

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



DEFENSAS RIBEREÑAS EN EL RIO CHILLON

TRAMO: PUENTE PANAMERICANA – PUENTE INCA

INFORME DE SUFICIENCIA

Para Optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

EDUARDO CESAR HUACOTO DIAZ

PROMOCION 1997 - II

LIMA - PERU

INDICE

- **Lista de Cuadros**
- **Lista de Figuras**
- **Lista de Tablas**
- **Lista de Símbolos**
- **Lista de Planos**
- **INTRODUCCION**

CAPITULO I : CARACTERÍSTICAS DEL RIO CHILLON EN EL TRAMO DE ESTUDIO

1.1 Tramo en Estudio	01
1.2 Morfología	01
1.3 Topografía y Vegetación	04
1.3.1 Fisiografía	04
1.3.2 Geología	05
1.3.3 Regiones Geográficas	06
1.3.4 Ecología	06
1.4 Meteorología	07
1.4.1 Temperatura	07
1.4.2 Precipitación Pluvial	07
1.5 Suelos	10
1.5.1 Series, Perfiles y Salinización	10
1.5.2 Granulometría del Material del Lecho del Río Chillón	11
1.5.3 Estimación del Coeficiente de Rugosidad "n"	11
1.6 Inundaciones	13
1.6.1 Generalidades	13
1.6.2 La Inundación del 15 de Marzo del 2001	14
1.7 Canteras	15
1.7.1 Generalidades	15
1.7.2 Ubicación	16

CAPITULO II : ANÁLISIS HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

2.1 Cuenca del Río Chillón	17
2.2 Análisis de Descargas del Río Chillón	19
2.3 Determinación de Máximas Avenidas en el Río Chillón	23
2.3.1 Generalidades	23
2.3.2 Distribución Gumbel	24
2.3.3 Prueba de Ajuste de distribución empírica a distribución Gumbel por el método de Kolmogorov-Smirnov	28
2.3.4 Aplicación de la Distribución Gumbel	33
2.4 Caudal de Diseño	34
2.5 Calculo de Socavación General	40

CAPITULO III ESTUDIO DE TRANSITO DE AVENIDAS POR EL RIO CHILLON

3.1 Generalidades	48
3.2 Transito de avenidas	48
3.3 Determinación del Perfil del Flujo	50
3.3.1 Generalidades	50
3.3.2 Aplicación del Programa HEC-RAS 2.2	54
3.4 Vulnerabilidad del tramo de estudio	64

CAPITULO IV : PROPUESTA DE PROTECCIÓN DE RIBERAS

4.1 Protección Existentes	66
4.2 Diques de Encauzamiento	67
4.3 Ancho de Encauzamiento	69
4.4 Diseño de la Sección del Dique con Enrocado de Protección	72
4.4.1 Calculo de la altura del Dique	72
4.4.2 Ancho de Corona	74
4.4.3 Pendiente de Talud del Dique	75
4.4.4 Tamaño de Roca para enrocado	75

4.4.5 Profundidad de la uña del enrocado	80
4.4.6 Material de Filtro	81
4.4.7 Análisis de Estabilidad	84
4.4.7.1 Estabilidad de Taludes	84
4.4.7.2 Estabilidad del enrocado	97
4.5 Metrados	102
4.5.1 Movimiento de Tierras	102
4.5.2 Enrocado de Protección	104
4.5.3 Filtro	105
4.6 Análisis de Costos Unitarios	106
4.7 Presupuesto	111

CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones	112
Recomendaciones	115
Bibliografía	116

ANEXO

- Panel Fotográfico
- Planos

RELACION DE CUADROS

CAPITULO I

Cuadro N° 1.1	Pendiente	03
Cuadro N° 1.2	Precipitación y Temperatura promedio mensual	08

CAPITULO II

Cuadro N° 2.1	Estaciones de aforo del Río Chillón	19
Cuadro N° 2.2	Caudales Máximos y Mínimos diarios del Río Chillón	20
Cuadro N° 2.3	Descarga mensual del Río Chillón	22
Cuadro N° 2.4	Valores de Y_n y σ_n	26
Cuadro N° 2.5	Prueba de Ajuste de Distribución Empírica a Distribución Gumbel por el método de Kolmogorov-Smirnov	29
Cuadro N° 2.6	Máximas Avenidas vs. Periodo de retorno	33
Cuadro N° 2.7	Caudal de Diseño vs. Periodo de retorno	38
Cuadro N° 2.8	Valores del coeficiente β	44
Cuadro N° 2.9	Coeficiente de Contracción μ	45
Cuadro N° 2.10	Valores de X y $1/(1+X)$ suelos no cohesivos	46

CAPITULO III

Cuadro N° 3.1	Área afectadas debido al desborde	65
Cuadro N° 3.2	Salida de HEC – RAS $Q= 162$ m ³ /s.	60
Cuadro N° 3.3	Salida de HEC – RAS $Q= 183$ m ³ /s.	61
Cuadro N° 3.4	Salida de HEC – RAS $Q= 231$ m ³ /s.	62
Cuadro N° 3.5	Tirante en el río Chillón para diferentes periodos de retorno	63

CAPITULO IV

Cuadro N° 4.1	Borde Libre	73
Cuadro N° 4.2	Borde libre calculado	73
Cuadro N° 4.2 ^a	Ancho de Corona	74
Cuadro N° 4.3	Factores de seguridad mínimos	89
Cuadro N° 4.4	Valores de Parámetros de suelo γ , ϕ y c	89
Cuadro N° 4.5	Análisis de estabilidad del taludes sin sismo	95
Cuadro N° 4.6	Análisis de estabilidad del taludes con sismo	96
Cuadro N° 4.7	Resumen metrados de movimiento de tierras	103
Cuadro N° 4.8	Metrados de enrocado de protección	103

RELACION DE FIGURAS

CAPITULO I

Figura N° 1.1	Ubicación del área de estudio	02
Figura N° 1.2	Estaciones Pluviométricas	09
Figura N° 1.3	Curva Granulométrica del Lecho del Río Chillón	12

CAPITULO II

Figura N° 2.1	La Cuenca del Río Chillón	18
Figura N° 2.2	Riesgo de Falla	35

CAPITULO III

Figura N° 3.1	Método estándar por etapas	52
Figura N° 3.2	Ecuación de la Energía	55
Figura N° 3.3	Variación del tirante en el tramo de estudio	59

CAPITULO IV

Figura N° 4.1	Tipo de Diques de tierra – Sección Homogénea	68
Figura N° 4.2	Tipo de Diques de tierra – Sección Mixta	68
Figura N° 4.3	Probabilidad de Moverse la Piedra vs. τ_c/τ	79
Figura N° 4.4.1	Detalle de Enrocado – Tipo I	82
Figura N° 4.4.2	Detalle de enrocado – Tipo II	83
Figura N° 4.5	Método de Bishop Modificado	85
Figura N° 4.6	Zonificación del Coeficiente “ k “	88
Figura N° 4.7	Estabilidad de talud aguas arriba-Fin construcción	91
Figura N°4.8	Estabilidad de talud aguas abajo-Fin construcción	92
Figura N°4.9	Estabilidad de talud aguas arriba-caudal máximo	93
Figura N°4.10	Estabilidad de talud aguas arriba vaciado rápido	94
Figura N°4.11	Análisis de estabilidad del enrocado	98

RELACION DE TABLAS

CAPITULO II

Tabla N° 2.1	Valores críticos de Kolmogorov-Smirnov	31
Tabla N° 2.2	Periodos de retorno para estructuras hidráulicas	36

RELACION DE SIMBOLOS

m	Metros.
n	Coefficiente de Rugosidad de Manning
s	Segundos
t	Toneladas
%	Porcentaje
Kg	Kilogramos
mm	Milímetros
Ha	Hectáreas
°C	Grados Centígrados
	Litros
Km	Kilómetros
Km ²	Kilómetros cuadrados
Q _{max}	Caudal Máximo
p	Pies
p/s	Pies por segundo
m ³ /s	Metros cúbicos por segundo
m/s ²	Metros por segundo al cuadrado
Dm	Diámetro medio
msnm	Metros sobre el nivel del mar

RELACION DE PLANOS

Plano N° PP-01	Plano de Planta y Perfil Longitudinal
Plano N° ST-01	Plano de Secciones Transversales
Plano N° DT-01	Plano de Detalles de la estructura de Protección

RELACION DE FOTOS

- Foto 1 Desnivel marcado entre el cauce del río y la zona urbana-San Diego.
- Foto 2. Falla del muro de colegio producido por la inundación
- Foto 3. Material sólido depositado Parque altura calle Virgen de Guadalupe
- Foto 4. Iglesia en calle Copacabana – obsérvese la marca del máximo nivel de agua alcanzado.
- Foto 5. Acumulación del material sólido frente a la fisura del dique
- Foto 6. Abertura de emergencia para desaguar el área de inundación.
- Foto 7. Estrangulamiento del cauce – Puente Inca
- Foto 8. Zona Critica de Inundación

INTRODUCCION

Durante todo el trayecto del Río Chillón existen numerosas áreas tanto urbanas como agrícolas asentadas en la ribera del río haciéndolas vulnerable a un posible desborde de sus aguas ocasionando desastres humanos y materiales.

Justamente el área que está más expuesta es la parte baja de la cuenca del río Chillón; es decir el área en estudio del presente informe tramo: Puente Panamericana-Puente Inca, un tramo aproximado de 5 Km, anteriormente se han realizado trabajos de construcción de diques y gaviones pero que como es común en nuestro medio no se le ha dado el mantenimiento y seguimiento respectivo hoy en día se hallan destruidos poniendo en peligro a las áreas contiguas al río Chillón.

La finalidad del presente informe es proponer una estructura de protección óptima para este tramo, y que cumplan para una determinada avenida de diseño y un tiempo de retorno razonable de acuerdo a su propósito.

Espero que el presente trabajo sea un aporte para el mejor conocimiento de las posibles inundaciones que podrían ocurrir y así poder mitigar los daños ocasionados.

CAPITULO I

CARACTERÍSTICAS DEL RIO CHILLON EN EL TRAMO PUENTE PANAMERICANA – PUENTE INCA

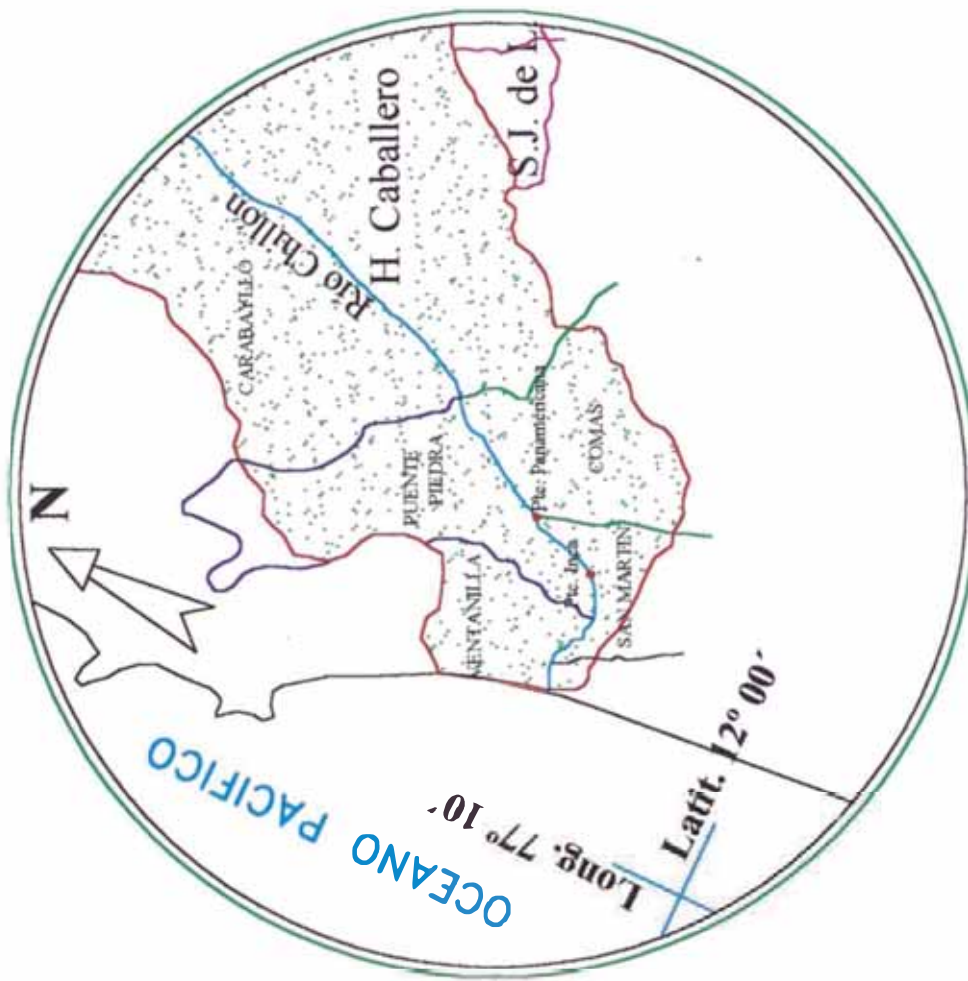
1.1 TRAMO DE ESTUDIO

El tramo de estudio de Defensa Ribereña materia de este informe se encuentra comprendido entre el cruce del Río Chillón con la vía Panamericana (Puente Panamericana) y el punto sobre el cauce del río denominado Puente Inca; El tramo en estudio materia del informe se encuentra ubicado en el distrito de San Martín de Porres, teniendo un recorrido aproximadamente de 5 Km sobre el eje del río. Este tramo sobre el trayecto del río Chillón es la más importante por ser la que registra la mayor cantidad de inundaciones por la geometría del cauce y las consideraciones altimétricas con relación a la zona urbana, por ende la zona más vulnerable.

Se muestra la ubicación en la figura N°1.1

1.2 MORFOLOGIA

Para el presente informe y de acuerdo a la topografía de la zona se llego a la conclusión de dar una pendiente promedio al tramo comprendido Puente Panamericana – Puente Inca como se muestra en el Cuadro N°



UBICACION DEL AREA DE ESTUDIO

FIGURA N° 1,1

1.1 La Pendiente en el tramo en estudio Puente Panamericana – Puente Inca.

**CUADRO Nº 1.1
PENDIENTE**

TRAMO	PENDIENTE (%)
Pte. Panamericana – Puente Inca	1.3

El sector afectado por las inundaciones, en la zona de San Diego, se encuentra en el tramo comprendido entre el Puente Panamericana y el Puente Inca. A lo largo de este tramo el cauce natural del río Chillón ha sido estrechado debido a diferentes intervenciones efectuadas por el hombre principalmente para fines de vivienda y agricultura. Se tiene así que el ancho natural, de aproximadamente 250 m, ha sido reducido a valores que varían entre los 30 m a 60 m.

Estas alteraciones han producido importantes cambios morfológicos en el río tales como la agradación. Debido a este fenómeno las cotas del cauce se han elevado, haciendo que actualmente el fondo del río se encuentre por encima del nivel de las calles de la urbanización San Diego.

1.3 TOPOGRAFIA Y VEGETACION

1.3.1 FISIOGRAFÍA

El relieve general de la cuenca es el que caracteriza a prácticamente la mayoría de los ríos de la vertiente occidental, es decir una hoya hidrográfica alargada, de fondo profundo y quebrado y de pendiente fuerte; presenta una fisiografía escarpada y abruptas, cortada por quebradas de fuerte pendiente y estrechas gargantas. La cuenca se encuentra limitada por cadenas de cerros que en dirección hacia aguas abajo muestran un descenso sostenido del nivel de cumbres.

En el tramo en estudio se observa la siguiente geomorfología:

Faja costera : Angosta y relativamente plana; se extiende desde el mar hasta la base del macizo andino. Esta forma presenta dos rasgos fisiográficos típicos:

- i) **Valle costero:** de topografía plana. Se desarrolla en la parte más baja del río, interrumpidos por montes-islas diseminados. Litológicamente consiste en material aluvial grosero o rellenos aluviales finos.
- ii) **Planicie costera:** en esta denominación se agrupan fisiografías conocidas como pampas de relieve plano e inclinado, cuya constitución esta ligada a procesos eólicos.

1.3.2 GEOLOGÍA

Desde el punto de vista geológico se considera que la cuenca tuvo inicialmente una ubicación en forma longitudinal a la actual cordillera de los andes, depositándose en ella sedimentos de procedencia marina y continental. Posteriormente estos fueron modificándose por efectos tectónicos como consecuencia del emplazamiento del Batolito de la Costa y de los procesos orogénicos y epirogénicos que generaron fuerzas de tensión y compresión, cuya evidencia constituye el levantamiento de la cordillera de los Andes y las estructuras geológicas resultantes, tales como fallas, pliegues, sobreescurrecimientos, etc. Estas cadenas de montañas resultantes fueron erosionadas antes que se depositaran las capas rojas y conglomerados terciarios, así como las lavas y los piroclastos terciarios y cuaternarios, habiéndose alcanzado por procesos de relleno y asentamiento la nivelación casi completa de la región. De la deformación de estos sedimentos se produjo un sundo sistema de cordilleras, que es el paisaje actual.

Las rocas en la zona de estudio son clasificadas como sedimentarias (calizas, limolitas, lodolitas, lutitas, arcillas y conglomerados), intrusivas (granitos, granodioritas, dioritas y tonalitas), volcánicas (tufos, derrames, aglomerados, andesitas, basaltos, riolitas, cenizas), metamórficas (cuarcitas, pizarras, esquistos, filitas y marmoles). La edad de las rocas está comprendida desde el paleozoico al cuaternario creciente.

En términos generales, la mineralización está representada principalmente por especies minerales de plomo, plata, cobre y antimonio. En cuanto a depósitos no metálicos se destacan las calizas, yesos y materiales de construcción.

1.3.3 REGIÓN GEOGRÁFICA

Según la clasificación del Dr. Pulgar Vidal, el tramo en estudio pertenece a la Región Chala; comprendida entre los 0 y los 450 m.s.n.m. estrecha faja desértica que se extiende hasta aproximadamente 40 Km, y en la que se hallan comprendidos Puente Piedra, Carabaylo, San Martín de Porres, Los Olivos, Caudivilla, Chocas, Caballero y Trapiche.

1.3.4 ECOLOGÍA

El tramo en estudio pertenece al Piso bajo, que se halla localizado entre cero y los 1,000 msnm. Su topografía es plana y con ligeras pendientes. Nace en la deyección del río y acaba donde se entronca con el piso intermedio de la cuenca.

Ecológicamente cubre formaciones desierto sub-tropical y matorral desértico sub-tropical. En términos de la clasificación del Dr. Pulgar Vidal abarca la región Chala.

En este piso se percibe con nitidez los espacios urbanos, periurbanos y los rurales. Los primeros están integrados a Lima Metropolitana, los

últimos cubren campos de cultivo y zonas eriazas sobre todo a partir del Km 22 de la carretera a Canta.

1.4 METEOROLOGIA

1.4.1 TEMPERATURA

La temperatura varía durante el año. En la zona de estudio se alcanza un promedio anual de 18.5 °C, correspondiendo los valores más altos (28 °C) a los meses de verano y los valores más bajos (14 °C) a la temporada invernal.

1.4.2 PRECIPITACIÓN PLUVIAL

La precipitación pluvial se estima a 250 mm anuales, La franja del litoral está influenciada por la condensación de las neblinas invernales de la costa (junio-agosto) procedentes del Océano Pacífico.

Las lluvias tienden a ser más intensas a medida que la altitud se incrementa.

El régimen estacional de las lluvias es el esperado para la vertiente del Pacífico. El año consta de una época húmeda que se inicia en el mes de diciembre y concluye en marzo, y una seca que comienza en junio y termina a mediados de setiembre, siendo los demás meses transicionales entre las dos épocas, como se puede apreciar en el siguiente Cuadro N ° 1.2

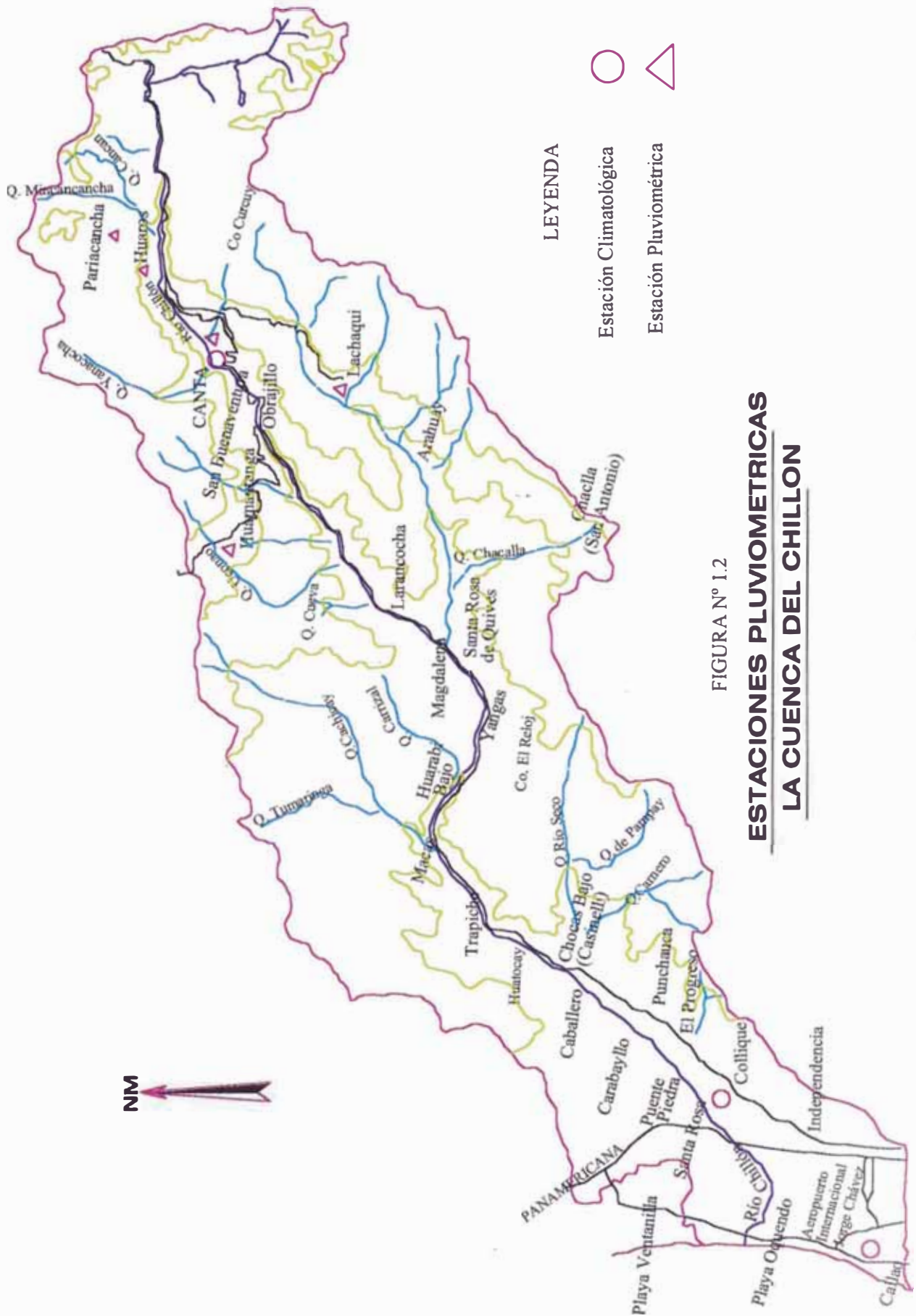
CUADRO N° 1.2**ESTACION CANTA**

LATITUD SUR (11° 30') , LONGITUD OESTE (76° 30'), ALTITUD (2,832 msnm)
**PRECIPITACION Y TEMPERATURA PROMEDIO MENSUAL
 DE CANTA EN LOS AÑOS 1984-1998**

MES	PRECIPITACION (mm)	TEMPERATURA °C
Enero	75.50	13.40
Febrero	75.10	13.20
Marzo	92.80	13.00
Abril	33.20	13.50
Mayo	1.70	14.10
Junio	0.00	13.80
Julio	0.00	14.00
Agosto	0.20	13.90
Setiembre	6.90	14.10
Octubre	16.70	13.80
Noviembre	9.70	13.50
Diciembre	43.80	13.30

FUENTE: SENAMHI

La lámina precipitada promedio total anual es de 258 mm. En el año seco 1967 / 68 de 164 mm y en el año húmedo de 1972 / 73 fue de 333 mm. Es conocido que la precipitación en Lima, y en general en gran parte de la costa peruana, tiene su origen en los estratos y estratocúmulos. Lima es cubierta en la generalidad de los días, por un gran manto blanco entre el mes de abril y octubre. En la figura N° 1.2 se indica la ubicación de estaciones pluviométricas.



