text{ filtro}} > 2.5 \text{ mm}$$

Determinación del material de filtro en función del material de enrocado:

$$\frac{D_{50 \text{ enrocado}}}{D_{50 \text{ filtro}}} < 40 \quad D_{50 \text{ filtro}} > 1100/40 \quad \Rightarrow \quad D_{50 \text{ filtro}} > 27.5 \text{ mm}$$

$$\frac{D_{15 \text{ enrocado}}}{D_{15 \text{ filtro}}} < 40 \quad D_{15 \text{ filtro}} > 470/40 \quad \Rightarrow \quad D_{15 \text{ filtro}} > 11.8 \text{ mm}$$

$$\frac{D_{15 \text{ enrocado}}}{D_{85 \text{ filtro}}} < 5 \quad D_{85 \text{ filtro}} > 470/5 \quad \Rightarrow \quad D_{85 \text{ filtro}} > 94 \text{ mm}$$

$$\frac{D_{15 \text{ enrocado}}}{D_{15 \text{ filtro}}} > 5 \quad D_{15 \text{ filtro}} < 470/5 \quad \Rightarrow \quad D_{15 \text{ filtro}} < 94 \text{ mm}$$

Material De Filtro: $94.0 \text{ mm} < D_{85 \text{ filtro}}$
 $27.5 \text{ mm} < D_{50 \text{ filtro}} < 50.0 \text{ mm}$
 $11.8 \text{ mm} < D_{15 \text{ filtro}} < 12.5 \text{ mm}$

GEOTEXTIL

El geotextil deberá cumplir con las siguientes especificaciones mínimas:

Propiedad	Ensayo	Unidad	Requerimiento (MARV **)		
			Porcentajes de suelo a retener que pasa la malla 0.075 min. (N° 200)		
			< 15	15 - 50	> 50
Clase de Geotextil	-	-			
Tejidos de monofilamento	-	-	Clase 2 de la Tabla 650-1		
Los otros geotextiles	-	-	Clase 1 de la Tabla 650-1		
Permitividad	ASTM D4491	seg -1	0.7	0.2	0.1
Abertura aparente (AOS)*	ASTM D4751	Mm	0.43	0.25	0.22
Resistencia retenida UV	ASTM D4355	%	50% después de 500 horas de exposición		

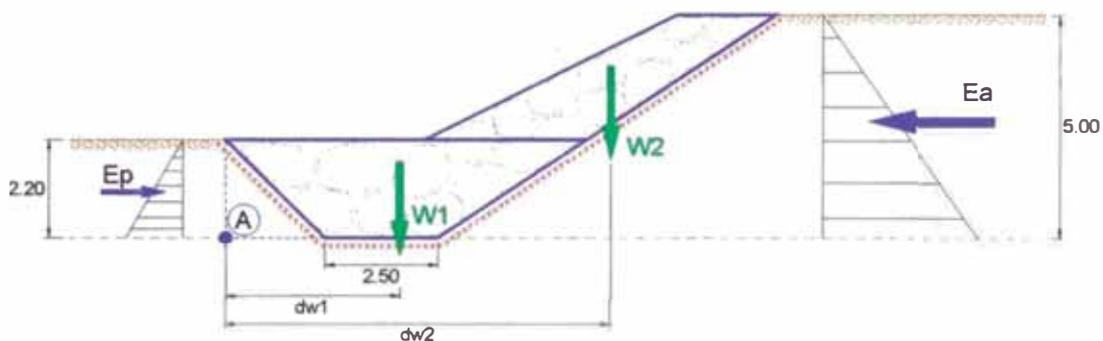


Propiedad	Ensayo	Unid.	Requerimiento Geotextil (MARV)*			
			Clase 1		Clase 2	
			E	E	E	E
			< 50%	> 50%	< 50%	> 50%
Resistencia Grab	ASTM D4632	N	1400	900	1100	700
Resistencia al razgado trapezoidal	ASTM D4533	N	500	350	400	250
Resistencia al punzonamiento	ASTM D4833	N	500	350	400	250
Resistencia "Burst"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

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

Por tanto como material de filtro se utilizara *Geotextil*.

• ESTABILIDAD DEL ENROCADO



a).- AL DESLIZAMIENTO

Cualquier estructura sujeta a diferentes presiones laterales, tiene que ser capaz de resistir a los deslizamientos. 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

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

Si: $\theta = 0$ (talud horizontal), entonces $K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$

Donde : ϕ = Ángulo de fricción interna.

EMPUJE PASIVO

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

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

Para el calculo de estabilidad se tiene los siguientes datos:

$\gamma = 1.80 \text{ t/m}^3$ $\theta = 0$
 $\phi = 30^\circ$ $f = 0.6$

AL DESLIZAMIENTO					
H total	4.5	5	5.5	6	6.5
Empuje Activo					
K_a	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
H_a ó E_a	6.08	7.50	9.08	10.80	12.68
Empuje Pasivo					
K_p	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
E_p	13.07	13.07	13.07	13.07	13.07
w1	11.55	11.55	11.55	11.55	11.55
w2	6.38	8.12	9.98	11.97	14.08
H_r	28.51	31.28	34.23	37.40	40.75
Cd	4.69	4.17	3.77	3.46	3.22

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	4.5	5	5.5	6	6.5
h espaldar	2.3	2.8	3.3	3.8	4.3
h uña	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2
Ea	6.08	7.50	9.08	10.80	12.68
Ep	13.07	13.07	13.07	13.07	13.07
w1	11.55	11.55	11.55	11.55	11.55
w2	6.38	8.12	9.98	11.97	14.08
dw1	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77
dw2	8.20	8.45	8.70	8.94	9.18
Mr	105.46	121.79	139.98	160.17	182.34
Mv	9.11	12.50	16.64	21.60	27.46
Cv	11.57	9.74	8.41	7.42	6.64

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



• **DATOS FINALES DE GEOMETRÍA**

Seccion Tipica de Diseño
Km: 0+000.00



Características generales de la defensa tipo Enrocado:

Altura total	:	Variable.
Borde libre	:	0.50 m
Ancho de Corona	:	2.20 m
Ancho inferior (uña)	:	2.50 m
Altura de Uña	:	2.20 m
Talud inferior (espaldar)	:	1:1.5
Talud exterior (espaldar)	:	1:2
Talud en uña	:	1:1
Material de Filtro	:	Geotextil.
Tamaño de Roca (D ₅₀)	:	1.10 m
Espesor de Enrocado	:	2.20 m

(Ver planos 01 y 02)



• PRESUPUESTO

Este tema debe de constar de lo siguientes:

- Análisis de Costos unitarios (ver anexo 04)
- Metrados (ver anexo 04)

PRESUPUESTO DE OBRA

OBRA : DEFENSA RIBEREÑA PARA LA URBANIZACIÓN SOL DE HUAMPANI

UBICACIÓN: CHOSICA - PERÚ

TIPO : ENROCADO

CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	METRADO	C.UNIT.	COSTO	SUBTOTAL
OBRAS PROVISIONALES						
1.10	OFICINA, ALMACEN Y GUARDIANIA	GLB	1	7514.97	7,514.97	
1.20	CARTEL DE OBRA INCLUYE INSTALACIÓN	GLB	1	586.66	586.66	8,101.63
TRABAJOS PRELIMINARES						
2.10	TRAZO Y NIVELACION DURANTE LA OBRA	MES	4	2325.92	9,303.67	
2.20	MOV. Y DESMOV. DE MAQU. Y EQUIPO PARA OBRA	GLB	1	6553.32	6,553.32	15,856.99
MOVIMIENTO DE TIERRAS						
3.10	ENCAUZAMIENTO DE RIO	GLB	1	4907.54	4,907.54	
3.20	DESBROCE Y LIMPIEZA	M2	9000	1.13	10,149.30	
3.30	EXCAVACION NO CLASIFICADA	M3	7978.87	7.27	58,002.72	
3.40	EXCAVACION NO CLASIFICADA (BAJO AGUA)	M3	11433.81	8.47	96,889.47	
3.50	RELLENO CON MATERIAL DE RÍO EN TERRAPLÉN	M3	2572.74	7.51	19,330.38	189,279.42
ENROCADO						
4.10	EXTRACCIÓN DE CANTERA (ROCA DE BANCO)	M3	23965.00	16.43	393,864.42	
4.20	SELECCIÓN, CARGIO Y TRANSPORTE	M3	26840.80	24.07	645,961.17	
4.30	DESCARGA Y COLOCACIÓN	M3	16775.50	5.23	87,792.72	1,127,618.31
FILTRO						
6.00	GEOTEXTIL	M2	14052.75	7.06	99,209.98	99,209.98
COSTO DIRECTO :					1,440,066.33	
GASTOS GENERALES Y UTILIDADES (15.00%)					216,009.95	
SUBTOTAL					1,656,076.27	
IMPUESTO GENERAL A LAS VENTAS					298,093.73	
TOTAL					1,954,170.00	