LEYENDA

○ Estación Climatológica

△ Estación Pluviométrica

FIGURA N° 1.2

ESTACIONES PLUVIOMETRICAS

LA CUENCA DEL CHILLON

1.5 SUELOS

1.5.1 SERIES, PERFILES, SALINIZACIÓN

Por su naturaleza los suelos que existen son aluviales en las áreas de valle, coluviales en áreas de quebradas, aluvio-coluviales y eólicos en las pampas y residuales en las áreas de laderas y zonas de montaña.

En el tramo, presenta los mejores suelos de la cuenca; correspondiendo la mayor cantidad (30%) a la serie Chillón de origen aluvial la que presenta suelos de textura que va de franco a franco arcillo arenoso, profundos, de reacción ligeramente alcalina, fertilidad media a alta, buen drenaje y salinidad baja.

Existe problema de salinidad ya sea incipiente o evidente, debido fundamentalmente al drenaje deficiente. Un gran porcentaje de estas tierras, que se encontraban cerca de la actual carretera Panamericana, han sido urbanizadas.

Algunas áreas localizadas en ambas márgenes del río sufren una acción erosiva que socava las tierras adyacentes al río (riberas) siendo necesaria una protección adecuada y en otros lugares, es depositado material de desecho (basurales, desmontes) alterando sus características originales. No existen políticas de manejo y conservación de riberas.

1.5.2 GRANULOMETRÍA DEL MATERIAL DEL LECHO DEL RÍO CHILLÓN

Para el tramo en estudio, se ha encontrado partículas diversas, tales como: cantos rodados, guijarros, gravas, arenas y algunos finos; cuyos diámetros varían entre los 450 mm y los 0.074 mm.

Los ensayos de laboratorio para granulometría de material fino no se llevaron a cabo, por no ser indispensable su realización.

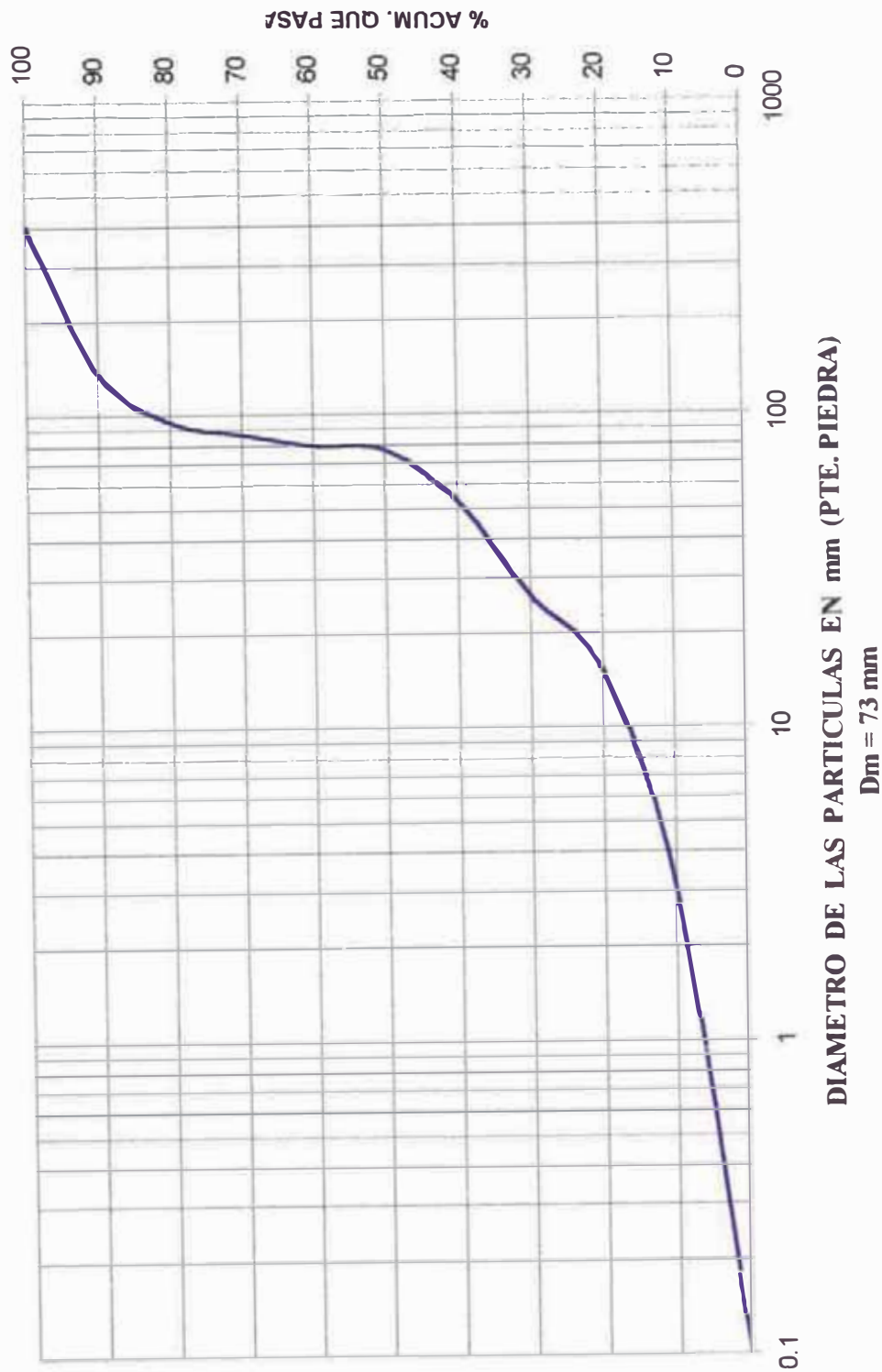
Para el trazado de las curvas granulométricas del material de lecho, se tomó una serie de 8 muestras de material de río; que luego fueron tamizadas en el Laboratorio de Mecánica de Suelos. La curva granulométrica se muestra en la figura N° 1.3

1.5.3 ESTIMACIÓN DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD “ n ” DE MANNING

El coeficiente de rugosidad está 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 del flujo dependen del valor del coeficiente de rugosidad.

Una fórmula muy usada para el cálculo de las velocidades del flujo y de los niveles de agua es la fórmula de Manning cuyo coeficiente de rugosidad se especifica como “n”.

GRANULOMETRIA DEL LECHO - RIO CHILLON



DIAMETRO DE LAS PARTICULAS EN mm (PTE. PIEDRA)

Dm = 73 mm

FIGURA N° 1.3

Los valores de “n”, para distintos materiales, se encuentran en tablas; del libro Hidráulica de Canales Abiertos, de Ven Te Chow, se ha encontrado lo siguiente:

Para cauces con fondo de gravas, cantos rodados y algunas rocas:

	mínimo	normal	máximo
“n”	0.030	0.040	0.050

Siguiendo las recomendaciones que dan los libros y sobre todo de la visita de campo en la que se constató el tipo de material que forma el lecho y las márgenes del río, se adoptará un “n” promedio de 0.045.

1.6 INUNDACIONES

1.6.1 GENERALIDADES

Las inundaciones son fenómenos naturales, frecuentes en las cuencas hidrográficas del territorio peruano. La frecuencia con que ocurren estos fenómenos en la mayoría de los ríos de nuestro país y el constante crecimiento de los daños ocurridos por ellos, nos conducen hacia la búsqueda de ciertas soluciones para por lo menos reducir los efectos destructivos que traen consigo.

Los daños debido a las inundaciones tienen la tendencia de incrementarse en número y costo de acuerdo al desarrollo socio-económico. Este desarrollo esta relacionado con el crecimiento urbano,

industrial, ampliación de áreas agrícolas, etc., desarrollo que ocurre generalmente en las llanuras de inundación.

1.6.2 LA INUNDACIÓN DEL 15 DE MARZO DEL 2001

En el río Chillón uno de los tramos más vulnerable a inundaciones es el comprendido entre el Puente Panamericana – Puente Inca, En este tramo existen muchas urbanizaciones asentadas muy cerca al río. En la zona de San Diego peligrosamente el fondo del cauce se encuentra por encima del nivel promedio de la urbanización.

Precisamente En la madrugada del 15 de marzo del 2001 se presentó en el río Chillón un caudal aproximado de entre 40 m³/s y 60 m³/s, y el agua se desbordó por la margen izquierda a la altura de parque Virgen de Guadalupe de la urbanización San Diego, por falla de las defensas ribereñas.

Como consecuencia, las aguas ingresaron a la zona urbana y debido a la características topográficas del sector se produjo el embalsamiento de las aguas que originó la inundación permanente de un gran sector de viviendas, alcanzándose en algunas zonas una profundidad de aguas cercano a los 4 m.

1.7 CANTERAS

1.7.1 GENERALIDADES

Para la elección y ubicación de la cantera se debe tener presente los siguientes criterios:

- 1.-La naturaleza de la roca.
- 2.-Acceso y medios de comunicación.
- 3.-Volumen de roca existente
- 4.-Factibilidad de la extracción.

1.-**Naturaleza de la roca**; son deseables que presente las siguientes características:

- a.-Homogeneidad, compacidad y uniformidad.
- b.-Inexistencia de agrietamientos.
- c.-Impermeabilidad.
- d.-Buen peso específico.

2.-**Acceso y medios de comunicación**; el acceso adecuado lo proporciona la proximidad a la carretera existente y la comunicación implica la conexión de la cantera con el tramo de estudio.

3.-**Volumen de roca existente**; se puede apreciar visualmente la afloración de roca en un área que puede satisfacer la demanda, considerando una distancia promedio.

4.-Factibilidad de la extracción; esta sometida a los requerimientos de tamaño que a su vez depende del diaclasamiento de la roca; a que puede observarse directamente o bien en secciones delgadas con el uso de microscopio

Otro factor que condiciona la factibilidad de la extracción es un prudencial alejamiento de la zona poblada.

1.7.2 UBICACIÓN

Para la ubicación de canteras se realizó observaciones por los cerros más próximos en la zona del tramo de estudio situado en la margen derecha del río a distancias variables. Encontramos pizarras, areniscas y calizas muy intemperizados, con nula utilidad, esta conclusión la corrobora El Mapa Geológico de la Carta Nacional, que muestra una gran heterogeneidad geológica en la zona.

En la margen derecha del río se ubica una cadena de cerros que siguen una orientación divergente con la del río chillón, a medida que avanza hacia la desembocadura, dicha cadena la podemos identificar fácilmente porque en sus faldas se encuentra la avenida Tupac Amaru y la carretera a canta frente al kilómetro 28 de esta se ubica la cantera que reúne las exigencias ya detalladas anteriormente.

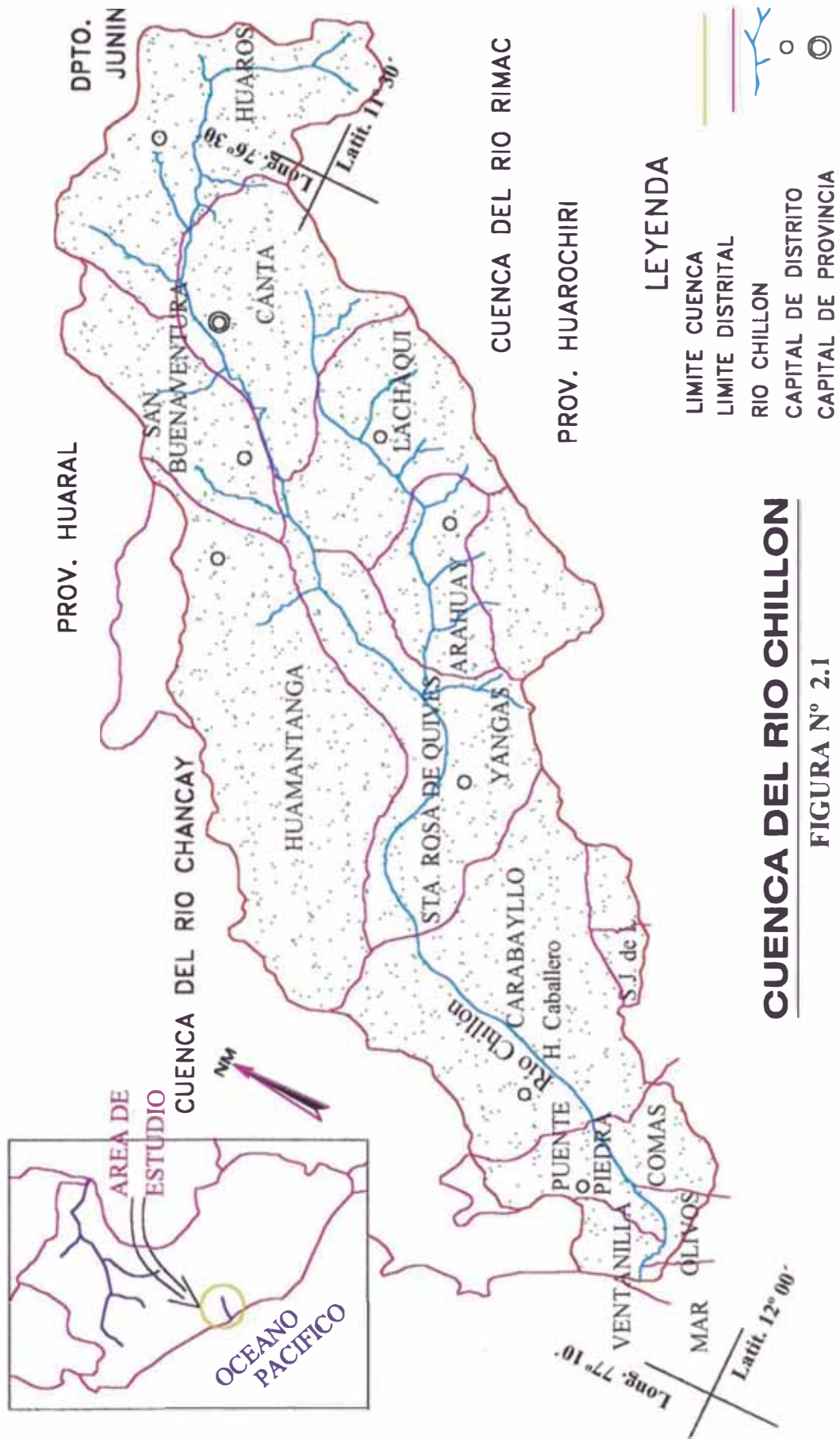
CAPITULO II

ANÁLISIS HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

2.1 CUENCA DEL RIO CHILLON

La cuenca del río Chillón se halla comprendida entre las coordenadas geográficas $76^{\circ} 20'$ y $77^{\circ} 10'$ de Longitud Oeste y $11^{\circ} 20'$ y $12^{\circ} 00'$ de Latitud Sur. Políticamente se halla ubicada en el Departamento de Lima, ocupando las Provincias de Lima y Canta. Limita por el Norte con la cuenca del río Chancay- Huaral, por el Sur con la cuenca del río Rímac, por el Este con la cuenca del río Mantaro y por el Oeste con el Océano Pacífico.

Esta cuenca una de las tres sobre las que se asienta Lima Metropolitana, está ubicada a 20 km de distancia del centro de la capital con dirección norte, la que abarca toda la provincia de Canta y a los distritos de Carabaylo, Puente Piedra, Ventanilla, parte de Comas, Los Olivos y San Martín de Porres pertenecientes a la provincia de Lima, como se aprecia en la figura N° 2.1



2.2 ANALISIS DE DESCARGAS EN EL RIO CHILLON

El río Chillón cuenta con 6 estaciones de aforo: Pariacancha, Obrajillo, Larancocha, Puente Magdalena, Puente Huarabí y Desembocadura.

CUADRO N° 2.1

ESTACIONES DE AFORO DEL RIO CHILLON

ESTACION	ALTITUD (msnm)	LAT.	LONG.	TIPO	AREA (Km ²)	ESTADO
Desembocadura	20	11° 56'	77° 08'	HL	2310	68-79
Pte. Huarabí	800	11° 40'	76° 52'	HL	1358	18-47
Pte. Magdalena	950	11° 42'	76° 51'	HG	1241	47-Presente
Larancocha	1,181	11° 41'	76° 48'	HG	1192	66-Presente
Obrajillo	2,700	11° 27'	76° 38'	HG	355	68-Presente
Pariacancha	3,700	11° 24'	76° 31'	HL	122	68-75

HL: Limnimétrica

HG: Limnigráfica

La estación más importante es la ubicada en el Puente Magdalena, situada a una altitud de 950 m.s.n.m y con una cuenca de recepción de 1,241 Km². Para los estudios de caudales se tomaron en cuenta los caudales medidos en esta estación.

La descarga máxima registrada en Puente Magdalena ocurrió el año 1965 y fue de 180.13 m³/s. ; La descarga media anual en registro que va desde 1919 a 1998 ha sido de 8.97 m³/s.

CUADRO N° 2.2
 ESTACION PTE. MAGDALENA
 LATITUD SUR(11°42'), LONGITUD OESTE(76°51'), ALTITUD (950 msnm)
CAUDALES MÁXIMOS Y MINIMOS DIARIOS (m³/s) DEL RIO CHILLON

Año	Q Máx.	Q Mín.	Año	Q Máx	Q Mín.
1919/20	72.000	1.520	1935/36	52.400	1.020
1920/21	75.000	0.925	1936/37	39.300	1.000
1921/22	71.000	0.800	1937/38	67.200	0.605
1922/23	68.000	1.600	1938/39	83.700	0.740
1923/24	56.000	1.320	1939/40	63.700	0.820
1924/25	96.800	0.950	1940/41	79.350	0.940
1925/26	65.100	1.580	1941/42	91.850	1.200
1926/27	19.000	1.850	1942/43	71.520	1.000
1927/28	50.000	1.350	1943/44	81.090	1.600
1928/29	76.500	1.580	1944/45	43.250	0.700
1929/30	52.600	1.100	1945/46	112.000	0.900
1930/31	43.600	1.340	1946/47	42.450	0.600
1931/32	75.000	1.100	1947/48	45.000	0.499
1932/33	153.700	1.100	1948/49	107.000	1.200
1933/34	83.700	1.100	1949/50	70.000	0.850
1934/35	136.200	1.096	1950/51	85.000	1.364

FUENTE: SENAMHI

Año	Q Máx	Q Min	Año	Q Máx	Q Min
1951/52	70.000	1.200	1975/76	42.500	1.390
1952/53	78.200	1.200	1976/77	65.450	1.280
1953/54	50.700	1.280	1977/78	30.100	1.000
1954/55	120.000	1.520	1978/79	47.480	0.870
1955/56	49.500	0.900	1979/80	32.710	0.395
1956/57	40.200	0.390	1980/81	35.100	0.600
1957/58	38.560	0.650	1981/82	28.400	0.500
1958/59	72.330	1.255	1982/83	20.000	1.100
1959/60	28.530	0.300	1983/84	30.300	0.400
1960/61	28.800	0.698	1984/85	28.000	2.040
1961/62	40.000	0.579	1985/86	30.000	0.700
1962/63	42.840	0.475	1986/87	35.000	0.500
1963/64	36.000	0.420	1987/88	29.000	0.450
1964/65	180.130	0.498	1988/89	47.000	1.000
1965/66	60.280	0.204	1989/90	38.000	0.360
1966/67	130.310	0.256	1990/91	31.000	0.500
1967/68	20.420	0.413	1991/92	36.000	0.400
1968/69	35.240	0.352	1992/93	29.200	0.250
1969/70	150.180	0.352	1993/94	27.100	0.300
1970/71	56.900	0.765	1994/95	35.200	0.240
1971/72	180.000	0.765	1995/96	30.300	1.100
1972/73	49.600	1.400	1996/97	31.200	0.300
1973/74	s/d	1.352	1997/98	70.000	0.700
1974/75	98.520	1.500			

FUENTE: SENAMHI

Al igual que la mayoría de los ríos de la costa presenta un régimen de descarga irregular y de carácter torrencioso, con una diferencia bien marcada entre sus valores extremos.