Son: Un millón Novecientos cincuenta y cuatro mil ciento setenta con 00/100 Nuevos Soles

NOTA :

Para efectos del enrocado sea propuesto una eficiencia de cantera del 70% y un esponjamiento del 60%



5.2.-DEFENSA RIBEREÑA TIPO GAVION

Para el diseño del gavión se a utilizado el programa "GawacWin versión 1.0" que lleva en consideración las características mecánicas de los gaviones, producidos por el Grupo MACCAFERRI.

A continuación se presentan los resultados del proceso con el programa antes mencionado, para su análisis.

CARACTERÍSTICAS GENERALES PARA LOS GAVIONES:

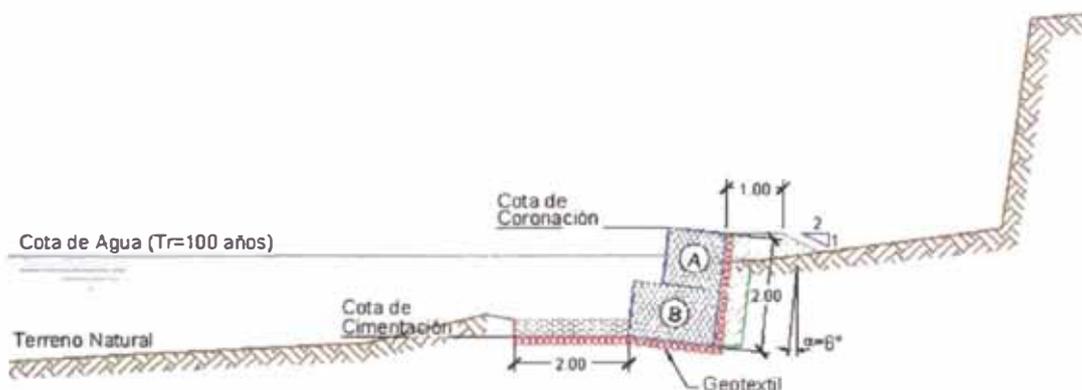
- Inclinação de muro : 6°
- Peso específico de gaviones : 24.20 kN/m³
- Geotextil : Talud y en la base
- Malla y diámetro de Alambre : 10x12, Ø 2.7 mm CD.

GAVIÓN (h = 2.0 m)

Camada	Largo	Altura	Distancia
1	1.50	1.00	-
2	1.00	1.00	0.50

RESULTADOS

- Coeficiente de Seguridad contra el Deslizamiento: 4.24 > 1.5 **ok!**
- Coeficiente de Seguridad contra el Vuelco : 10.71 > 1.5 **ok!**
- Coeficiente de Seguridad contra la Rotura Global: 2.25 > 1.5 **ok!**
- Máxima Tensión aceptable : 118.31 kN/m²



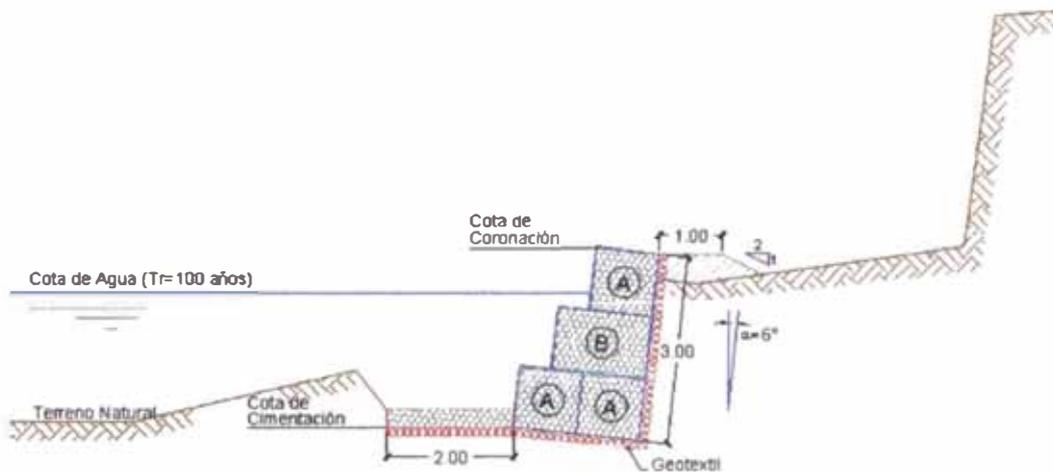


GAVIÓN (h = 3.0 m)