Existe un fuerte descenso de la disponibilidad de agua durante una larga temporada que se conoce como período de estiaje que tiene una duración media de 7 meses (mayo-diciembre), siendo de sólo el 17% el volumen descargado, lo que obliga al uso del agua subterránea principalmente en la parte baja. El período de avenida tiene una duración media de 2.5 meses (enero - abril) y se descarga el 58% del volumen total. Existen dos períodos transicionales (abril-mayo y diciembre-enero) con duraciones medias de 1 y 1 1/2 meses y un volumen descargado de 14 y 11% respectivamente, como se puede apreciar en el cuadro N° 2.3.

CUADRO N° 2.3
DESCARGA MENSUAL, DEL RIO CHILLON (1980 - 1998)
Estación Pte. Magdalena - SENAMHI

MESES	DESCARGA MENSUAL (m³/s)
Enero	19.96
Febrero	24.18
Marzo	30.84
Abril	16.13
Mayo	6.31
Junio	3.07
Julio	2.52
Agosto	1.83
Setiembre	1.70
Octubre	1.92
Noviembre	2.46
Diciembre	4.95
PROMEDIO	8.97

A partir de mayo la descarga empieza a disminuir coincidiendo con la finalización de la temporada de lluvias en la sierra, alcanzando los niveles más bajos en el mes de septiembre cuando la disponibilidad es mínima; en tanto que la descarga máxima se da entre los meses de febrero y marzo, provoca a veces inundaciones en la parte baja.

2.3 DETERMINACION DE MÁXIMAS AVENIDAS EN EL RIO CHILLON

2.3.1 GENERALIDADES

La determinación de máximas avenidas nos permite tener valores de diseño en obras de derivación, vertederos de demasías, muros de encauzamiento el cual es el caso del presente estudio y otras obras. Para la determinación de las máximas avenidas se puede contar con los siguientes métodos como son:

- Métodos Empíricos.
- Formulas Empíricas.
- Métodos Estadísticos
- Métodos de Análisis del Hidrograma.

Para la determinación de máximas avenidas en el presente estudio se usara el método estadístico, estos son aplicables a rios con registros de

caudales máximos, para ello se selecciona un valor máximo para cada año del registro. Para producir resultados útiles se debe usar una serie de datos de valores de caudales máximos instantáneos de longitud de registro suficientemente largo.

El cálculo se hace mediante un análisis de frecuencia que define el suceso posible de ocurrir por término medio una vez cada cierto intervalo de años, conocido como “ periodo de retorno”. Este se define como el intervalo promedio de años entre la ocurrencia de una avenida de magnitud especificada y una avenida igual o mayor. Se puede calcular como la inversa de la probabilidad de que un valor dado sea igualado o superado en el periodo de análisis.

2.3.2 DISTRIBUCIÓN GUMBEL

Ven Te Chow ha encontrado que estas distribuciones pueden expresarse en la forma:

$$Y = Y_M + K \sigma_y$$

Donde:

Y: caudal con una probabilidad dada

Y_M : media de la serie de caudales pico

σ_y : desviación estándar de la serie

K: Un factor de frecuencia definido por cada distribución. Es una función del nivel de probabilidad asignado a Y.

La ley de Gumbel está dada por la expresión:

$$P = 1 - e^{-e^{-y}}$$

P: Probabilidad de que un valor x sea igualado o excedido

Y: Variable reducida, dada por la expresión:

$$y = a(x - u)$$

u: Moda de la distribución

a: Parámetro de dispersión

Para una muestra de tamaño finito, Gumbel encontró que:

$$u = X_M - \sigma_X y_n / \sigma_n$$

$$a = \sigma_n / \sigma_X$$

y_n : Valor medio esperado de la variable reducida

σ_n : Desviación estándar de la variable reducida

También que y_n , σ_n , son funciones sólo del tamaño de la muestra.

CUADRO N° 2.4VALORES DE Y_n Y σ_n

n	20	30	40	50	100	200
Y_n	0.52	0.54	0.54	0.55	0.56	0.57
σ_n	1.06	1.11	1.14	1.16	1.21	1.24

reemplazando valores:

$$y = ax - au = \sigma_n / \sigma_X X - \sigma_n / \sigma_X (X_M - \sigma_X y_n / \sigma_n)$$

$$= \sigma_n / \sigma_X X - \sigma_n / \sigma_X X_M + y_n$$

$$\sigma_n / \sigma_X X = \sigma_n / \sigma_X X_M + y - y_n$$

$$X = X_M + \sigma_X (Y - y_n) / \sigma_n \dots\dots\dots (2.1)$$

$$X = X_M + K\sigma_X \dots\dots\dots (2.2)$$

Con la ecuación 2.2 es posible hallar los caudales con largos períodos de recurrencia (avenida centenaria, avenida milenaria, avenida diezmilenaria). Esta ecuación representa una línea recta en papel probabilístico de Gumbel . Precisamente la manera de comprobar que el modelo de Gumbel es el apropiado para el problema en estudio consiste en graficar la recta y plotear los puntos de la muestra; deberá cumplirse que todos los puntos caen alineados cerca de la recta.

Procedimiento:

- Se ordena los valores de mayor a menor, sin importar el año de ocurrencia.
- Luego es necesario asignar a cada valor una probabilidad de excedencia. Esta probabilidad de excedencia o frecuencia (P) que se asigna a cada valor de la serie, es lo que se conoce como posición de trazado. Su inversa es el período de retorno (T).

De todas las formulas existentes, la de mayor aceptación es la de Weibull:

$$P = \frac{m}{N+1}$$

Donde:

N: Número total de valores de la muestra

m: Número de orden de los valores ordenados de mayor a menor.

- Se calcula la media aritmética de los valores de caudales pico, así como la desviación estándar.
- Se halla los valores de Y_n y σ_n , interpolándolos en la tabla anterior, según el número de datos disponibles.
- Se halla los valores de "K", para distintas probabilidades.
- Se halla los caudales de avenida Vs. tiempo de retorno.

2.3.3 PRUEBA DE AJUSTE DE DISTRIBUCIÓN EMPÍRICA A DISTRIBUCIÓN GUMBEL POR EL METODO DE KOLMOGOROV-SMIRNOV

- Se calcula la Probabilidad Empírica ($P_{emp.}$) y la Probabilidad Teórica (P_{teo}), según la función deseada.

- Se determina la desviación máxima :

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

- Se escoge un nivel de significancia “ α ” (0.05, 0.01) y con α y N se obtiene un valor $\Delta_{tabular}$ de la tabla de Valores Críticos de Kolmogorov – Smirnov.
- Conclusión:

si: $\Delta_{max} < \Delta_{tabular} \rightarrow$ El ajuste es Bueno al nivel de significancia adoptado.

$\Delta_{max} > \Delta_{tabular} \rightarrow$ El ajuste no es Bueno al nivel de significancia adoptado.

En el Cuadro N°2.5 se realiza la Prueba de Bondad de Ajuste por el Método de Kolmogorov-Smirnov para verificar que se ajusta a la Distribución Gumbel.

CUADRO N° 2.5**PRUEBA DE AJUSTE DE DISTRIBUCION EMPIRICA A DISTRIBUCION GUMBEL
METODO KOLMOGOROV - SMIRNOV**

m	X _o (m ³ /s)	P (X>X _o)	k	y	P (X>X _o)	Δ	/P _{emp-}
Orden	Orden	Empirica			Teorica		P _{teorica/}
1	180.133	0.0125	3.3197	4.5031	0.0110		0.0015
2	180.000	0.0250	3.3159	4.4986	0.0111		0.0139
3	153.700	0.0375	2.5766	3.6196	0.0264		0.0111
4	150.175	0.0500	2.4776	3.5018	0.0297		0.0203
5	136.200	0.0625	2.0847	3.0347	0.0469		0.0156
6	130.307	0.0750	1.9191	2.8378	0.0569		0.0181
7	120.000	0.0875	1.6293	2.4933	0.0793		0.0082
8	112.000	0.1000	1.4045	2.2259	0.1023		0.0023
9	107.000	0.1125	1.2639	2.0588	0.1198		0.0073
10	98.515	0.1250	1.0254	1.7752	0.1559		0.0309
11	96.800	0.1375	0.9772	1.7179	0.1643		0.0268
12	91.850	0.1500	0.8381	1.5525	0.1908		0.0408
13	85.612	0.1625	0.6627	1.3440	0.2296		0.0671
14	85.000	0.1750	0.6455	1.3235	0.2337		0.0587
15	83.700	0.1875	0.6090	1.2801	0.2427		0.0552
16	83.700	0.2000	0.6090	1.2801	0.2427		0.0427
17	81.090	0.2125	0.5356	1.1928	0.2617		0.0492
18	79.350	0.2250	0.4867	1.1347	0.2750		0.0500
19	78.200	0.2375	0.4544	1.0962	0.2840		0.0465
20	76.500	0.2500	0.4066	1.0394	0.2979		0.0479
21	75.000	0.2625	0.3644	0.9893	0.3105		0.0480
22	75.000	0.2750	0.3644	0.9893	0.3105		0.0355
23	72.325	0.2875	0.2892	0.8999	0.3341		0.0466
24	72.000	0.3000	0.2801	0.8890	0.3371		0.0371
25	71.520	0.3125	0.2666	0.8730	0.3414		0.0289
26	71.000	0.3250	0.2520	0.8556	0.3462		0.0212
27	70.000	0.3375	0.2239	0.8222	0.3556		0.0181
28	70.000	0.3500	0.2239	0.8222	0.3556		0.0056
29	70.000	0.3625	0.2239	0.8222	0.3556		0.0069
30	68.000	0.3750	0.1676	0.7553	0.3749		0.0001
31	67.200	0.3875	0.1452	0.7286	0.3828		0.0047
32	65.450	0.4000	0.0960	0.6701	0.4005		0.0005
33	65.100	0.4125	0.0861	0.6584	0.4041		0.0084
34	63.700	0.4250	0.0468	0.6116	0.4187		0.0063
35	60.280	0.4375	-0.0494	0.4973	0.4557		0.0182
36	56.900	0.4500	-0.1444	0.3843	0.4938		0.0438
37	56.000	0.4625	-0.1697	0.3543	0.5043		0.0418
38	52.600	0.4750	-0.2652	0.2406	0.5444		0.0694
39	52.400	0.4875	-0.2709	0.2339	0.5468		0.0593

m	X _o (m ³ /s)	P (X>X _o)	k	y	P (X>X _o)	Δ	/P _{emp} -
Orden	Orden	Empirica			Teorica		P _{teorica} /
40	50.700	0.5000	-0.3187	0.1771	0.5673		0.0673
41	50.000	0.5125	-0.3383	0.1537	0.5758		0.0633
42	49.601	0.5250	-0.3495	0.1404	0.5806		0.0556
43	49.500	0.5375	-0.3524	0.1370	0.5819		0.0444
44	47.480	0.5500	-0.4092	0.0695	0.6066		0.0566
45	47.000	0.5625	-0.4227	0.0535	0.6125		0.0500
46	45.000	0.5750	-0.4789	-0.0134	0.6370		0.0620
47	43.600	0.5875	-0.5182	-0.0602	0.6542		0.0667
48	43.250	0.6000	-0.5281	-0.0719	0.6585		0.0585
49	42.840	0.6125	-0.5396	-0.0856	0.6636		0.0511
50	42.500	0.6250	-0.5491	-0.0969	0.6677		0.0427
51	42.450	0.6375	-0.5506	-0.0986	0.6683		0.0308
52	40.200	0.6500	-0.6138	-0.1738	0.6957		0.0457
53	40.000	0.6625	-0.6194	-0.1805	0.6981		0.0356
54	39.300	0.6750	-0.6391	-0.2039	0.7066		0.0316
55	38.558	0.6875	-0.6600	-0.2287	0.7155		0.0280
56	38.000	0.7000	-0.6756	-0.2473	0.7221		0.0221
57	36.000	0.7125	-0.7319	-0.3142	0.7457		0.0332
58	36.000	0.7250	-0.7319	-0.3142	0.7457		0.0207
59	35.237	0.7375	-0.7533	-0.3397	0.7545		0.0170
60	35.200	0.7500	-0.7543	-0.3409	0.7549		0.0049
61	35.100	0.7625	-0.7572	-0.3443	0.7561		0.0064
62	35.000	0.7750	-0.7600	-0.3476	0.7572		0.0178
63	32.714	0.7875	-0.8242	-0.4240	0.7830		0.0045
64	31.200	0.8000	-0.8668	-0.4746	0.7996		0.0004
65	31.000	0.8125	-0.8724	-0.4813	0.8017		0.0108
66	30.300	0.8250	-0.8921	-0.5047	0.8092		0.0158
67	30.300	0.8375	-0.8921	-0.5047	0.8092		0.0283
68	30.100	0.8500	-0.8977	-0.5114	0.8113		0.0387
69	30.000	0.8625	-0.9005	-0.5147	0.8123		0.0502
70	29.200	0.8750	-0.9230	-0.5415	0.8207		0.0543
71	29.000	0.8875	-0.9286	-0.5481	0.8227		0.0648
72	28.800	0.9000	-0.9343	-0.5548	0.8248		0.0752
73	28.525	0.9125	-0.9420	-0.5640	0.8276		0.0849
74	28.400	0.9250	-0.9455	-0.5682	0.8288		0.0962
75	28.000	0.9375	-0.9567	-0.5816	0.8328		0.1047
76	27.100	0.9500	-0.9820	-0.6116	0.8417		0.1083
77	20.420	0.9625	-1.1698	-0.8349	0.9002		0.0623
78	20.000	0.9750	-1.1816	-0.8489	0.9034		0.0716
79	19.000	0.9875	-1.2097	-0.8824	0.9108		0.0767

TABLA N° 2.1 VALORES CRITICOS DEL KOLMOGOROV-SMIRNOV

n	$\alpha = 20\%$	$\alpha = 10\%$	$\alpha = 5\%$	$\alpha = 2\%$	$\alpha = 1\%$
1	0.	0.	0.	0.	0.
2	0.900	0.750	0.775	0.950	0.995
3	0.684	0.776	0.842	0.900	0.929
4	0.565	0.636	0.708	0.785	0.829
5	0.493	0.565	0.624	0.689	0.734
6	0.447	0.509	0.563	0.627	0.669
7	0.410	0.468	0.519	0.577	0.617
8	0.381	0.436	0.483	0.538	0.576
9	0.359	0.410	0.454	0.507	0.542
10	0.339	0.387	0.430	0.480	0.513
11	0.323	0.369	0.409	0.457	0.486
12	0.308	0.352	0.391	0.437	0.463
13	0.296	0.338	0.375	0.419	0.449
14	0.285	0.325	0.361	0.404	0.432
15	0.275	0.314	0.349	0.390	0.418
16	0.266	0.304	0.338	0.377	0.404
17	0.258	0.295	0.327	0.366	0.392
18	0.250	0.286	0.318	0.355	0.381
19	0.244	0.279	0.309	0.346	0.371
20	0.237	0.271	0.301	0.337	0.362
21	0.232	0.265	0.294	0.329	0.352
22	0.226	0.259	0.287	0.321	0.344
23	0.221	0.253	0.281	0.314	0.337
24	0.216	0.247	0.275	0.307	0.330
25	0.212	0.242	0.269	0.301	0.323
26	0.208	0.238	0.264	0.295	0.317
27	0.204	0.233	0.259	0.290	0.311
28	0.200	0.229	0.254	0.284	0.305
29	0.197	0.225	0.250	0.279	0.300
30	0.193	0.221	0.246	0.275	0.295
35	0.190	0.218	0.242	0.270	0.290
40	0.177	0.202	0.224	0.251	0.269
45	0.165	0.189	0.210	0.235	0.252
50	0.156	0.179	0.198	0.222	0.238
55	0.148	0.170	0.189	0.211	0.226
60	0.142	0.162	0.180	0.201	0.216
65	0.136	0.155	0.172	0.193	0.207
70	0.131	0.149	0.166	0.185	0.199
75	0.125	0.144	0.160	0.179	0.192
80	0.122	0.139	0.154	0.173	0.185
85	0.118	0.135	0.150	0.167	0.179
90	0.114	0.131	0.145	0.162	0.174
95	0.111	0.127	0.141	0.158	0.169
100	0.108	0.124	0.137	0.154	0.165
100	0.106	0.121	0.134	0.150	0.161
Aproximación para n grande	$1.07/\sqrt{n}$	$1.22/\sqrt{n}$	$1.35/\sqrt{n}$	$1.52/\sqrt{n}$	$1.63/\sqrt{n}$

Para $n = 79$ (tamaño de la muestra) se obtiene del cuadro N°2.4, los siguientes valores:

$$Y_n = 0.556 \quad \text{y} \quad \sigma_n = 1.189$$

Del cuadro N°2.5 se tiene:

- Media aritmética: $Q_m = 62.036 \text{ m}^3/\text{s}$
- Desviación Estandar: $\sigma_Q = 35.575$

De la Tabla N°2.1 con $\alpha=5\%$ $n=79$ se obtiene $\Delta_{\text{tabular}} = 0.1508$

Del Cuadro N°2.5 se obtiene $\Delta_{\text{max}} = 0.1083 < 0.1508$

Por lo tanto el Ajuste de Distribución Empírica a Distribución Gumbel es Buena.

2.3.4 APLICACIÓN DE LA DISTRIBUCIÓN GUMBEL

Se calcula los caudales máximos con las expresiones de Gumbel y los parámetros antes calculados:

Tr	$Y = \ln(-1/\ln(1 - \frac{1}{Tr}))$	$K = \frac{(Y - Y_n)}{\sigma_n}$	CAUDAL (m3/s) $Q = Q_m + K \times \sigma_Q$
10	2.250	1.425	113
50	3.902	2.814	162
100	4.600	3.401	183
200	5.296	3.986	204
500	6.214	4.758	231
1000	6.907	5.342	252

A continuación se muestra el Cuadro N° 2.6 Caudal de Avenida Vs Periodo de Retorno.

CUADRO N° 2.6
MÁXIMAS AVENIDAS VS. PERIODO DE RETORNO

PERIODO DE RETORNO (años) $Tr = 1/P$	CAUDAL DE AVENIDA Q (m3/s)
10	113
50	162
100	183
200	204
500	231
1000	252

2.4 CAUDAL DE DISEÑO

El diseño de estructuras para el control de aguas incluye la consideración de riesgo, ya que puede fallar si la magnitud considerada en el diseño es excedida durante su vida útil. Este riesgo hidrológico natural o inherente de falla se puede calcular en función del periodo de retorno y la vida útil de la estructura.

El riesgo de falla se determina considerando principalmente los efectos de la posible destrucción de la estructura durante su vida útil. Si esta destrucción puede causar pérdidas de vidas humanas, el riesgo debería considerarse casi cero, de igual manera deberá tener un valor pequeño para pérdidas económicas cuantiosas.

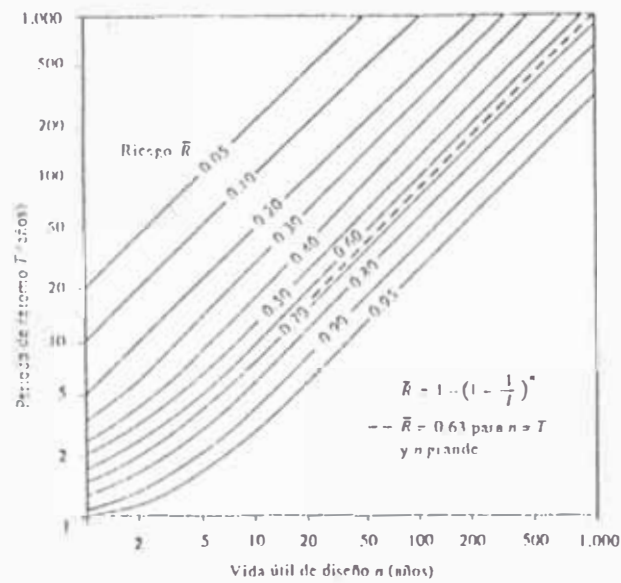
Para decidir el período de retorno (T) de la avenida de diseño, primero precisamos la vida útil de la obra (n), luego asumimos un porcentaje adecuado de riesgo de falla (R), y obtenemos T de la siguiente expresión:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

Donde:

R= Riesgo de falla (%)

T= Periodo de retorno (años)



FUENTE: LINSLEY, KOHLER Y PAULUS: Hidrología para Ingenieros, 1977

FIGURA N° 2.2 RIESGO DE FALLA

Tipo de estructura	Periodo de retorno (años)	E.I.V
Alcantarillas de carreteras		
Volúmenes de tráfico bajos	5-10	-
Volúmenes de tráfico intermedios	10-25	-
Volúmenes de tráfico altos	50-100	-
Puentes de carreteras		
Sistema secundario	10-50	-
Sistema primario	50-100	-
Drenaje agrícola		
Culverts	5-50	-
Sucos	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 fincas	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: LINSLEY, KOHLER Y PAULUS: Hidrología para Ingenieros, 1977

TABLA N° 2.2 PERIODO DE RETORNO PARA ESTRUCTURAS HIDRAULICAS

$n =$ Vida útil de la estructura (años)

Aplicando la expresión tenemos los siguientes resultados:

➤ Para :

$$R = 40\%$$

$$n = 25 \text{ años}$$

Reemplazando tenemos :

$$0.40 = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^{25}$$

$$T = 49.44 \text{ años}$$

Tomamos:

$$Tr = 50 \text{ años}$$

➤ Para :

$$R = 25\%$$

$$n = 25 \text{ años}$$

Reemplazando tenemos :

$$0.25 = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^{25}$$

$$T = 87.40 \text{ años}$$

Tomamos:

$$Tr = 100 \text{ años}$$

➤ Para :

$$R = 5\%$$

$$n = 25 \text{ años}$$

Reemplazando tenemos :

$$0.05 = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^{25}$$

$$T = 487.89 \text{ años}$$

Tomamos:

$$Tr = 500 \text{ años}$$

Finalmente Se presenta el siguiente cuadro de valores de caudal de diseño versus tiempo de retorno que se considera para el presente informe:

CUADRO N° 2.7

CAUDAL DE DISEÑO VS. PERIODO DE RETORNO

PERIODO DE RETORNO (años) $Tr = 1/P$	CAUDAL DE DISEÑO $Q \text{ (m}^3\text{/s)}$
50	162
100	183
500	231

Si se compara el caudal registrado en los últimos desbordes ($Q \cong 40 \text{ m}^3/\text{s} - 60 \text{ m}^3/\text{s}$) con los valores del cuadro N° 2.7 se llega a la conclusión que la última inundación se presentó con caudales de muy bajo periodo de retorno, es decir con caudales que se repiten frecuentemente.

Esto no hace mas que evidenciar la alta vulnerabilidad de los sectores afectados por las inundaciones. En zonas de alta densidad poblacional se recomienda diseñar las defensas con caudales con periodos de retorno del orden de los 500 años a 1000 años .

2.5 CALCULO DE SOCAVACION GENERAL

La socavación que una corriente de agua produce en el cauce por el que circula se puede presentar de diversas formas:

a) SOCAVACIÓN GENERAL

Es el descenso del fondo del río producido por un aumento de la capacidad de arrastre de material sólido en virtud a un aumento de velocidad. La erosión del fondo del cauce es una cuestión de equilibrio entre el aporte sólido que pueda traer el agua y el material removido por el mismo. La posibilidad de arrastre de los materiales de fondo se considera dependiente de la relación entre la velocidad media del agua y la velocidad media requerida para arrastrar las partículas que constituyen el fondo en cuestión.

b) SOCAVACIÓN EN CONTRACCIONES

Se produce por el aumento en la capacidad de arrastre de sólidos que adquiere una corriente cuando su velocidad aumenta por efecto de una reducción de área hidráulica en su cauce.

c) SOCAVACIÓN EN CURVAS

Cuando un río describe una curva, existe una tendencia en los filetes líquidos situados más lejos del centro de curvatura a desplazarse más aprisa que los situados más hacia el interior; como consecuencia, la capacidad de arrastre de sólidos de los

primeros es mayor que la de los sundos y la profundidad de erosión es mayor en la parte del cauce exterior a la curva que en la interior.

d) EROSIÓN DE MÁRGENES

Es la erosión producida en los materiales deleznales o solubles que forman las márgenes; el efecto es peligroso en crecientes, por aumento del poder erosivo de la corriente a causa de su mayor velocidad.

e) SOCAVACIÓN LOCAL

Es causada por distorsiones del flujo debido a pilas de puentes, espigones u otros obstáculos.

Cuando se coloca una pila de puente en la corriente de un río se produce un cambio en las condiciones hidráulicas de ésta y, por lo tanto, en su capacidad para producir arrastre sólido.

Cuando la capacidad de arrastre supere localmente el aporte del gasto sólido del río, se producirá en la pila una socavación local.

Para el presente estudio se ha calculado la socavación general y para su determinación se ha utilizado el método de **Lischtvan - Lebediev**, el cual está basado en la determinación de la condición de equilibrio entre la velocidad media de la corriente y la velocidad media del flujo que se requiere para erosionar un material de diámetro y densidad conocidos.

El método es aplicable tanto para subsuelos homogéneos como heterogéneos.

El valor a calcularse viene a ser el descenso del fondo durante la avenida, a consecuencia del arrastre de sedimentos por la corriente.

Para suelos granulares se tiene que:

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

Donde:

ds = profundidad después de producirse la socavación del fondo.

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

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

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

en donde:

Q_d = Gasto de diseño (m^3/s)

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

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

B_e = ancho efectivo de la sección. (m)

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

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

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

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

CUADRO N° 2.8
VALORES DEL COEFICIENTE β

TIEMPO DE RETORNO AÑOS	COEFICIENTE β
1	0.77
2	0.82
5	0.86
10	0.90
20	0.94
50	0.97
100	1.00
500	1.05
1000	1.07

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

CUADRO N° 2.9
Coefficiente de contracción μ

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

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

CUADRO Nº 2.10

VALORES DE X Y $1/(1+X)$ PARA SUELOS NO COHESIVOS

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

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

CALCULO DE SOCAVACIÓN GENERAL

Para el calculo se ha tomado cuenta la sección más crítica cuyos datos son:

$$Q = 231 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D_m = 73 \text{ mm}$$

$$B_e = 30 \text{ m}$$

$$d_0 = 3.0 \text{ m}$$

$$d_m = 2.12 \text{ m}$$

$$\mu = 0.86$$

Con estos datos reemplazamos en las tablas correspondientes y ecuaciones obtenemos:

$$X = 0.286$$

$$\beta = 1.05$$

$$\alpha = 2.559$$

$$ds = 4.40$$

$$y = ds - d_0 = 4.40 - 3.0 = 1.4$$

De lo cual obtenemos la profundidad de socavación para este tramo PTE. Panamericana – PTE. Inca

$$Y = 1.50 \text{ m.}$$

CAPITULO III

ESTUDIO DE TRANSITO DE AVENIDAS POR EL RIO CHILLON

3.1 GENERALIDADES

Efectuar la prueba de tránsito de avenida significa determinar los efectos en el dique de protección propuesto por efecto de una onda de avenida.

Como resultado del almacenamiento de aguas producto del aumento del caudal se produce el movimiento de una onda de avenidas aguas abajo del canal. Permite predecir los efectos que tendrá aguas abajo del río, el control de inundaciones.

3.2 TRANSITO DE AVENIDAS

Para él cálculo aplicaremos uno de los métodos hidrológicos que esta basada en la siguiente ecuación de continuidad:

$$Q_{entrada} - Q_{salida} = Almacenamiento$$

Para indicar las condiciones al principio y al final del intervalo, se puede escribir de la siguiente manera:

$$\left(\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \right) \times \Delta t = S_2 - S_1$$

donde:

S = Volumen de almacenamiento.

I = Caudal de entrada.

O = Caudal de salida.

Δt = Intervalo de tiempo.

Se supone inicialmente que I_1 , I_2 , O_1 y S_1 se conocen y se trata de encontrar O_2 y S_2 . Puesto que hay dos incógnitas es necesario encontrar una sonda relación dividiendo toda la ecuación entre Δt se introduce un nuevo parámetro para relacionar S y O :

$$N = \frac{S}{\Delta t} + \frac{O}{2}$$

Obtenemos la siguiente expresión:

$$N_2 = N_1 + \frac{I_1 + I_2}{2} - O_1$$

Con esta expresión obtenemos los diferentes N para caudales de entrada y del grafico N vs O se obtiene los caudales del hidrograma de salida.

3.3 DETERMINACION DEL PERFIL DE FLUJO

3.3.1 GENERALIDADES

Para determinar el perfil de agua (al ocurrir la avenida de diseño) en el Río Chillón en el tramo de estudio. Se tiene las siguientes consideraciones del comportamiento hidráulico:

El flujo gradualmente variado, es el flujo permanente cuya profundidad varía gradualmente a lo largo de la longitud del río. Este tipo de flujo, significa dos condiciones:

1. Que el flujo es permanente; es decir, que las características hidráulicas del flujo permanecen constantes en el intervalo de tiempo en consideración.
2. Que las líneas de corriente son prácticamente paralelas, es decir, que la distribución hidrostática de la presión prevalece sobre la sección del canal.

Existen varios métodos para calcular el perfil de flujo de un canal no prismático, el más utilizado es el método Estándar por Etapas, este

método se utiliza para determinar el perfil de un flujo gradualmente variado en canales no prismáticos.

El método consiste en calcular el perfil por etapas, de estación en estación donde las características hidráulicas hayan sido determinadas.

La distancia entre estaciones es dada, y se procede a determinar la profundidad de flujo por tanteos.

Si referimos la superficie de agua a un nivel de referencia como se muestra en la figura N° 3.1 se tiene que:

$$Z_1 = S_0 \Delta x + y_1 + z_2 \dots\dots\dots (a)$$

$$Z_2 = y_2 + z_2 \dots\dots\dots (b)$$

La pérdida por fricción es:

$$h_f = S_f \Delta x = 1/2 (S_1 + S_2) \Delta x \dots\dots\dots (c)$$

La pérdida por transición es:

$$h_e = k (\alpha_1 V_1^2 / 2g - \alpha_2 V_2^2 / 2g) \dots\dots\dots (d)$$

Donde k es el coeficiente de contracción o expansión.

Entonces se tiene que:

$$Z_1 + \alpha_1 V_1^2 / 2g = Z_2 + \alpha_2 V_2^2 / 2g + h_f + h_e \dots\dots\dots (e)$$

Las alturas totales en las secciones son:

METODO ESTANDAR POR ETAPAS

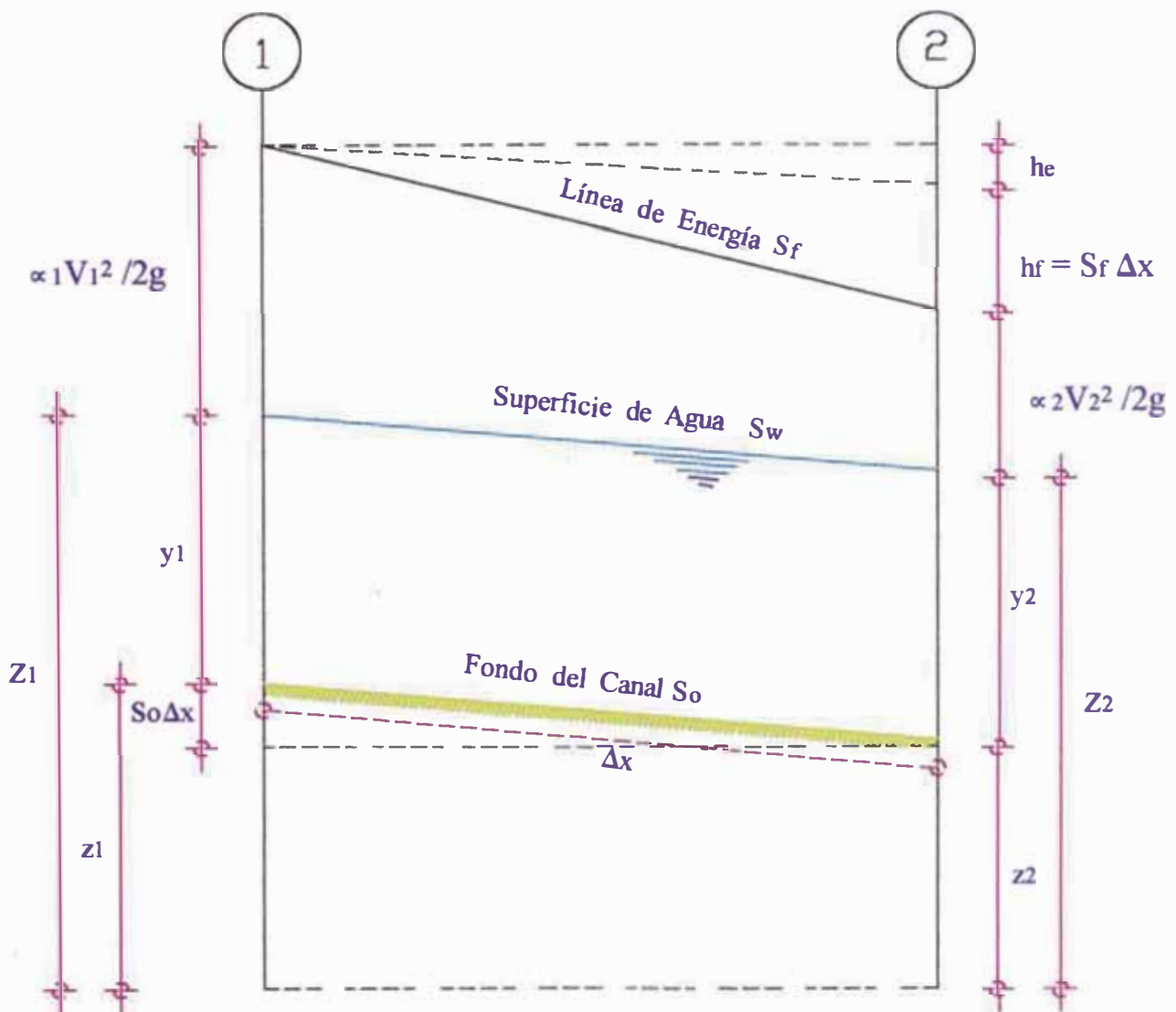


FIGURA N° 3.1

$$H_1 = Z_1 + \alpha_1 V_1^2 / 2g \dots\dots\dots (f)$$

$$H_2 = Z_2 + \alpha_2 V_2^2 / 2g \dots\dots\dots (g)$$

Entonces la ecuación (e) queda:

$$H_1 = H_2 + h_f + h_e \dots\dots\dots (h)$$

El proceso de cálculo consiste en:

- La elevación del flujo y la descarga es conocida en la sección 1.
- La altura de energía es calculada conociendo la geometría de la sección y (a)
- La geometría de la sección 2 es conocida así como la distancia entre las secciones.
- Se asume una elevación de la cota de agua de la sección 2 y se calcula los valores del área y radio hidráulico.
- Se calcula la pérdida por fricción.
- Se calcula la altura de velocidad.
- Se calcula las otras pérdidas por transiciones si las hubiera.
- Se calcula la diferencia de energía entre las secciones 1 y 2.
- La cota de la línea de energía en la sección 2 se calcula como la suma de la cota de la línea de energía de la sección 1 más la diferencia de energía calculada en el paso anterior.

- Se compara el resultado de (i) con la altura de energía obtenida al asumir (d).
- Si el error no es aceptable se procede a asumir otra cota de agua (d).

Para la utilización del método descrito se consideró el “n” de Manning promedio igual a 0.045 para las márgenes y para el cauce.

3.3.2 APLICACIÓN DEL PROGRAMA HEC-RAS 2.2

Calcula los perfiles de superficie de agua de una sección transversal a la próxima sección resolviendo la ecuación de energía con un procedimiento iterativo llamado el método estándar por etapas. La ecuación de energía se escribe como sigue:

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e$$

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

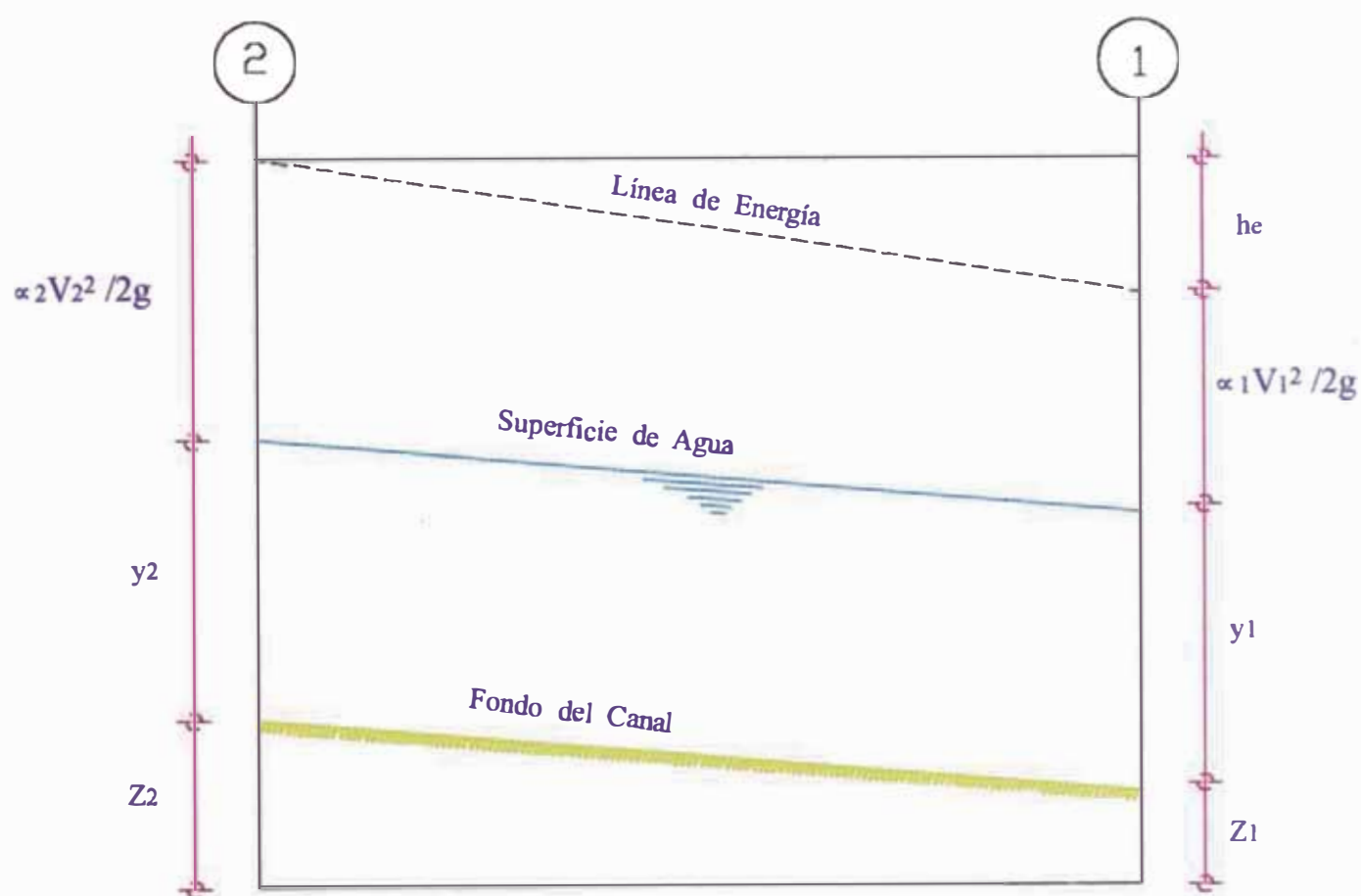
ECUACION DE LA ENERGIA

FIGURA N° 3.2

h_e = pérdida de energía

α_1, α_2 = coeficientes de velocidad

Un diagrama que muestra los términos de la ecuación de energía se muestra en la figura N° 3.2

La pérdida de energía entre dos secciones transversales está compuesta de pérdidas de fricción y pérdidas de contracción o expansión. La ecuación de la pérdida de energía es la siguiente:

$$h_e = L * S + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right|$$

Donde:

L = longitud del tramo

S = pendiente entre dos secciones

C = coeficientes de expansión y contracción

Ingreso de datos básicos:

a. Datos geométricos

- Esquema del sistema del río
- Secciones transversales
- Distancias entre secciones transversales

- Rugosidad del cauce y los bancos
- Coeficientes de contracción y expansión
- Localización de las uniones de otros ríos al principal
- Localización de puentes, alcantarillas, etc.

b. datos de flujo regular

- Caudal de diseño
- Régimen del flujo
- Condiciones límites (elevación de la superficie de agua, aguas arriba)
- Pendiente aguas arriba y aguas abajo del río

Para evaluar el efecto de la gravedad sobre el estado del flujo se calcula el **Número de Froude**, que es un número adimensional que relaciona las fuerzas inerciales con las gravitatorias y se define de la siguiente manera:

$$F = \frac{V_m}{\sqrt{gD}}$$

Donde:

V_m = velocidad media del flujo (m^3/s)

g = aceleración de la gravedad (m/s^2)

$D = A / T$ = profundidad hidráulica (m)

T = ancho superficial (m)

Si: $F < 1$ entonces el flujo es lento o subcrítico

$F > 1$ entonces el flujo es rápido o supercrítico

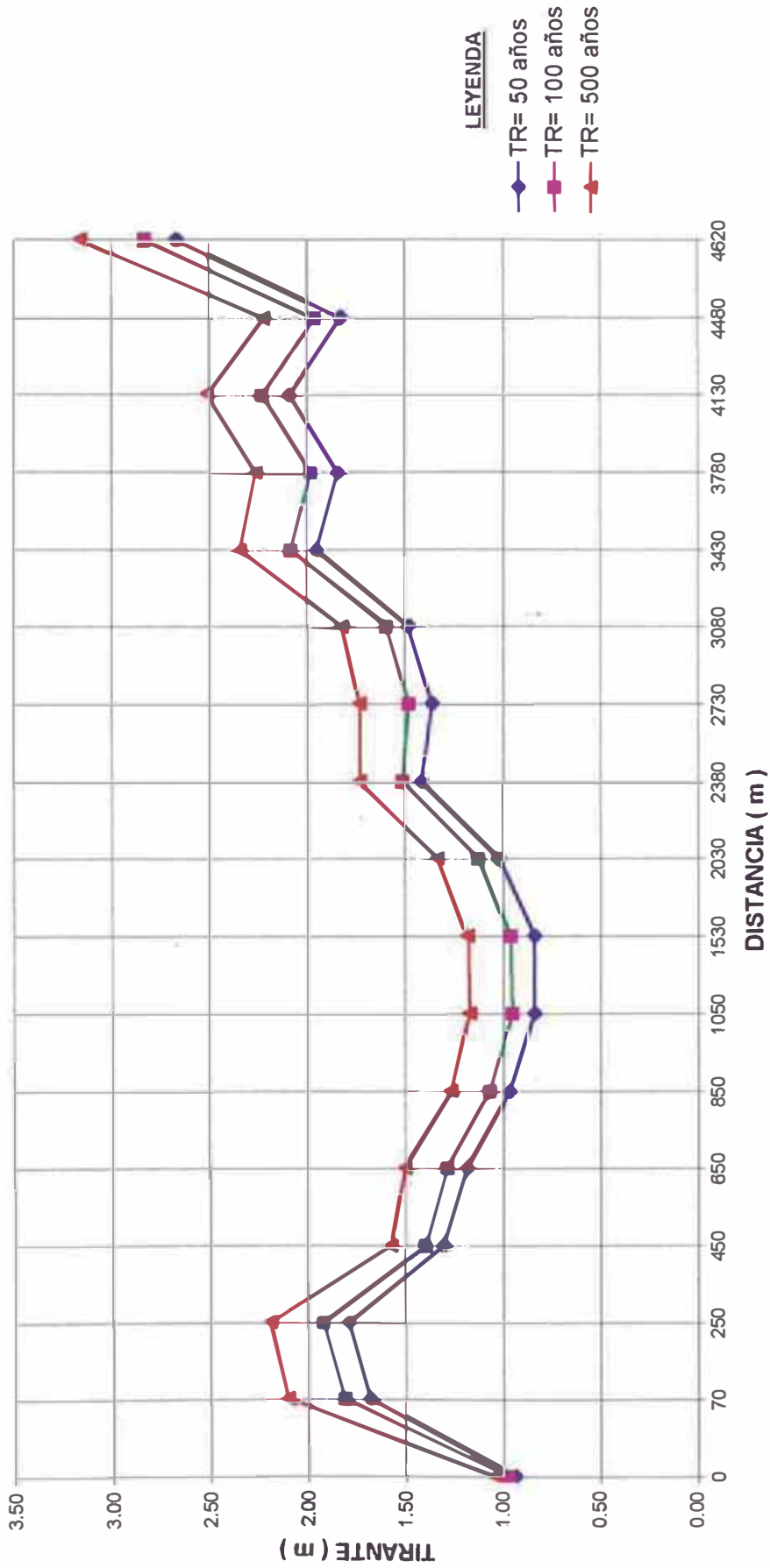
$F = 1$ entonces el flujo es crítico

Al desembocar el río en el mar se formará un flujo gradualmente variado, esto quiere decir que el tirante variará gradualmente a lo largo del río. Para efectos del dimensionamiento de la altura del dique es necesario conocer dichas variaciones, es decir, necesitamos conocer el perfil del flujo que representa la curva de la superficie del mismo. Este representará una curva de remanso si la profundidad del flujo aumenta en la dirección del mismo y una curva de desagüe si la profundidad decrece.