Camada	Largo	Altura	Distancia
1	2.00	1.00	-
2	1.50	1.00	0.50
3	1.00	1.00	1.00

RESULTADOS

- Coeficiente de Seguridad contra el Deslizamiento: 3.36 > 1.5 **ok!**
- Coeficiente de Seguridad contra el Vuelco : 7.95 > 1.5 **ok!**
- Coeficiente de Seguridad contra la Rotura Global: 1.90 > 1.5 **ok!**
- Máxima Tensión aceptable : 137.28 kN/m²



Los análisis del programa GawacWin se presentaran en el anexo 03.



ANÁLISIS HIDRÁULICO.

a.- ELECCIÓN DEL TIPO DE COLCHON

Velocidad media :	4.1 m/s
<i>(De tabla 1)</i>	
Espesor del Colchón t:	0.3
Piedras de Rell. d ₅₀ :	0.12
Rango	<0.07 - 0.12 m>

b.- VERIFICACION EN TERMINOS DE ARRASTRE

Verificación De Arrastre De Material De Colchones Por Esfuerzos Cortantes

• Esfuerzos cortantes actuantes

De Cálculos Hidráulicos τ_a : 15.52 kg/m²

• Esfuerzos Cortantes Críticos

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

donde:

C [*] : Coeficiente de Shields (0.10)	:	0.1
γ_s : Peso Especifico de la piedra del colchón (2500 kg/m ³)	:	2500 kg/m ³
γ_w : Peso Especifico del agua(1000 kg/m ³)	:	1000 kg/m ³
d _m : Diámetro Medio de la piedra del colchón (m)	:	0.12 m
θ : Angulo que forma el talud con la horizontal	:	84°
ϕ : Angulo de reposo de la piedra del colchon	:	42°
	τ_{cr} :	16.01

Verificación:

$$\tau_a < \tau_c$$

reemplazando valores:

$$15.52 < 16.01 \quad \text{No habrá arrastre - OK}$$

c.- CONTROL DE DEFORMACIONES EN EL COLCHON

Determinación de deformación máxima producida

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

$$C' = -0.003$$

Del grafico : $\frac{\Delta z}{d_m} = 1.38$



$$y; \quad 2 * \left(\frac{t}{d_m} - 1 \right) = 2 * \left(\frac{0.30}{0.12} - 1 \right) = 3.0$$

Verificación:

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

reemplazando valores:

$$1.38 \leq 3.0$$

No hay problemas de deformación

d.- VERIFICACION DE ARRASTRE DE COLCHONES POR VELOCIDADES

Velocidad Crítica (vc)

fig 1: Vcr: 4.5 m/s

fig 2 Vcr: 4.9 m/s

Vcr: 4.5 m/s

Verificación:

$$V_{cr} > V_m$$

reemplazando valores:

$$4.5 > 4.1$$

No habrá arrastre - OK

e.- VERIFICACION DE EROSIÓN ENTRE EL COLCHÓN Y LA FUNDACIÓN

Velocidad entre colchón y material base.

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

donde:

S: 0.0192

n_f : 0.02 hay filtro geotextil

d_m : 0.12

V_b : 1.062 m/s

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

- En terrenos no cohesivos:

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

$V_e = 7.89$ m/s

Verificación:



$$V_b < V_e$$

reemplazando valores:

$$1.06 < 7.89$$

No habrá erosión – OK

f.- PROTECCION DE PIE DE TALUD

EROSION GENERAL : 1.00 m

Entonces para ser mas conservadores asumiremos:

Longitud Colchón = 2.00 m (Longitud comercial)

(Ver planos 03 y 04)



● PRESUPUESTO

Este tema debe de constar de lo siguientes:

- Análisis de Costos unitarios (ver anexo 04)
- Metrados (ver anexo 04)