Utilizando el programa se determinó el perfil del flujo de río que se muestra en el plano de perfil longitudinal, también se muestra en la figura N°3.3 como resultado de la aplicación del programa la variación del tirante a lo largo del tramo como consecuencia del tránsito de caudales 162, 183 y 231 m³/s. .

En los cuadros N°3.2, 3.3 y 3.4 se muestra la corrida del Programa HEC RAS versión 2.2. además en el cuadro N°3.5 se muestra la variación del tirante para cada tiempo de retorno.

FIGURA N° 3.3
VARIACION DEL TIRANTE EN EL TRAMO DE ESTUDIO



CUADRO N° 3.2
SALIDA DE HEC-RAS version 2.2 Para Q = 162 m³/s

TEMA: Defensas Ribereñas en el Rio Chillon Tramo: Pte. Panamericana - Pte. Inca.

PROGRESIVA	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
4+620	162	129.50	132.17	131.06	132.35	0.002504	1.85	87.72	41.27	0.40
4+480	162	129.30	131.13		131.64	0.012451	3.18	50.89	34.30	0.83
4+130	162	124.65	126.74		127.30	0.012301	3.32	48.86	30.62	0.84
3+780	162	120.08	121.92		122.57	0.014921	3.59	45.19	28.87	0.91
3+430	162	115.50	117.45		117.98	0.011474	3.23	50.22	30.62	0.80
3+080	162	111.00	112.48	112.44	113.10	0.017272	3.49	46.44	34.92	0.97
2+730	162	106.20	107.56		108.01	0.012232	2.67	55.71	39.74	0.79
2+380	162	101.90	103.31		103.71	0.012272	2.79	57.71	43.57	0.81
2+030	162	97.60	98.62		99.04	0.014564	2.47	58.04	48.98	0.83
1+530	162	90.90	91.74		92.19	0.012880	2.06	59.06	50.95	0.76
1+050	162	84.60	85.44		85.88	0.013554	2.10	58.62	50.77	0.78
0+850	162	82.00	82.96		83.31	0.012015	2.17	64.24	57.18	0.75
0+650	162	79.50	80.68		81.00	0.011026	2.26	65.83	56.93	0.74
0+450	162	76.50	77.80	77.80	78.29	0.016725	2.63	54.25	49.94	0.89
0+250	162	74.10	75.89	75.37	76.10	0.005288	2.01	81.79	56.15	0.54
0+070	162	72.00	73.68	73.68	74.41	0.019052	3.78	42.89	30.11	1.01
0+000	162	71.00	71.94	72.08	72.62	0.034432	3.67	44.17	51.85	1.27

CUADRO N° 3.3
SALIDA DE HEC-RAS version 2.2 Para Q = 183 m³/s

TEMA: Defensas Ribereñas en el Rio Chillon Tramo: Pte. Panamericana - Pte. Inca.

PROGRESIVA	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chi
4+620	183	129.50	132.33	131.18	132.52	0.002538	1.95	94.21	42.13	0.41
4+480	183	129.30	131.26		131.81	0.012302	3.31	55.31	34.82	0.84
4+130	183	124.65	126.88		127.48	0.012393	3.45	52.98	31.37	0.85
3+780	183	120.08	122.06		122.76	0.014705	3.72	49.21	29.64	0.92
3+430	183	115.50	117.58		118.16	0.011657	3.39	53.96	30.74	0.82
3+080	183	111.00	112.59	112.56	113.26	0.017041	3.63	50.4	35.38	0.97
2+730	183	106.20	107.68		108.16	0.012403	2.83	60.27	40.33	0.81
2+380	183	101.90	103.41	103.19	103.85	0.012257	2.95	62.36	44.26	0.82
2+030	183	97.60	98.72		99.17	0.014642	2.63	62.98	49.58	0.85
1+530	183	90.90	91.86		92.32	0.012829	2.23	64.74	51.84	0.78
1+050	183	84.60	85.55		86.01	0.013549	2.28	64.11	51.55	0.80
0+850	183	82.00	83.06		83.42	0.012114	2.32	69.65	57.87	0.77
0+650	183	79.50	80.78		81.12	0.010884	2.4	71.73	57.77	0.74
0+450	183	76.50	77.89	77.89	78.42	0.016976	2.81	58.54	50.42	0.91
0+250	183	74.10	76.02	75.46	76.24	0.005151	2.1	89.03	58.94	0.54
0+070	183	72.00	73.81	73.81	74.59	0.018498	3.92	46.71	30.65	1.00
0+000	183	71.00	71.97	72.17	72.78	0.038028	3.96	46.16	51.92	1.34

CUADRO N° 3.4
SALIDA DE HEC-RAS version 2.2 Para Q = 231 m³/s

TEMA: Defensas Ribereñas en el Rio Chillón Tramo: Pte. Panamericana - Pte. Inca.

PROGRESIVA	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
4+620	231	129.50	132.66	131.42	132.89	0.002598	2.15	108.35	43.94	0.42
4+480	231	129.30	131.52		132.17	0.012152	3.57	64.70	35.90	0.85
4+130	231	124.65	127.16		127.86	0.012417	3.72	62.20	33.81	0.86
3+780	231	120.08	122.34	122.24	123.15	0.014557	4.01	57.82	31.91	0.93
3+430	231	115.50	117.84		118.54	0.011928	3.72	62.08	31.00	0.84
3+080	231	111.00	112.82	112.80	113.61	0.016974	3.96	58.43	36.31	0.99
2+730	231	106.20	107.93		108.48	0.012426	3.13	70.59	41.63	0.83
2+380	231	101.90	103.63		104.16	0.012263	3.27	72.31	45.71	0.84
2+030	231	97.60	98.93		99.44	0.014771	2.96	73.61	50.94	0.87
1+530	231	90.90	92.08		92.59	0.012748	2.56	76.81	53.69	0.80
1+050	231	84.60	85.77		86.27	0.013619	2.63	75.60	53.15	0.82
0+850	231	82.00	83.26		83.68	0.012189	2.62	81.38	59.37	0.79
0+650	231	79.50	81.00		81.38	0.010605	2.68	84.46	59.55	0.76
0+450	231	76.50	78.07	78.07	78.68	0.017535	3.19	67.89	51.91	0.95
0+250	231	74.10	76.29	75.62	76.54	0.004916	2.28	104.76	59.92	0.55
0+070	231	72.00	74.10	74.10	74.98	0.016583	4.16	55.97	34.47	0.98
0+000	231	71.00	72.04	72.35	73.15	0.047875	4.66	49.61	52.19	1.52

CUADRO N°3.5

TIRANTE EN EL RIO CHILLON PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

PROGRESIVA	TIRANTE (m)		
	TR= 50 años	TR= 100 años	TR= 500 años
4+620	2.67	2.83	3.16
4+480	1.83	1.96	2.22
4+130	2.09	2.23	2.51
3+780	1.84	1.98	2.26
3+430	1.95	2.08	2.34
3+080	1.48	1.59	1.82
2+730	1.36	1.48	1.73
2+380	1.41	1.51	1.73
2+030	1.02	1.12	1.33
1+530	0.84	0.96	1.18
1+050	0.84	0.95	1.17
0+850	0.96	1.06	1.26
0+650	1.18	1.28	1.50
0+450	1.30	1.39	1.57
0+250	1.79	1.92	2.19
0+070	1.68	1.81	2.10
0+000	0.94	0.97	1.04

3.4 VULNERABILIDAD DEL TRAMO DE ESTUDIO

A fin de evaluar la vulnerabilidad del tramo se ha realizado un análisis hidráulico que permita determinar los niveles de agua en el tramo de estudio.

Utilizando la información topográfica y los caudales de avenidas correspondientes a los diferentes periodos de retorno (T_r), se han obtenidos los perfiles de agua en el tramo como se muestra en el plano ST-01.

Los análisis muestran como zona crítica el sector inmediatamente aguas arriba de la garganta del antiguo Puente Inca. El estrechamiento del cauce en el sector Puente Inca producirá un remanso que ocasionará la sobre elevación de los niveles de las aguas, que para valores de descarga superiores a los $160 \text{ m}^3/\text{s}$ producirá el desbordamiento de las aguas sobre las defensas, aunque dadas las características de las defensas actuales estas fallarían, en cualquier tramo de la zona, con caudales de un orden de magnitud de aproximadamente $100 \text{ m}^3/\text{s}$.

En el cuadro N° 3.1 se indican las áreas que pueden ser afectadas por las avenidas antes mencionadas.

CUADRO N° 3.1

AREAS QUE SERIAN AFECTADAS DEBIDO AL DESBORDE

TRAMO	AREA AGRICOLA (Ha)	AREA URBANA (Ha)
Pte. Panamericana - Pte. Inca	25	115

CAPITULO IV

PROPUESTA DE PROTECCIÓN DE RIBERAS

4.1 PROTECCION EXISTENTE

La inspección visual muestra que el encauzamiento del río Chillón, en el tramo comprendido entre la Carretera Panamericana y Puente Inca (zona de San Diego) ha sido hecho sin ningún estudio técnico. Entre los principales puntos a observarse tenemos:

- El material que conforma las defensas ribereñas no es un material adecuado, no tiene la compactación necesaria, además en algunos casos contiene basura y materiales orgánicos
- Se aprecian claramente filtraciones en los pies de los taludes de las caras exteriores de estas defensas, el flujo descontrolado a través del material que conforman estas protecciones podría estar ocasionando el lavado de los finos con el consiguiente debilitamiento de toda la estructura.
- Se evidencia un proceso de agradación del lecho que ha ocasionado que actualmente el fondo del río se encuentre por encima del nivel de las calles de la urbanización San Diego. Esta situación es muy peligrosa puesto que la agradación es un fenómeno progresivo que

de continuar ocasionará que los niveles del lecho sigan elevándose disminuyendo aun más la capacidad de conducción del cauce.

- La inundación se produjo con caudales que estaban aproximadamente en el orden de $40 \text{ m}^3/\text{s}$ a $60 \text{ m}^3/\text{s}$. Estos caudales de avenida son relativamente pequeños, pues en los años 1965 y 1972 ocurrieron caudales superiores a $180 \text{ m}^3/\text{s}$. Si actualmente hubieran discurrido caudales de esta magnitud, además de los cuantiosos daños materiales, hubiera existido una alta posibilidad de pérdida de vidas humanas.

4.2 DIQUE DE ENCAUZAMIENTO

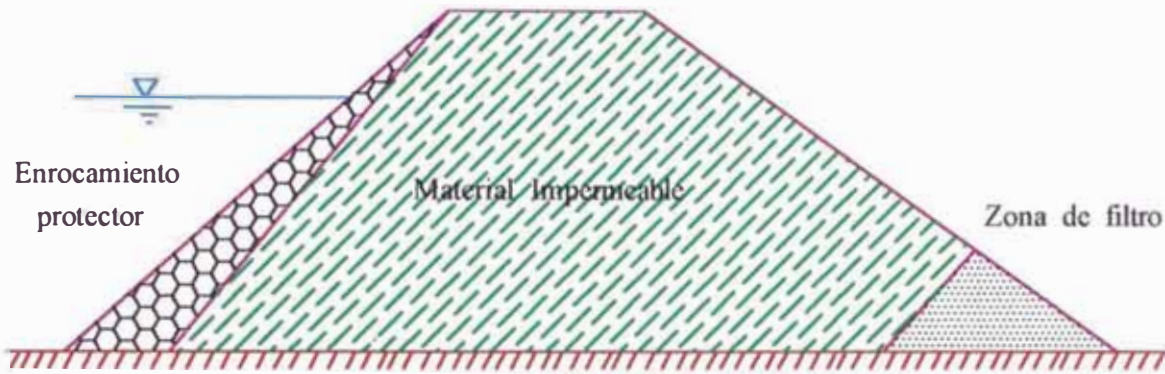
Son estructuras que evitan que el agua desborde su cauce e inunde extensas áreas; pueden ser diques de tierra o de concreto armado.

Los diques de tierra son más económicos por considerar que se aprovechan el material del lugar, pero considerando la estabilidad del dique de tierra presentan taludes casi planos y un ancho en la base grande como se muestra en las figuras N°4.1 y 4.2

Para predecir como un dique va a soportar una inundación es de vital importancia considerar los tipos de falla que pueden ser:

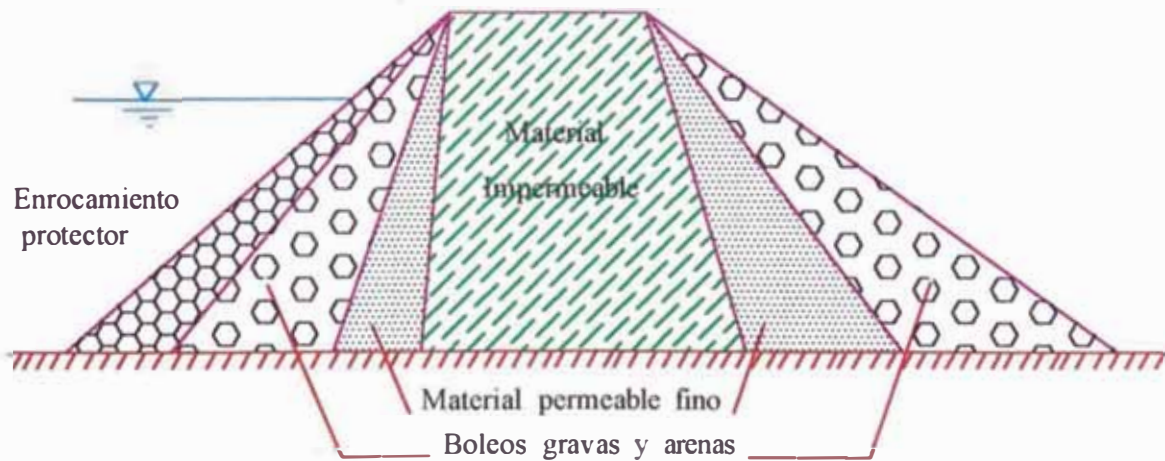
- a) Erosión frontal derecha debido a la corriente, generalmente en la zona expuesta y es más común en suelos cohesivos.

TIPOS DE DIQUES DE TIERRA



SECCION HOMOGENEA

FIGURA N° 4.1



SECCION MIXTA

FIGURA N° 4.2

- b) Erosión directa del terreno que sigue al desbordamiento.
- c) Deslizamiento o hundimiento de las márgenes causado por la filtración.
- d) Colapso parcial o total del dique por aumento de la presión del agua en los estratos permeables subyacentes al dique.
- e) Falla de la cimentación.

4.3 ANCHO DE ENCAUZAMIENTO

El ancho de encauzamiento se calculara de acuerdo a los siguientes métodos:

- Método de Gerald Lacey
- Método de Blench
- Método de Altunin para Material Granular

a) MÉTODO DE GERALD LACEY

En 1929 dio a conocer sus ecuaciones para el dimensionamiento de canales, a partir de datos provenientes de la India, Pakistán y Egipto. Sus ecuaciones, obtenidas empíricamente, en el sistema inglés, señalan lo siguiente:

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

Donde:

$$Q = \text{en } p^3/s$$

$$B = \text{en } p$$

Para nuestro caso:

$$Q_2 = 231 \text{ m}^3/s = 8151 \text{ p}^3/s \quad B_2 = 8/3 * (8151)^{1/3} = 53 \text{ m.}$$

b) MÉTODO DE BLENCH

Blench estudió el comportamiento hidráulico de canales construidos en la India, principalmente con fines de riego. Su objetivo era determinar bajo que condiciones un canal de tierra, sin revestimiento, conducía un caudal en estado de equilibrio: Sin erosión y sin sedimentación ("canales en régimen").

La validez del método de Blench está limitada a las condiciones en las que se realizaron las observaciones en las que se basó. Sin embargo, Blench sostiene que la validez de sus fórmulas podría ir un poco más allá y cubrir también el comportamiento de canales que tenga, por ejemplo, caudales mayores que los estudiados.

Para lechos de grava

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

Donde:

B = ancho del canal en m

Q = caudal de diseño en m³/s

Para nuestro tramo en estudio tenemos:

$$Q_2 = 231 \text{ m}^3/\text{s} \quad B_2 = 3.26 * (231)^{1/2} = 50 \text{ m}$$

c) MÉTODO DE ALTUNIN PARA MATERIAL GRANULAR

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

Donde:

A = coeficiente dado por la expresión:

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

n = coeficiente de rugosidad de Manning

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

los problemas de ingeniería se acepta K= 10

m = exponente igual a 1.0 para cauces aluviales

entonces se tiene que:

$$A = \left(0.045 \times 10^{5/3} \right)^{\frac{3}{3+5 \times 1}} = 1.32$$

Para nuestro tramo en estudio tenemos:

$$Q_2 = 231 \text{ m}^3/\text{s} \quad S_2 = 0.013 \quad B_2 = 1.32 * (231)^{1/2} / S^{0.2} = 48 \text{ m.}$$

Finalmente para el tramo de estudio Puente Panamericana Puente Inca elegimos un ancho de encauzamiento de 50.00 metros.

4.4 DISEÑO DE LA SECCION DEL DIQUE CON ENROCADO DE PROTECCIÓN

Para el diseño de la sección definitiva del dique se requiere del calculo de:

- 4.4.1 Calculo de la altura del Dique
- 4.4.2 Ancho de Corona
- 4.4.3 Pendiente del Talud del Dique
- 4.4.4 Tamaño de la roca para Enrocado
- 4.4.5 Profundidad de la Uña del Enrocado
- 4.4.6 Material de Filtro
- 4.4.7 Analisis de Estabilidad

4.4.1 CALCULO DE LA ALTURA DEL DIQUE

Se obtiene agregando a la altura calculada por máxima descarga, una altura adicional llamada borde libre:

$$H = h + B_L$$

Donde:

H = Altura del dique (m).

h = Tirante de la máxima avenida (m).

$B_L =$ Borde Libre (m).

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

CUADRO N° 4.1
BORDE LIBRE

DESCARGA DE DISEÑO (m³/s)	BORDE LIBRE (m)
Menos de 200	0.6
200 – 500	0.8
500 – 2000	1.0

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

Entonces para cada caudal de diseño le otorgamos su respectivo
borde libre :

CUADRO N° 4.2
BORDE LIBRE

DESCARGA DE DISEÑO (m³/s)	BORDE LIBRE (m)
162	0.60
183	0.60
231	0.80

Se propone de acuerdo al tirante calculado por máximas descargas en el capítulo anterior y al borde libre recomendado de 0.80m una altura total del Dique de 4.00 m.

4.4.2 ANCHO DE CORONA

Esta relacionado con la importancia del dique, se relaciona con la descarga de diseño.

CUADRO N° 4.2
ANCHO DE CORONA

DESCARGA DE DISEÑO (m³/s)	ANCHO DE CORONA (m)
Menos de 500	3
500- 2000	4

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

Entonces de acuerdo a esta tabla seleccionamos un ancho de corona de 3.0 m.

4.4.3 LA PENDIENTE DEL TALUD DEL DIQUE

El talud de un dique esta relacionado con las propiedades de los materiales disponibles para su construcción, las condiciones de cimentación y la altura de la estructura. Un talud adecuado sirve para dar estabilidad al dique.

En el presente estudio se ha elegido un talud de 1.5 debido al espacio y material que se va a usar y también de acuerdo a la estabilidad que se requiere que tenga y sobre todo debido a la durabilidad de la obra.

4.4.4 TAMAÑO DE LA ROCA PARA ENROCADO

Para este tramo en estudio, debido a que el río esta sujeto a la filtración y erosión se colocará un revestimiento de enrocado, con una altura igual a la del dique.

Para el calculo del diámetro mínimo para el enrocado de protección emplearemos 2 criterios de diseño:

- PRIMER METODO:

El enrocado de protección sobre el talud, estará constituido por roca de cantera, cuyo peso y diámetro mínimo (D_{min}), se determina mediante la siguiente fórmula de la División de Caminos del Estado de California de EEUU:

$$P_{min} = \frac{2 \times 10^{-5} \times V^6 \times S}{\text{sen}(P - Z)^3 \times (S - 1)}$$

Donde:

P_{min} = Peso mínimo de la roca en libras

$P = 70^\circ$ (constante de rotura de las rocas)

S = Gravedad específica de la roca en t / m^3

Z = Talud del muro

V = Velocidad del río en p / s

Tenemos:

$$S = 2.65 \text{ t/m}^3$$

$$Z = 1.5 \text{ (} 33^\circ 40' \text{)}$$

$$V = 3.64 \times 3.28 = 11.94 \text{ p/s}$$

$$P_{min} = 448 \text{ lb} = 204 \text{ kg}$$

$$D_{min} = (204 / 2650)^{1/3} = 0.43 \text{ m}$$

$$D_{min} = 0.43 \text{ m}$$

- **SEGUNDO METODO:**

Otro método para el cálculo del diámetro mínimo de roca para el revestimiento del talud es el siguiente:

$$d_{50} \geq b * \frac{V^2}{2 g \Delta} * \frac{1}{f}$$

$$\Delta = \frac{\gamma_r - \gamma_a}{\gamma_a}$$

$$f = \sqrt{\frac{1 - \text{Sen}^2 \alpha}{\text{Sen}^2 \phi}}$$

Donde:

d_{50} = diámetro mediano de la roca (m)

b = 1.4 para condiciones de mucha turbulencia

V = velocidad máxima del agua = 3.64 m/s

γ_a = densidad del agua = 1000 Kg/m³

γ_p = densidad de la roca = 2,650 Kg/m³

α = ángulo del talud para $z = 1.5 \rightarrow \alpha = 33^\circ 40'$

ϕ = ángulo de fricción interna = 35°

g = aceleración de la gravedad = 9.81 m/s²

f = factor de talud

Reemplazando :

$$\Delta = 1.65 \quad f = 1.45 \quad d_{50} \geq 0.40 \text{ m}$$

La fórmula que calcula d_{50} , nos da el diámetro mediano de la roca con una probabilidad de moverse (la piedra se moverá cuando la fuerza de tracción actual τ es mayor que la fuerza de tracción crítica τ_c).