PRESUPUESTO DE OBRA

OBRA : DEFENSA RIBEREÑA PARA LA URBANIZACIÓN SOL DE HUAMPANI

UBICACIÓN: CHOSICA - PERÚ

TIPO : GAVIÓN

CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	METRADO	C.UNIT.	COSTO	SUBTOTAL
OBRAS PROVISIONALES						
1.10	OFICINA, ALMACEN Y GUARDIANA	GLB	1	7514.97	7,514.97	
1.20	CARTEL DE OBRA INCLUYE INSTALACIÓN	GLB	1	586.66	586.66	8,101.63
TRABAJOS PRELIMINARES						
2.10	TRAZO Y NIVELACION DURANTE LA OBRA	MES	4	2325.92	9,303.67	
2.20	MOV. Y DESMOV. DE MAQU. Y EQUIPO PARA OBRA	GLB	1	6553.32	6,553.32	15,856.99
MOVIMIENTO DE TIERRAS						
3.10	ENCAUZAMIENTO DE RIO	GLB	1	4907.54	4,907.54	
3.20	DESBROCE Y LIMPIEZA	M2	9000	1.13	10,149.30	
3.30	EXCAVACION NO CLASIFICADA	M3	6735.16	7.27	48,961.48	
3.60	RELLENO PARA ESP. DE GAVIÓN CON MAT. PROPIO	M3	2499.00	1.75	4,373.32	68,391.63
GAVIÓN						
5.10	GAVIÓN CAJA 5x1x1 m MALLA 10x12 PVC	M3	1302.80	118.60	154,506.73	
5.20	GAVIÓN CAJA 5x1.5x1 m MALLA 10x12 PVC	M3	1002.00	163.77	164,093.50	
5.30	COLCHON RENO 5x2x0.3 m MALLA 6x8 PVC	M3	2004.00	109.37	219,177.89	537,778.12
FILTRO						
6.00	GEOTEXTIL	M2	5736.60	7.06	40,499.39	40,499.39

COSTO DIRECTO :	670,627.77
GASTOS GENERALES Y UTILIDADES (15.00%)	100,594.17
SUBTOTAL	771,221.93
IMPUESTO GENERAL A LAS VENTAS	138,819.95
TOTAL	910,041.88

Son: Novecientos diez mil cuarenta y uno con 88/100 Nuevos Soles



6.0 Conclusiones y Recomendaciones

- Como primera conclusión podemos afirmar y corroborar que no hay estructura creada por el hombre para su defensa, capaz de resistir los embates excepcionales de la naturaleza contra las estructuras.
- El río Rímac es uno de los ríos mas importantes de nuestro litoral nace en las alturas de Ticlio y desemboca en las costas limeñas. En su trayecto se encuentran zonas tanto rurales como urbanas precisamente en el tramo donde se esta proyectando la defensa es una zona urbana donde ya se nota rasgos muy marcados producidos por los abates del río hablador ya que el desborde de estas puede producir perdidas humanas y cuantiosos daños materiales, motivo del presente informe.
- Se han realizado los análisis estadísticos de caudales máximos anuales utilizando las pruebas del Chi cuadrado y la prueba de Bondad Kolmogorov Smirnov; de donde utilizaremos primero la prueba del Chi cuadrado para analizar la normalidad de este y se concluyo que la distribución que mas se ajusta es la del tipo Log Normal; luego se analizo con la prueba de Kolmogorov Smirnov utilizando las distribuciones Normal, Log Normal; Log Pearson III y Gumbel; de las cuales se encontró a través de este análisis que el método que mejor se ajusta es la distribución de Log Pearson III.
- Para la protección de estas zona se están proponiendo dos tipos de estructuras como son del tipo Enrocado cuyo costo directo es de 1'440,066.33 y el del tipo Gavión cuyo costo directo es de 670,627.77 nuevos soles,
- De los análisis y cálculos para comparación de los tipos de defensa propuestos en el presente informe tenemos que la estructura más económica es la de los gaviones y la mas cara él del tipo enrocado ya que esta resulta ser el 47% en costo del precio del enrocado. Como primera conclusión se debería optar desde el punto de vista económico por la estructura del tipo gavión; pero debido a los registros históricos de las características particulares de este río (transporte de sólidos en suspensión y la fuerza de arrastre), se deberá proponer la estructura del tipo Enrocado que posee características que pueden



contrarrestar la fuerza de arrastre y hacer frente a los diversos materiales que transporta en suspensión este río en particular (ver anexo 06).