La probabilidad que se moviese una piedra con un diámetro mediano d_{50} se calcula a partir del factor de estabilidad (n)

$$n = 0.56 * \frac{V^2}{2 g \Delta d_{50}} = 0.57$$

La relación entre el factor n y la fuerza de tracción actual y crítica (τ/τ_c) esta dada por:

$$(\tau/\tau_c) = 1/n \rightarrow (\tau/\tau_c) = 1/0.57 = 1.75$$

En el ábaco de relación entre (τ/τ_c) y la probabilidad de movimiento de la roca (ver figura N° 4.3), encontramos que la probabilidad de no movimiento para d_{50} es del 90%, pero

RELACION ENTRE τ_c / τ Y LA PROBABILIDAD DE
MOVERSE LA PIEDRA

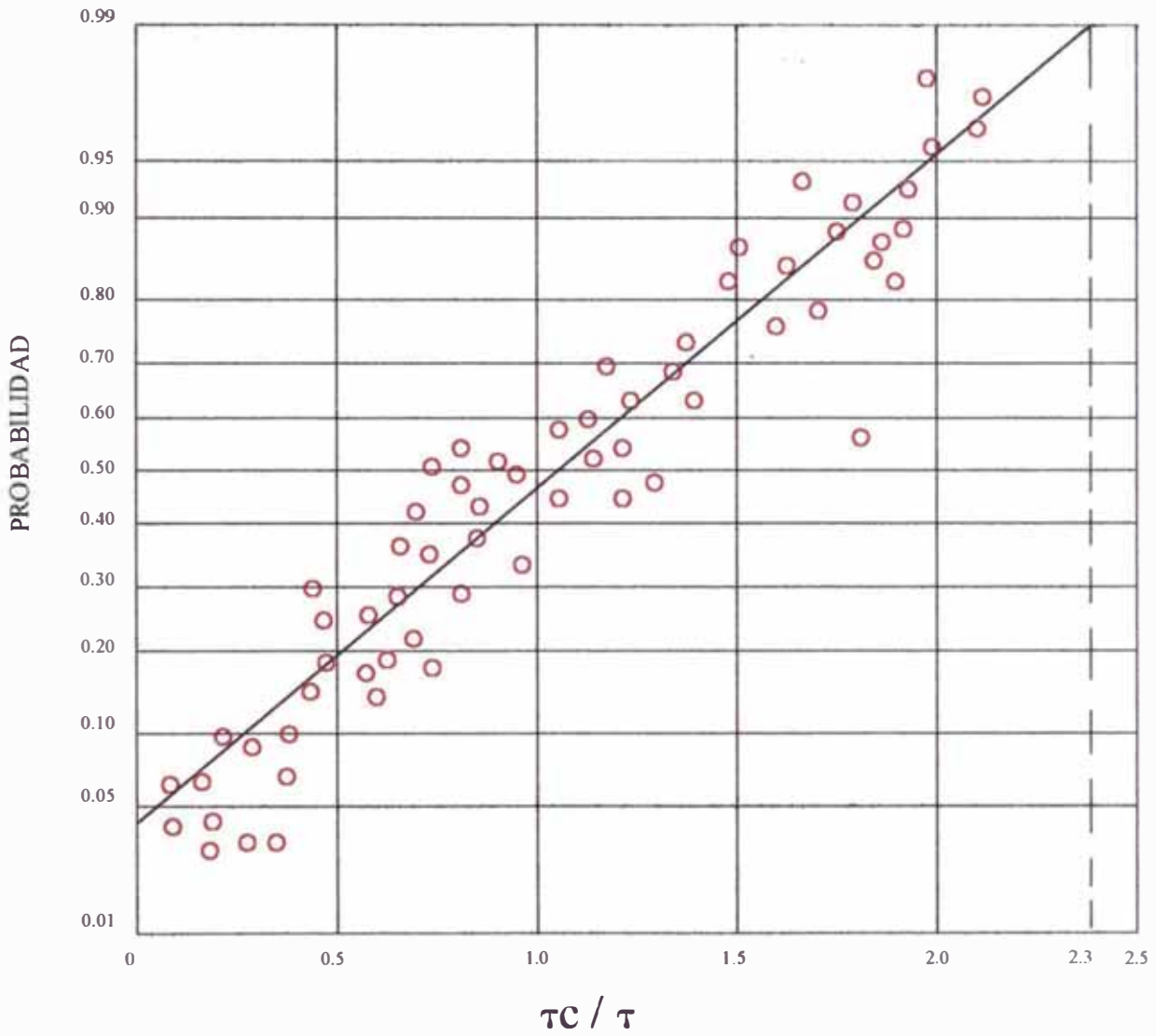


FIGURA N° 4.3

por tratarse de defensas ribereñas y para mayor seguridad tomamos la probabilidad del evento a un 99%, encontrando que $(\tau/\tau_c) = 2.3$, y que $n = 0.43$

Reemplazando en la fórmula de estabilidad, encontramos el diámetro de la roca con una probabilidad de no-movimiento al 99%:

$$d = 0.56 * \frac{V^2}{2g\Delta n} \Rightarrow 0.56 * \frac{3.64^2}{2 * 9.81 * 1.65 * 0.43} = 0.53$$

$$d \geq 0.53m$$

Por lo tanto de los dos métodos empleados para el cálculo seleccionamos se plantea un Rip Rap con un diámetro mínimo de la roca para el enrocado de 0.60 metros.

4.4.5 PROFUNDIDAD DE LA UÑA DEL ENROCADO

En este tramo en estudio se ha considera para el diseño de la protección al pie del dique una uña de enrocado con una profundidad que ha sido obtenida anteriormente en el cálculo de la altura de profundidad de socavación de $Y = 1.50m$, el cual es una prolongación de un talón de enrocado.

4.4.6 MATERIAL DE FILTRO

Para evitar el movimiento de partículas, ósea que el material de la orilla salga a través de los huecos o juntas que pueda tener el revestimiento de protección de enrocado, se colocará un filtro entre ambos materiales; que consistirá de materiales pétreos debidamente graduados.

La curva de graduación del filtro debe cumplir las siguientes condiciones:

1. D_{50} (filtro) no mayor que $10 D_{50}$ (suelo) ó

2. D_{15} (filtro) no mayor que $4 D_{85}$ (suelo) si esto da un valor de:

$$D_{50} \text{ (filtro)} / D_{50} \text{ (suelo)} \text{ mayor que } 10$$

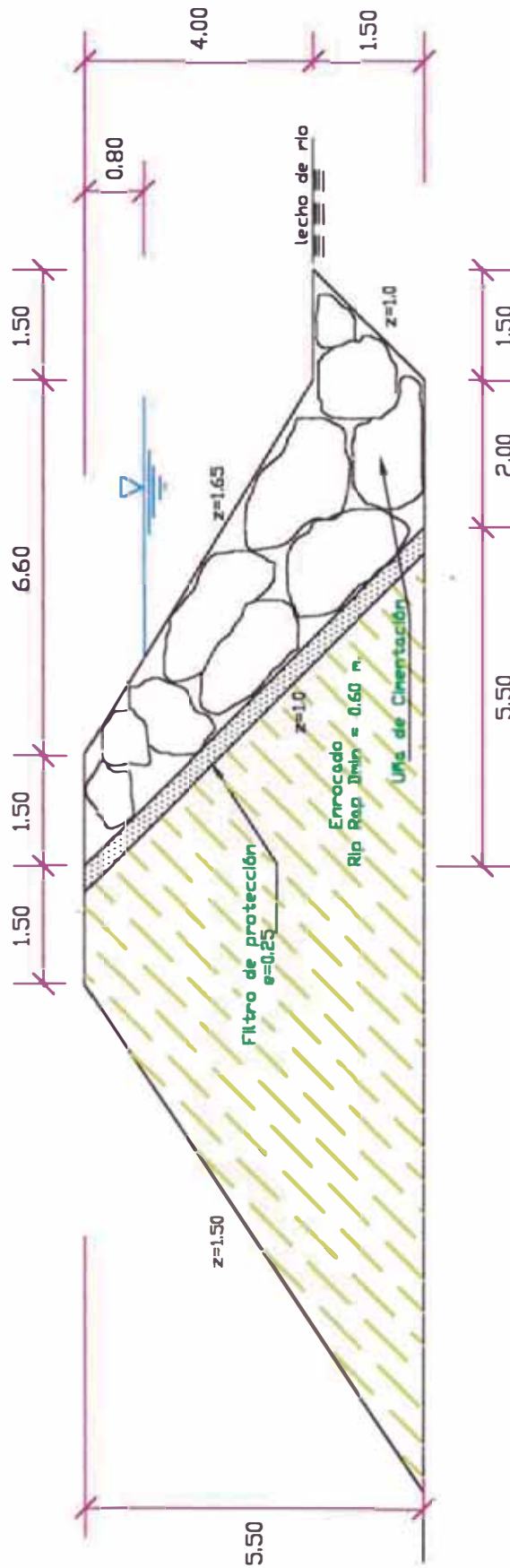
Sin embargo es recomendable hacer pruebas de laboratorio para comprobar la satisfactoriedad de los filtros siempre que sea posible y se recomienda particularmente cuando:

$$D_{50} \text{ (filtro)} / D_{50} \text{ (suelo)} \text{ es mayor que } 20$$

La condición (1) se recomienda para suelos y filtros uniformes, para los suelos bien graduados esta condición es muy severa y para ellos es recomendable la condición (2).

DETALLE DE ENROCADO

DIQUE TIPO I



ESPECIFICACIONES TECNICAS

FILTRO:

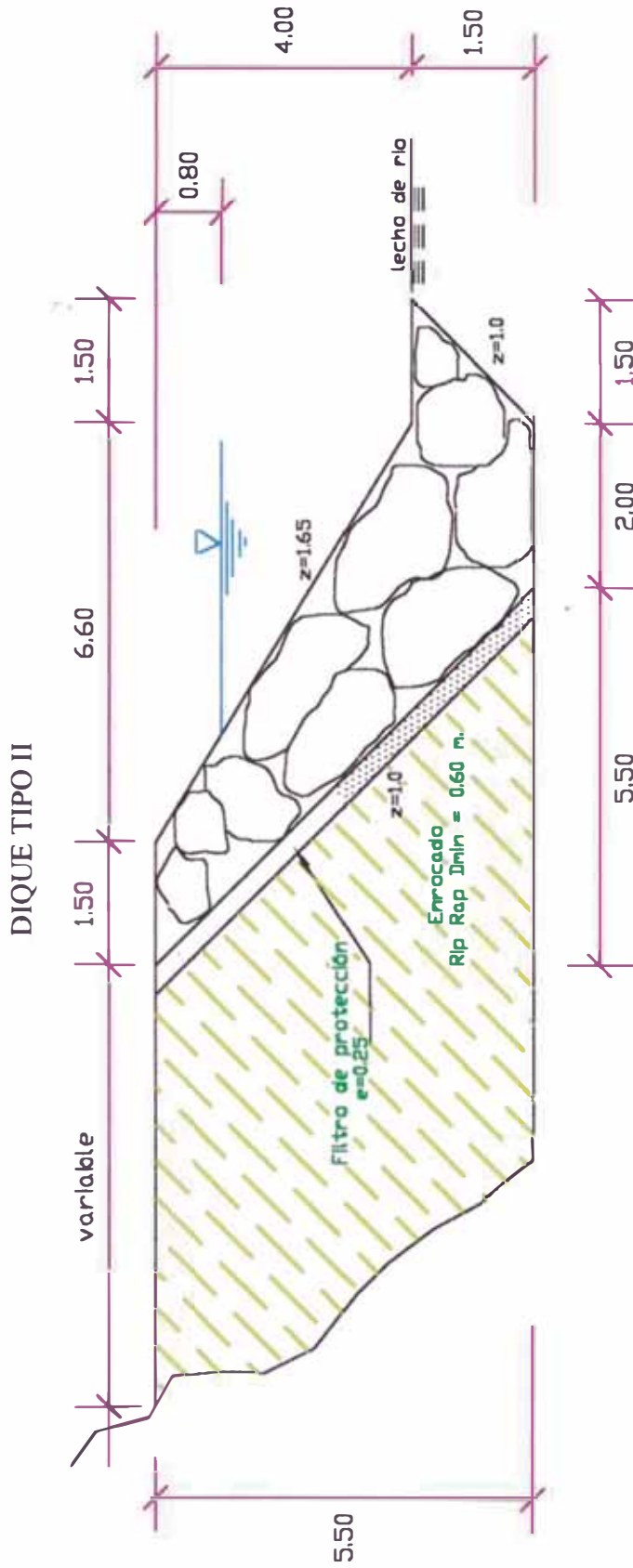
1. D 50 (filtro) no mayor que 10 D 50 (suelo) ó D 15 (filtro) no mayor que 4 D 85 (suelo) si esto da un valor de: D 50 (filtro) / D 50 (suelo) mayor que 10

ENROCADO:

Diametro Mínimo = 0.60 m

FIGURA N° 4.4.1

DETALLE DE ENROCADO



ESPECIFICACIONES TECNICAS

FILTRO:

1. D 50 (filtro) no mayor que 10 D 50 (suelo) ó
2. D 15 (filtro) no mayor que 4 D 85 (suelo) si esto da un valor de:
D 50 (filtro) / D 50 (suelo) mayor que 10

ENROCADO:

Diametro Mínimo = 0.60 m

FIGURA N° 4.4.2

Finalmente se propone un diseño geométrico para el dique de encauzamiento el cual es detallado en las figuras N° 4.4.1 y 4.4.2.

4.4.7 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

4.4.7.1 ESTABILIDAD DE TALUDES

En el presente estudio el método utilizado para los análisis de estabilidad es el de Bishop (versión modificada). Este método considera una superficie de falla circular, la masa de falla se divide en una serie de dovelas verticales y se considera el equilibrio de cada una de ellas. El método supone que las fuerzas que actúan sobre las caras laterales de las dovelas tienen una resultante nula en la dirección vertical.

Las fuerzas actuantes en una dovela típica se muestran en la figura N° 4.5 y son:

W = peso de la dovela

kW = fuerza sísmica (k es el coeficiente sísmico)

U = fuerza de presión de poros

N' = fuerza normal efectiva en la base

S/F = fuerza de corte

E_i, E_{i+1} = fuerzas horizontales

METODO DE BISHOP MODIFICADO

FUERZAS ACTUANTES EN UNA DOVELA TIPICA

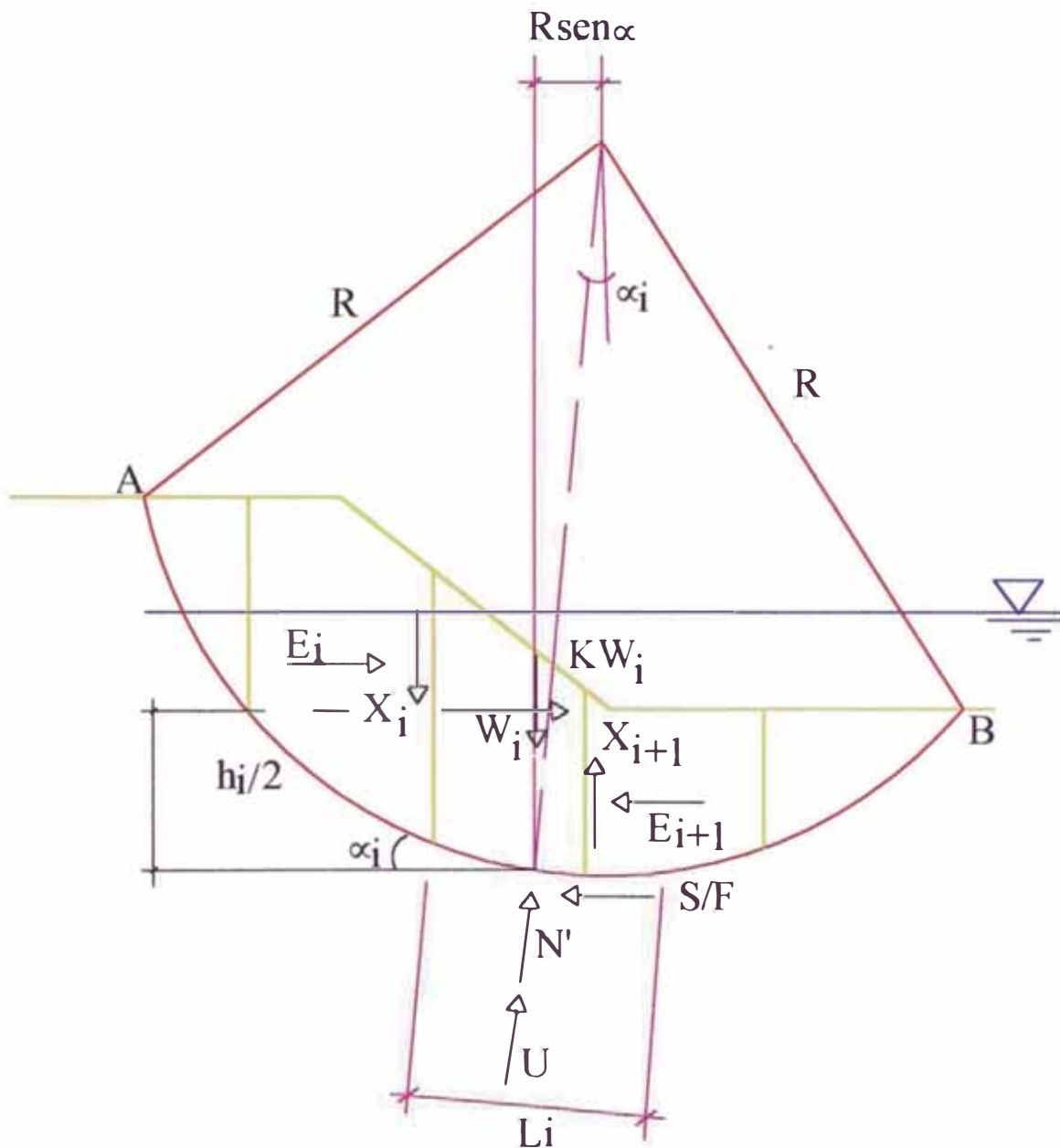


FIGURA N° 4.5

Resolviendo la ecuación de equilibrio vertical y eliminando las fuerzas laterales obtenemos:

$$W - U \cos \alpha - N' \cos \alpha - \frac{c'l + N' \tan \phi}{F} \sin \alpha = 0 \quad (4.4.1)$$

Donde c' y ϕ' son parámetros de resistencia al corte Despejando N' obtenemos:

$$N' = \frac{W - U \cos \alpha - \frac{c'l \sin \alpha}{F}}{\cos \alpha \left(1 + \frac{\tan \phi' \tan \alpha}{F} \right)} \quad (4.4.2)$$

El factor de seguridad se define como el cociente del momento resistente (M_r) entre el momento deslizante (M_d) respecto al centro del arco de deslizamiento. Los momentos respectivos son:

$$M_r = r \sum (c' + \sigma'_i \tan \phi') l = r (\sum c' l + \tan \phi' \sum N'_i) \quad (4.4.3)$$

$$M_d = r \sum W_i \sin \alpha + kW y_k \quad (4.4.4)$$

Donde y_k es el brazo de momento de la fuerza sísmica

Entonces el factor de seguridad está dado por:

$$F = \frac{r (\sum c' l + \tan \phi' \sum N'_i)}{r \sum W_i \sin \alpha + kW y_k} \quad (4.4.5)$$

Reemplazando el valor de N' de la ecuación (4.4.2), obtenemos:

$$F = \frac{r \sum (c' l \cos \alpha + (W - U \cos \alpha) \tan \phi')}{\sum (Wr \sin \alpha + kW y_k)} \quad (4.4.6)$$

Donde:

$$M\alpha = \cos \alpha \left(1 + \frac{\tan \phi' \tan \alpha}{F} \right) \quad (4.4.7)$$

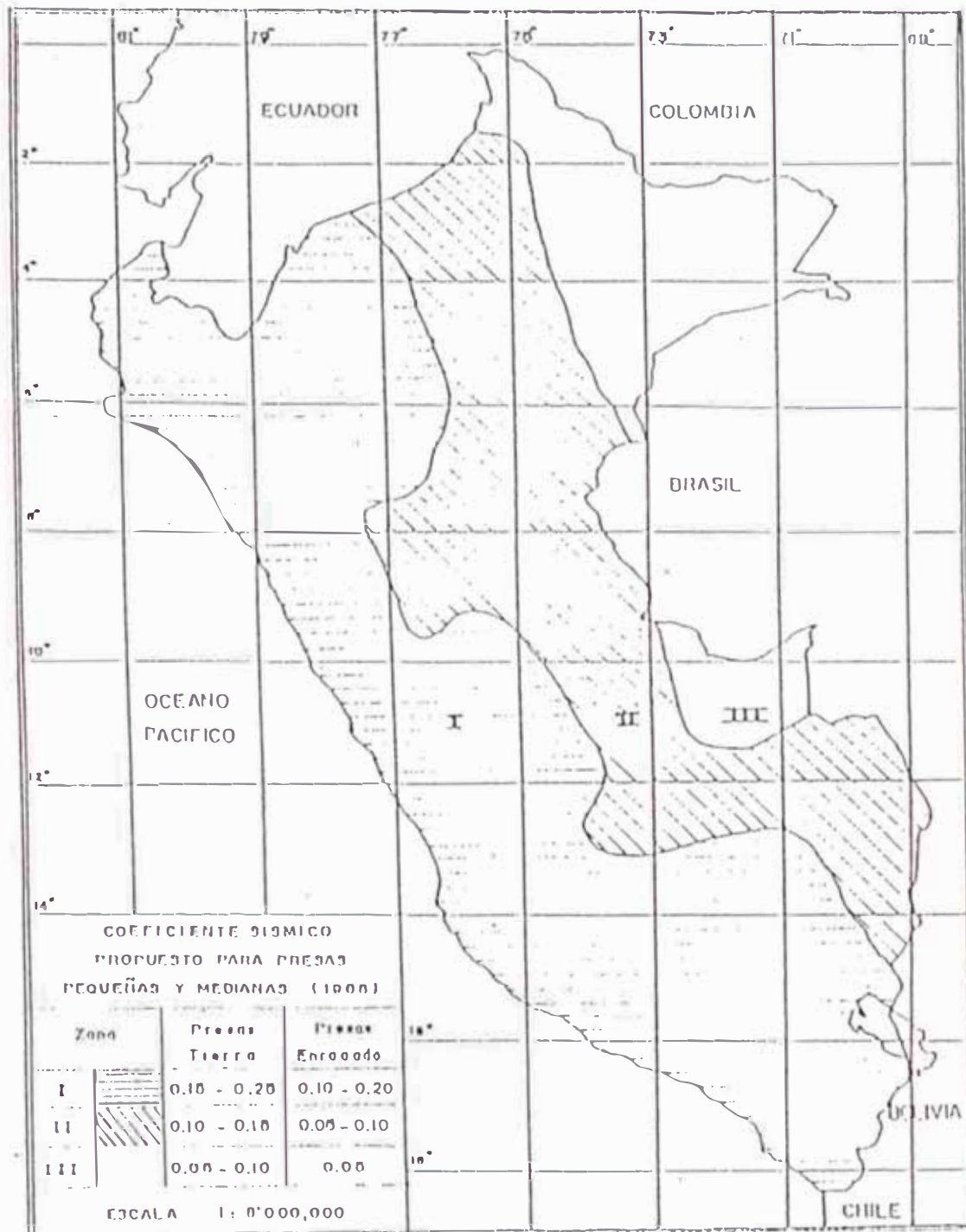
Con la ecuación (4.4.6) se procede a calcular el factor de seguridad para cada círculo de falla propuesto.