- Si bien es cierto muchas de las obras colapsaran 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 esto son capaces de evacuar las aguas de filtración en los terrenos; eliminando así uno de los factores principales de inestabilidad de las mismas.
- El ambiente o ecosistema que rodea a las obras que se ejecutan en las riberas de los ríos y quebradas no se debe 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 esta al terreno.



Recomendaciones

- Se recomienda que antes que se ejecuten los trabajos de limpieza de cauce se debe realizar un levantamiento topográfico de cauce de margen a margen, con los detalles necesarios sobre todo de cómo discurre las profundidades del lecho principal y sus ramales, etc. También para evitar variar la pendiente del cauce en el exceso de corte del material colmatado de tal manera que mas adelante no produzca variaciones en la velocidad de flujo y por consecuencia una mayor socavación, Complementariamente se debe observar el rio desde una parte alta, a fin de objetivizar la tendencia de este.
- 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 de incentivar la promoción y difusión de la investigación científica orientada a la prevención y mitigación. Así como el diseño de políticas educativas que favorezcan el desarrollo, la cultura de prevención y que promueva la especialización en defensa contra los desastres en los diferentes niveles académicos
- La creación de la autoridad del río rimac con participación de entidades del gobierno central, local y la sociedad civil en su conjunto, lo cual administrara, operara, mantendrá y propondrá soluciones técnicas.
- Establecer medidas correctoras de impacto ambiental antes y después de la construcción de la obra, para mantener una mejor armonía con la naturaleza.
- Por otro lado en el momento de la recopilación de información in situ se obvian los datos hidráulicos que son los de mayor importancia para el calculo del diseño de las obras de defensa. Así mismo la información estadística hidrológica es importante, como los últimos caudales máximos, precipitaciones, sequías, etc; registrados en las quebradas y ríos, así como también el estudio de la cuenca es indispensable; conocer el régimen del río, para tener una idea



clara y fija de cómo es el comportamiento de los caudales medios mensuales a lo largo del año.

- 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.
- El dique de enrocado necesita de mantenimiento, ya que siempre sufre la acción erosiva del río, por lo que el material que lo compone es removido, o las estructuras comienzan a asentarse, por lo que sería conveniente explotar adicionalmente 15% del volumen total del enrocado para reposición, dejando este material cerca de las estructuras para ser colocado en caso de emergencia. Para lo cual, el MTC debería denunciar las canteras de explotación de material para evitar conflictos de posesión mas adelante.
- Se deberá fijar zonas de control para realizar un monitoreo para estudiar el comportamiento de las estructuras, como el tamaño de aquellas piedras que han sido removidas y la magnitud de los asentamiento para considerarlos como parámetros a seguir en la actividad de mantenimiento.



7.0 Bibliografía

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.

HYDROLOGIC ENGINEERING CENTER, 1997, HEC-RAS, River Analysis System, Hydraulic Reference Manual, versión 3.0, Mar. 2001.

KUROIWA ZEVALLOS, Julio; CAMPAÑA TORO, Roberto; CURSO DE TITULACION 2003.

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

MANSEN VALDERRAMA, ALFREDO; Problema en el manejo de Quebradas; Diseño de Obras Hidráulicas publicado por el ACI, Capitulo de Estudiantes, Universidad Nacional de Ingeniería, Noviembre 1994.

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

OFICINE MACCAFERRI S.P.A, Gaviones Y Colchones Reno De Alta Resistencia; Febrero 1988.

OFICINE MACCAFERRI S.P.A, Estructuras Flexibles En Gaviones Y Especificaciones Técnicas De Gaviones; Enero 1990.

RODRÍGUEZ ZUBIATE, EDGAR; Diseño De Revestimientos Con Enrocado; Universidad Nacional De Ingeniería, Facultad De Ingeniería Civil - Imefen – Cismid; Mayo 2003.

SÚAREZ DÍAZ, JAIME; Deslizamientos y Estabilidad de taludes en Zonas Tropicales, Universidad Industrial de Santander Bucaramanga Colombia, 2000

VEN TE CHOW; Hidráulica de Canales Abiertos; Editorial Diana, México, 1986.