Para el análisis supone 3 estados:

- A)** Finalizada la construcción
- B)** Durante la ocurrencia de la avenida de diseño
- C)** Vaciado Rápido.

Considerando que un Dique tiene similar comportamiento que una presa de tierra podemos extraer de ello factores de seguridad mínimos recomendados el cual muestra el cuadro N° 4.3 y en la figura N° 4.6 se muestra la zonificación del coeficiente sísmico k para presas pequeñas y medianas.

En nuestro caso se ha visto por conveniente utilizar un valor de k igual a 0.15.



Fuente: VII Congreso Nacional de Ingeniería Civil - 5-11 de Setiembre 1968
Huaraz - Ancash.

FIGURA N° 4.6 ZONIFICACION DEL COEFICIENTE "k"

CUADRO N° 4.3
FACTORES DE SEGURIDAD MINIMOS

CONDICION DE DISEÑO	FACTOR DE SEGURIDAD	
	AGUAS ARRIBA	AGUAS ABAJO
A) Al final de la construcción	1.3	1.3
B) Ocurrencia de Avenida de Diseño	----	1.5
C) Vaciado Rapido	1.0	—
D) Sismo (solo A y B)	1.0	1.0

Fuente: Memorias del Seminario Diseño de Presas de Tierra Del 9 al 11 de Mayo de 1990 – CISMID

Los diques se construirán de material compuesto de grava arcillosa, en el cuadro N°4.4 se recomiendan valores de γ , ϕ y c de acuerdo a la zona del proyecto:

CUADRO N° 4.4
VALORES γ , ϕ y c

ESTRUCTURA	TIPO SUELO	PARAMETRO DEL SUELO		
		γ (ton/m ³)	ϕ	c
CIMENTACION	GP	2.10	34°	0
TERRAPLEN	GC	1.90	---	---
ENROCADO	---	2.65	36°	---

Los parámetros del suelo Para el dique al final de la construcción se tomaron los resultados del ensayo no consolidado no drenado, obteniendo:

$$\phi_u = 13^\circ$$

$$C_u = 4.4 \text{ ton/m}^2$$

Para el dique en funcionamiento se tomaron los resultados del ensayo consolidado drenado, obteniendo:

$$\phi' = 30.6^\circ$$

$$C' = 0$$

Para el dique en vaciado rápido se tomaron los resultados del ensayo consolidado no drenado, obteniendo:

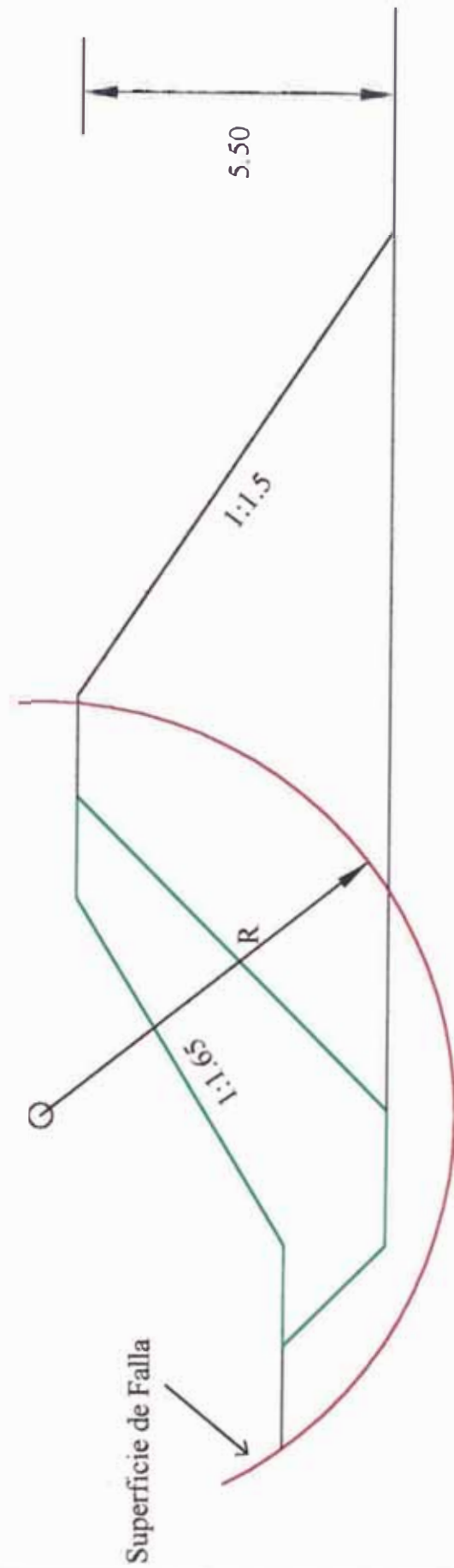
$$\phi = 20^\circ \quad C = 0$$

Se procede a realizar el análisis de estabilidad para las condiciones de diseño y teniendo en cuenta los factores de seguridad mínimos para cada caso como se muestra en las figuras N°4.7, 4.8, 4.9 y 4.10. El análisis se realiza primero sin ocurrencia de sismo y posteriormente con la ocurrencia de sismo. Esto se resume en los cuadros N°4.5 y 4.6

ESTABILIDAD DE TALUD AGUAS ARRIBA

FIGURA N° 4.7

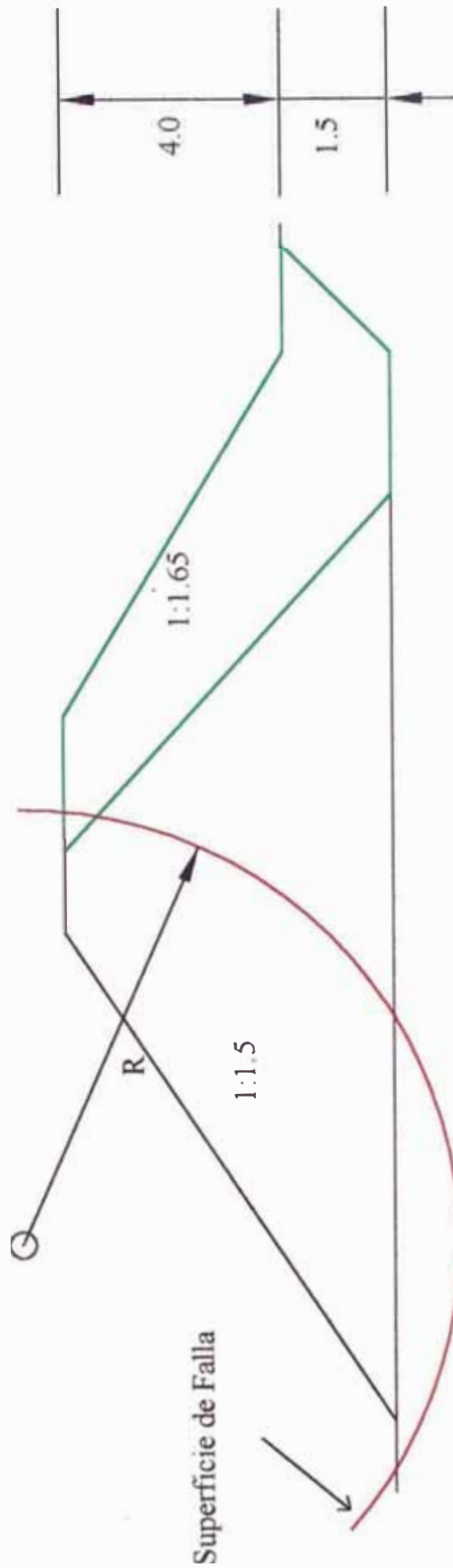
Finalizada La Construcción



ESTABILIDAD DE TALUD AGUAS ABAJO

FIGURA N° 4.8

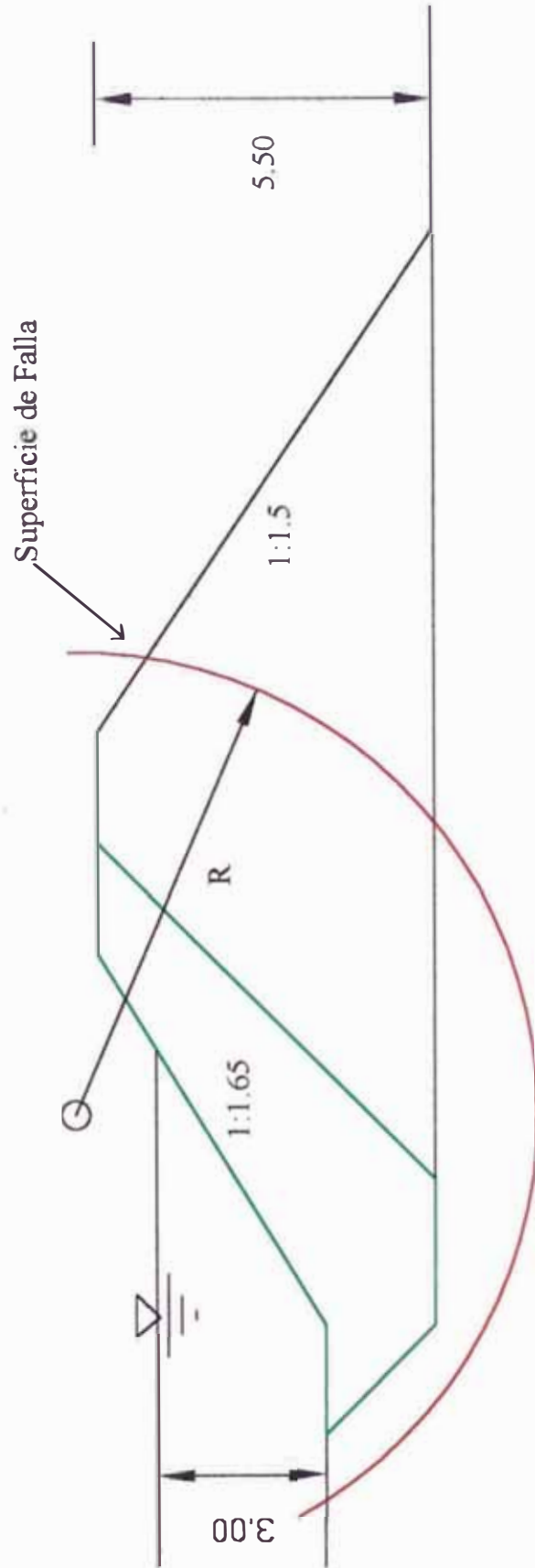
Finalizada La Construcción



ESTABILIDAD DE TALUD AGUAS ARRIBA

FIGURA N° 4.9

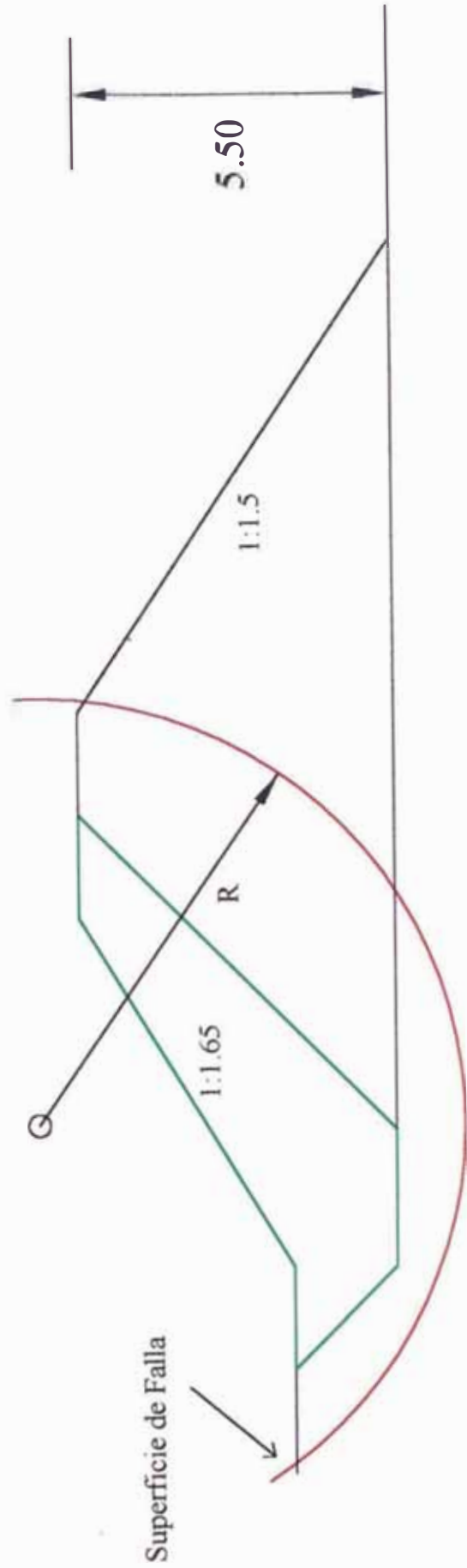
Durante Ocurrencia de Avenida de Diseño



ESTABILIDAD DE TALUD AGUAS ARRIBA

FIGURA N° 4.10

Vaciado Rapido



CUADRO N° 4.5
ANALISIS DE ESTABILIDAD DEL DIQUE SIN SISMO

CONDICION DE DISEÑO	TALUD AGUAS ARRIBA		TALUD AGUAS ABAJO	
	F.S.	RADIO (m)	F.S.	RADIO (m)
Finalizada la Construcción	4.41	6.10	2.90	6.10
Durante Ocurrencia de avenida de Diseño	1.52	6.30	3.19	7.40
Vaciado Rapido	1.91	6.20	1.74	7.40

CUADRO N° 4.6**ANALISIS DE ESTABILIDAD DEL DIQUE CON SISMO**

CONDICION DE DISEÑO	TALUD AGUAS ARRIBA		TALUD AGUAS ABAJO	
	F.S.	RADIO (m)	F.S.	RADIO (m)
Finalizada la Construcción	3.08	6.20	2.30	6.10
Durante Ocurrencia de avenida de Diseño	1.19	6.30	1.55	7.40

4.4.7.2 ESTABILIDAD DEL ENROCADO

1.- 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 Cd mayor o igual que 1.5

$$Cd = \frac{\sum Fv \cdot f}{\sum Fh} \geq 1.5$$

Donde:

$Fv \cdot f = Hr =$ sumatoria de las fuerzas verticales actuando perpendicularmente al plano de deslizamiento asumido.

$Fh = Ha =$ sumatoria de las fuerzas horizontales actuando paralelamente al plano de deslizamiento

$f =$ coeficiente de fricción que depende de las características del suelo.

ANALISIS DE ESTABILIDAD DEL ENROCADO

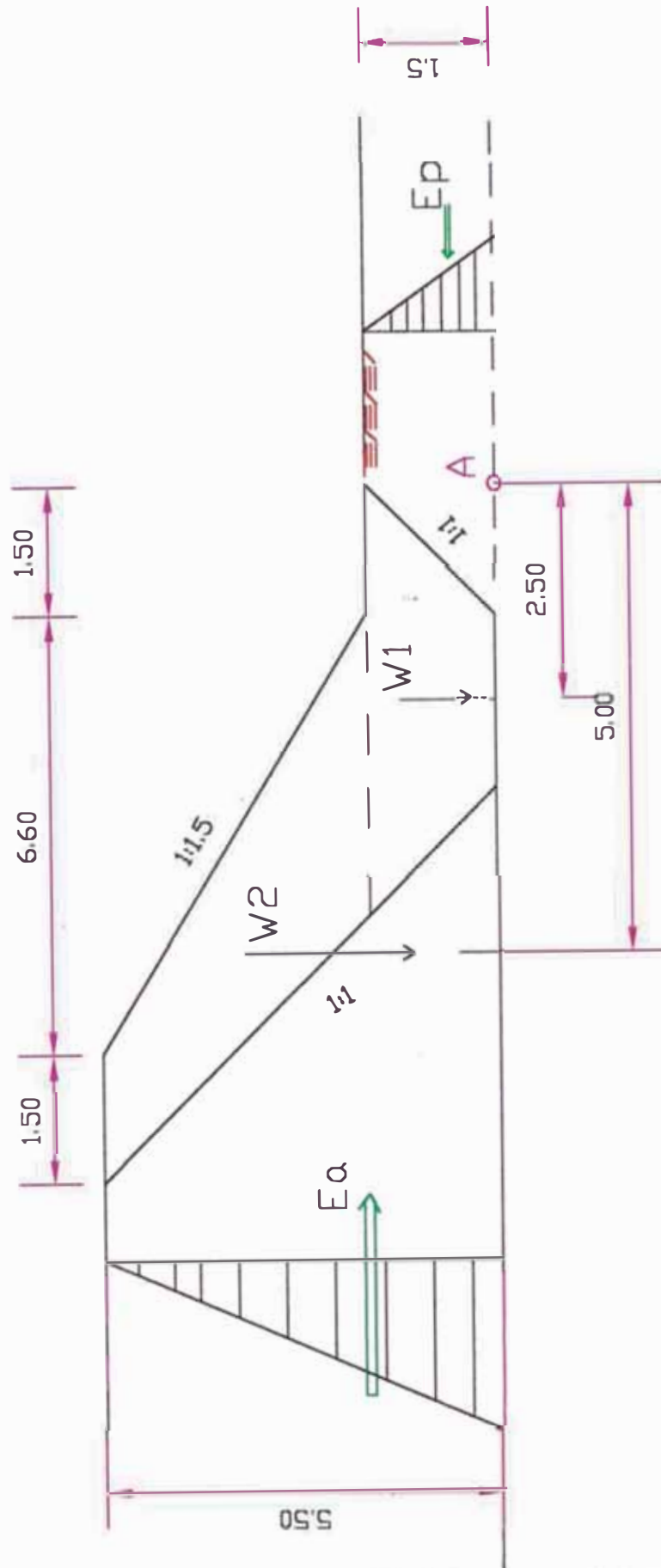


FIGURA N° 4.11

Empuje activo

$$Ea = 1/2 * Ka * \gamma_s * h^2$$

$$Ka = \cos \theta \frac{\left(\cos \theta - \left(\cos^2 \theta - \cos^2 \phi \right)^{0.5} \right)}{\left(\cos \theta + \left(\cos^2 \theta - \cos^2 \phi \right)^{0.5} \right)}$$

Si $\theta = 0$ (talud horizontal), entonces $Ka = \text{tg}^2 (45 - \phi/2)$

Donde :

ϕ = ángulo de fricción interna

ν = ángulo sobre la horizontal del talud del material

Para el cálculo de estabilidad se tiene los siguientes datos:

$$\gamma_s = 2.1 \text{ t/m}^3$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$\theta = 0$$

$$f = 0.6$$

$$h = 4.0 + 1.5 = 5.50 \text{ (de la fig. N}^\circ \text{ 4.4.1)}$$

Reemplazando en las fórmulas tenemos:

$$Ka = \text{tg}^2 (45 - 30/2) = 0.33$$

$$Ha = Ea = 1/2 * 0.33 * 2.1 * 5.50^2 = 10.48 \text{ t/m.}$$

Empuje pasivo:

$$E_p = 1/2 * K_p * \gamma_s * h^2$$

$$K_p = \cos \theta \frac{\left(\cos \theta + \left(\cos^2 \theta - \cos^2 \phi \right)^{0.5} \right)}{\left(\cos \theta - \left(\cos^2 \theta - \cos^2 \phi \right)^{0.5} \right)}$$

Si $\theta = 0$ (talud horizontal), entonces $K_p = \text{tg}^2 (45 + \phi/2)$

Reemplazando en las fórmulas tenemos:

$$K_p = \text{tg}^2 (45 + 30/2) = 13.93$$

$$E_p = 1/2 * 13.93 * 2.1 * 1.5^2 = 32.91 \text{ t/m.}$$

Por otro lado tenemos de la figura N° 4.11

$$W1 = \text{area} \times \gamma_{\text{roca}} = 5.25 \times 2.65 = 13.91 \text{ t/m}$$

$$W2 = \text{area} \times \gamma_{\text{roca}} = 7.75 \times 2.65 = 20.54 \text{ t/m}$$

Entonces:

$$H_r = f * \text{peso} = 0.6 * (W1 + W2) = 0.6 * (13.91 + 20.54)$$

$$H_r = 20.67 \text{ t/m.}$$

$$C_d = H_r / H_a = 20.67 / 10.48 = 1.97 > 1.5 \text{ conforme}$$

2.- 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 que 2.5

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

Donde:

M_r = momento resistente

M_v = momento de volteo

Tomando la sumatoria de momentos en el punto A (ver figura N° 4.11)

$$M_r = E_p 1.5/3 + W_1 * 2.5 + W_2 * 5.0 = 154.62 \text{ t- m}$$

$$M_v = E_a * 5.50/3 = 10.48 * 5.50/3 = 19.21 \text{ t- m}$$

$$C_v = M_r / M_v = 154.62 / 19.21 = 8.02 > 2.5 \text{ conforme!}$$

Para el segundo caso figura N° 3.21, realizando el mismo análisis anterior, se obtuvo:

$$C_d = 2.38 > 1.5 \text{ conforme}$$

4.5 METRADOS**4.5.1 MOVIMIENTO DE TIERRAS**

ESTACA	DISTANCIA (M)	AREA (m ²)						VOLUMEN (m ³)					
		MARGEN DERECHA			MARGEN IZQUIERDA			MARGEN DERECHA			MARGEN IZQUIERDA		
		CORTE TALUD	RELLENO TALUD	CORTE UÑA	CORTE TALUD	RELLENO TALUD	CORTE UÑA	CORTE TALUD	RELLENO TALUD	CORTE UÑA	CORTE TALUD	RELLENO TALUD	CORTE UÑA
0+000			14.63	5.25		1.58	5.25						
0+100	100	*****	8.15	5.25	*****	19.10	5.25	*****	1139.00	525	*****	1034.00	525
0+200	100	*****	16.20	5.25	*****	11.36	5.25	*****	1217.50	525	*****	1523.00	525
0+300	100	0.21	11.20	5.25	*****	9.58	5.25	*****	1370.00	525	*****	1047.00	525
0+400	100	0.14	2.14	5.25	0.11	10.69	5.25	17.50	667.00	525	*****	1013.50	525
0+500	100	1.26	9.51	5.25	2.24	12.21	5.25	70.00	582.50	525	56.00	1145.00	525
0+600	100	2.53	7.45	5.25	3.12	9.52	5.25	189.50	848.00	525	78.00	1086.50	525
0+700	100	2.22	8.56	5.25	1.13	12.46	5.25	237.50	800.50	525	28.25	1099.00	525
0+800	100	1.35	10.23	5.25	2.21	13.67	5.25	178.50	939.50	525	55.25	1306.50	525
0+900	100	1.42	12.58	5.25	2.23	10.85	5.25	138.50	1140.50	525	55.75	1226.00	525
1+000	100	2.31	8.52	5.25	1.45	12.42	5.25	186.50	1055.00	525	36.25	1163.50	525
1+100	100	1.25	11.69	5.25	1.36	12.65	5.25	178.00	1010.50	525	34.00	1253.50	525
1+200	100	2.56	11.47	5.25	1.12	9.54	5.25	190.50	1158.00	525	28.00	1109.50	525
1+300	100	2.52	10.35	5.25	1.11	10.32	5.25	254.00	1091.00	525	27.75	993.00	525
1+400	100	1.45	12.32	5.25	2.11	11.36	5.25	198.50	1133.50	525	52.75	1084.00	525
1+500	100	1.62	8.58	5.25	2.14	12.74	5.25	153.50	1045.00	525	53.50	1205.00	525
1+600	100	2.25	9.54	5.25	2.18	9.53	5.25	193.50	906.00	525	54.50	1113.50	525
1+700	100	2.98	4.81	5.25	4.21	3.12	5.25	74.50	717.50	525	105.25	632.50	525
1+800	100	2.51	4.95	5.25	4.58	2.53	5.25	274.50	488.00	525	439.50	282.50	525
1+900	100	2.23	5.54	5.25	5.23	2.46	5.25	237.00	524.50	525	490.50	249.50	525
2+000	100	2.58	6.10	5.25	5.26	2.57	5.25	240.50	582.00	525	524.50	251.50	525
2+100	100	2.87	4.50	5.25	4.28	4.10	5.25	272.50	530.00	525	477.00	333.50	525
2+200	100	2.50	5.85	5.25	7.92	3.16	5.25	268.50	517.50	525	610.00	363.00	525
2+300	100	2.56	2.56	5.25	6.32	1.87	5.25	253.00	420.50	525	712.00	251.50	525
2+400	100	1.80	3.45	5.25	4.87	2.54	5.25	218.00	300.50	525	559.50	220.50	525
2+500	100	3.21	2.81	5.25	7.43	3.11	5.25	250.50	313.00	525	615.00	282.50	525
2+600	100	0.24	2.53	5.25	0.41	0.41	5.25	172.50	267.00	525	392.00	176.00	525
2+700	100	0.19	2.41	5.25	0.12	0.24	5.25	21.50	247.00	525	26.50	32.50	525
2+800	100	0.46	3.12	5.25	0.58	0.47	5.25	32.50	276.50	525	35.00	35.50	525
2+900	100	0.23	4.51	5.25	0.89	0.56	5.25	34.50	381.50	525	73.50	51.50	525
3+000	100	0.35	4.85	5.25	0.42	0.65	5.25	29.00	468.00	525	65.50	60.50	525
3+100	100	0.45	5.23	5.25	0.65	0.53	5.25	40.00	504.00	525	53.50	59.00	525
3+200	100	0.63	5.41	5.25	0.54	0.28	5.25	54.00	532.00	525	59.50	39.50	525
3+300	100	0.54	4.63	5.25	0.52	0.73	5.25	58.50	502.00	525	53.00	49.50	525
3+400	100	0.35	6.23	5.25	0.38	0.21	5.25	44.50	543.00	525	45.00	47.00	525
3+500	100	0.39	6.58	5.25	0.54	0.23	5.25	37.00	640.50	525	46.00	22.00	525
3+600	100	0.12	6.23	5.25	0.45	0.21	5.25	25.50	640.50	525	49.50	22.00	525
3+700	100	0.23	7.21	5.25	0.54	0.23	5.25	17.50	672.00	525	49.50	22.00	525
3+800	100	0.58	5.82	5.25	0.78	0.54	5.25	40.50	651.50	525	66.00	38.50	525
3+900	100	0.87	6.51	5.25	0.64	0.72	5.25	72.50	616.50	525	71.00	63.00	525
4+000	100	0.23	7.62	5.25	0.42	0.62	5.25	55.00	706.50	525	53.00	67.00	525
4+100	100	0.31	8.21	5.25	0.23	0.43	5.25	27.00	791.50	525	32.50	52.50	525
4+200	100	0.81	5.42	5.25	0.89	0.52	5.25	56.00	681.50	525	56.00	47.50	525
4+300	100	0.56	4.86	5.25	0.28	0.54	5.25	68.50	514.00	525	57.50	53.00	525
4+400	100	0.24	1.25	5.25	0.84	0.45	5.25	40.00	305.50	525	55.00	49.50	525
4+500	100	1.24	0.53	5.25	1.41	0.41	5.25	102.50	89.00	525	115.00	46.50	525
4+600	100	2.1	0.41	5.25	0.12	0.24	5.25	167.00	47.00	525	76.50	32.50	525
4+620	20	1.46	0.12	5.25	1.58	0.47	5.25	35.60	5.30	105	17.00	7.10	105

CUADRO N° 4.7
RESUMEN DE METRADO MOVIMIENTO DE TIERRAS

MARGEN	VOLUMEN (m3)		
	CORTE TALUD	RELLENO TALUD	CORTE UÑA
DERECHA	5,510.00	30,580.00	24,255.00
IZQUIERDA	6,640.00	22,340.00	24,255.00
TOTAL	12,150.00	52,920.00	48,510.00

CUADRO N° 4.8
METRADO ENROCADO DE PROTECCION

DIQUE	PROGRESIVA	VOLUMEN (m3)	
		ENROCADO	FILTRO
TIPO I	0+000-2+380	70,150.00	6,440.00
TIPO II	2+380-4+620	70,760.00	6,496.00
TOTAL		140,910.00	12,936.00

4.5.2 ENROCADO DE PROTECCIÓN

◆ Dique Tipo I

De la figura N° 4.4.1 tenemos:

$$A1 = \frac{1}{2} * (B + b) * h = \frac{1}{2} * (5+2) * 1.5 = 5.25 \text{ m}^2$$

$$A2 = \frac{1}{2} * b * h = \frac{1}{2} * 2 * 4.0 = 4.0 \text{ m}^2$$

$$A3 = b * h = 4.0 * 2^{1/2} * 1.5/2^{1/2} = 6.0 \text{ m}^2$$

$$At = A1 + A2 + A3 = 15.25 \text{ m}^2$$

Volumen total de enrocado tipo I (figura N°4.4.1):

$$V = 15.25 \text{ m}^2 * 2300 \text{ m} * 2 = 70150 \text{ m}^3$$

Volumen total de enrocado tipo II (figura N° 4.4.2):

$$V = 15.25 \text{ m}^2 * 2320 * 2 = 70760 \text{ m}^3$$

Por partidas específicas:

- Extracción en cantera (roca en banco)

a) eficiencia de la cantera: $E_f = 0.70$ (70%)

b) volumen de extracción: $V_{ext} = 140,910 / 0.7 = 201,300 \text{ m}^3$

- Selección, carguío y transporte

a) esponjamiento de roca compacta: $E = 60\%$

b) volumen a transportar: $V_{trans} = 140,910 * 1.6 = 225,456 \text{ m}^3$

- Descarga y colocación

$$V_{col} = 140,910 \text{ m}^3$$

4.5.3 FILTRO

- ◆ Sección transversal del filtro tipo I :

De la figura N° 4.4.1 tenemos:

$$A = 5.50 * 2^{1/2} * 0.25 / 2^{1/2} = 1.40 \text{ m}^2$$

Volumen total de filtro tipo 1 :

$$V = 1.40 \text{ m}^2 * 2300\text{m} * 2 = 6440 \text{ m}^3$$

Volumen total de filtro tipo II :

$$V = 1.40 \text{ m}^2 * 2320\text{m} * 2 = 6496 \text{ m}^3$$

Finalmente:

$$\text{Volumen Total de Filtro} = 12936.00 \text{ m}^3$$

4.6 ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

PARTIDA : 1.10
 DESCRIPCION : Movilización y Desmovilizacion de equipo
 RENDIMIENTO :
 CUADRILLA :

UNIDAD : GLB

DESCRIPCION	UND	CANT.	P. UNIT.	C. PARCIAL	C. TOTAL
CAMION VOLQUETE 8 M3	hm	12.000	85.38	1024.56	
CAMION SEMITRAYLER 4x2 - 330HP	hm	54.000	111.19	6004.26	
CAMION VOLQUETE 10 M3	hm	24.000	94.20	2260.80	9289.62
herram. 0.00 % DE M.O.				0.00	0.00
				TOTAL :	9289.62

PARTIDA : 1.20
 DESCRIPCION : Campamento y oficinas provisionales
 RENDIMIENTO : 10 M2/Dia
 CUADRILLA : 1 Operario + 2 Peones

UNIDAD : M2

DESCRIPCION	UND	CANT.	P. UNIT.	C. PARCIAL	C. TOTAL
CLAVO (PROM)	Kg	0.100	2.00	0.20	
BISAGRA NACIONAL CAP. 3x3	Par	0.200	2.30	0.46	
TIRAFON DE 3"	Und	0.900	0.95	0.86	
MADERA TORNILLO	Pie2	2.050	2.94	6.03	
TRIPLAY 4'x 8' x 4 mm.	Pl	0.800	19.50	15.60	
PLANCHA ETER. ROJO REF. 2.44 M.	Und	0.500	30	15.00	38.14
OPERARIO	hh	0.800	8.74	6.99	
PEON	hh	1.600	7.05	11.28	18.27
herram. 3.00 % DE M.O.				0.55	0.55
				TOTAL :	56.98

PARTIDA : 1.30
 DESCRIPCION : Trazo, nivelac.replanteo defensa ribereña
 RENDIMIENTO :
 CUADRILLA :

UNIDAD : GLB

DESCRIPCION	UND	CANT.	P. UNIT.	C. PARCIAL	C. TOTAL
CEMENTO PORTLAND 1	Bl	20.000	14.50	290.00	
JALON	Hr	24.000	0.74	17.76	
MIRA TOPOGRAFICA	Hr	144.000	1.48	213.12	
NIVEL TOPOGRAFICO	He	144.000	5.90	849.6	
TEODOLITO	He	72.000	7.34	528.48	
ESTACAS DE MADERA	Und	350.000	0.72	252.00	2150.96
PEON	hh	240.000	7.05	1692	
TOPOGRAFO	hh	216.000	9.10	1965.60	3657.6
herram. 3.00 % DE M.O.				109.73	109.73
				TOTAL :	5918.29

PARTIDA : 1.40
DESCRIPCION : Acceso a los frentes de trabajo
RENDIMIENTO :
CUADRILLA : 0.2 Capataz + 2 Peones

UNIDAD : GLB

DESCRIPCION	UND	CANT.	P. UNIT.	C. PARCIAL	C. TOTAL
CAPATAZ	hh	16.000	9.24	147.84	
PEON	hh	96.000	7.05	676.8	824.64
TRACTOR 140 - 160	hm	48.000	87.48	4199.04	4199.04
herram. 3.00 % DE M.O.				24.74	24.74
				TOTAL :	5048.42

PARTIDA : 1.50
DESCRIPCION : Desvíos de agua del río
RENDIMIENTO :
CUADRILLA :

UNIDAD : GLB

DESCRIPCION	UND	CANT.	P. UNIT.	C. PARCIAL	C. TOTAL
CAPATAZ	hh	6.000	9.24	55.44	
PEON	hh	48.000	7.05	338.4	393.84
TRACTOR 140 - 160	hm	24.000	87.48	2099.52	2099.52
herram. 3.00 % DE M.O.				11.82	11.82
				TOTAL :	2505.18

PARTIDA : 1.60
DESCRIPCION : Cartel de obra incluye transp.e instalac.
RENDIMIENTO :
CUADRILLA :

UNIDAD : UND

DESCRIPCION	UND	CANT.	P. UNIT.	C. PARCIAL	C. TOTAL
CLAVO DE 2"	Kg	1.000	2.00	2.00	
CLAVO DE 3"	Kg	2.000	2.00	4.00	
MADERA TORNILLO	Pie2	95.000	2.94	279.30	
TRIPLAY 4 mm.	PI	3.000	19.50	58.50	
PINTURA ESMALTE	Gln	2.000	53.00	106.00	449.80
OPERARIO	hh	9.130	8.74	79.80	
PEON	hh	6.420	7.05	45.26	125.06
TRANSP. CARTEL DE OBRA	Glob	1.000	25.00	25.00	25.00
herram. 2.00 % DE M.O.				2.50	2.50
				TOTAL :	577.36

PARTIDA : 1.70
DESCRIPCION : Guardianía
RENDIMIENTO : UNIDAD : MES
CUADRILLA : 2 Oficiales

DESCRIPCION	UND	CANT.	P. UNIT.	C. PARCIAL	C. TOTAL
OFICIAL	Mes	2.000	792	1584.00	1584
herram. 0.00 % DE M.O.				0.00	0.00
TOTAL :				1584.00	

PARTIDA : 2.10
DESCRIPCION : Excav./P/Cimentación - seco (uña)
RENDIMIENTO : 320 M3/Día UNIDAD : M3
CUADRILLA : 0.1 Capataz + 1 Oficial + 2 Peones

DESCRIPCION	UND	CANT.	P. UNIT.	C. PARCIAL	C. TOTAL
CAPATAZ	hh	0.003	9.24	0.03	
OFICIAL	hh	0.025	7.87	0.20	
PEON	hh	0.050	7.05	0.35	0.58
RETROEXC. SOBRELLANTAS 1 Y D3	hm	0.025	120.50	3.01	3.01
herram. 3.00 % DE M.O.				0.02	0.02
TOTAL :				3.61	

PARTIDA : 2.20
DESCRIPCION : Corte y perfilado de talud
RENDIMIENTO : 800 M3/Día UNIDAD : M3
CUADRILLA : 0.5 Capataz + 3 Peones

DESCRIPCION	UND	CANT.	P. UNIT.	C. PARCIAL	C. TOTAL
CAPATAZ	hh	0.005	9.24	0.05	
PEON	hh	0.030	7.05	0.21	0.26
TRACTOR D8 K 300 HP	hm	0.010	164.29	1.64	1.64
herram. 3.00 % DE M.O.				0.01	0.01
TOTAL :				1.91	

PARTIDA : 2.30
DESCRIPCION : Relleno con material de río en terraplen
RENDIMIENTO : 400 M3/Día UNIDAD : M3
CUADRILLA : 0.2 Capataz + 2 Oficial + 4 Peones

DESCRIPCION	UND	CANT.	P. UNIT.	C. PARCIAL	C. TOTAL
CAPATAZ	hh	0.004	9.24	0.04	
OFICIAL	hh	0.040	7.87	0.31	
PEON	hh	0.080	7.05	0.56	0.92
CAMION VOLQUETE 8 m3	hm	0.040	64.63	2.59	
CRGAD - ORUGA 150 - 180 CP	hm	0.020	108.50	2.17	
TRACTOR 140 - 160	hm	0.020	87.48	1.75	6.50
herram. 3.00 % DE M.O.				0.03	0.03
TOTAL :				7.45	

PARTIDA : 2.40
 DESCRIPCION : Extracción de cantera (Roca de banco)
 RENDIMIENTO : 400 M3/Día UNIDAD : M3
 CUADRILLA : 1Capataz/ 8 Operarios/ 4 Oficiales/ 9 Pe

DESCRIPCION	UND	CANT.	P. UNIT.	C. PARCIAL	C. TOTAL
FULMINANTE N° 6	Und	1.000	0.25	0.25	
GUIA	Pie	4.000	0.22	0.88	
DINAMITA	Kg	0.350	3.91	1.37	
BARRENO 7/8" x 8"	hm	0.002	44.18	0.09	2.59
CAPATAZ	hh	0.018	9.24	0.17	
OFICIAL	hh	0.071	7.87	0.56	
OPERARIO	hh	0.142	8.74	1.24	
PEON	hh	0.160	7.05	1.13	3.09
CARG. FRONTAL 3 Y 3 - LLANTA	hm	0.018	98.14	1.77	
COMPRESORA 600 PCM	hm	0.036	58.82	2.12	
MARTILLO NEUMATICO 25 - 29 KG	hm	0.107	5.96	0.64	
TRACTOR D8 K 300 HP	hm	0.036	164.29	5.91	10.44
herram. 3.00 % DE M.O.				0.09	0.09
				TOTAL :	16.21

PARTIDA : 2.50
 DESCRIPCION : Selección, cargó y transporte
 RENDIMIENTO : 350 M3/Día UNIDAD : M3
 CUADRILLA : 1 Capataz + 2 Oficial + 8 Peones

DESCRIPCION	UND	CANT.	P. UNIT.	C. PARCIAL	C. TOTAL
CAPATAZ	hh	0.023	9.24	0.21	
OFICIAL	hh	0.046	7.87	0.36	
PEON	hh	0.183	7.05	1.29	1.86
VOLQUETE 10 M3	hm	0.183	94.20	17.24	
GRUA HIDRAULICA AUTOP. 155 HP	hm	0.046	103.34	4.75	21.99
herram. 3.00 % DE M.O.				0.06	0.06
				TOTAL :	23.91

PARTIDA : 2.60
 DESCRIPCION : Descarga y colocación
 RENDIMIENTO : 225 M3/Día UNIDAD : M3
 CUADRILLA : 1 Capataz + 2 Oficial + 6 Peones

DESCRIPCION	UND	CANT.	P. UNIT.	C. PARCIAL	C. TOTAL
CAPATAZ	hh	0.036	9.24	0.33	
OFICIAL	hh	0.071	7.87	0.56	
PEON	hh	0.300	7.05	2.12	3.01
CARG. FRON. CAT. 920, 80-95 HP	hm	0.036	52.52	1.89	1.89
herram. 3.00 % DE M.O.				0.09	0.09
				TOTAL :	4.99

PARTIDA : 2.70
 DESCRIPCION : Acojamiento de material de lecho de río
 RENDIMIENTO : 5 M3/Día UNIDAD : M3
 CUADRILLA : 0.1 Capataz + 1 Peones

DESCRIPCION	UND	CANT.	P. UNIT.	C. PARCIAL	C. TOTAL
CAPATAZ	hh	0.06	9.24	0.55	
PEON	hh	1.80	7.05	12.69	13.24
herram. 3.00 % DE M.O.				0.40	0.40
TOTAL :					13.64

PARTIDA : 2.80
 DESCRIPCION : Descarga y colocación de filtro
 RENDIMIENTO : 8 M3/Día UNIDAD : M3
 CUADRILLA : 0.1 Capataz + 2 Peones

DESCRIPCION	UND	CANT.	P. UNIT.	C. PARCIAL	C. TOTAL
CAPATAZ	hh	0.10	9.24	0.92	
PEON	hh	2.00	7.05	14.10	15.02
herram. 3.00 % DE M.O.				0.45	0.45
TOTAL :					15.47

4.7 PRESUPUESTO**PRESUPUESTO DE OBRA****OBRA** : Defensas Ribereñas en el Río Chillón, Tramo: Pte. Panamericana - Pte. Inca**UBICACIÓN** : Distrito de San Martín de Porres**FECHA** : Enero 2002

Código	Descripción	Unidad	Metrado	Precio Unitario	Parcial S/.	Total S/.
1.00	TRABAJOS PRELIMINARES					33,982.07
1.10	Movilización y Desmovilización de Eq. y Herr.	GLB	1.00	9,289.62	9,289.62	
1.20	Carpamentos y oficinas provisionales	M2	20.00	56.96	1,139.20	
1.30	Trazo, Nivelación y replanteo	GLB	1.00	5,918.29	5,918.29	
1.40	Acceso a los frentes de trabajo	GLB	1.00	5,048.42	5,048.42	
1.50	Desvío de aguas de río	GLB	1.00	2,505.18	2,505.18	
1.60	Carteles de obra inc. Transp. e instalación	UND	1.00	577.36	577.36	
1.70	Guardiania	MES	6.00	1,584.00	9,504.00	
2.00	DIQUE LONGITUDINAL					
	<u>Movimiento de tierra</u>					592,581.60
2.10	Excav. p/ciment. en conglomerado seco (uña)	M3	48,510.00	3.61	175,121.10	
2.20	Corte y perfilado de talud	M3	12,150.00	1.91	23,206.50	
2.30	Relleno del terraplen	M3	52,920.00	7.45	394,254.00	
	<u>Enrocado de protección</u>					9,356,866.86
2.40	Extrac.en cantera (roca en banco)	M3	201,300.00	16.21	3,263,073.00	
2.50	Selecc. Carguío y transporte	M3	225,456.00	23.91	5,390,652.96	
2.60	Descarga y colocación	M3	140,910.00	4.99	703,140.90	
	<u>Filtro</u>					376,566.96
2.70	Acoj. De material de lecho de río (manual)	M3	12,936.00	13.64	176,447.04	
2.80	Descarga y colocación del filtro	M3	12,938.00	15.47	200,119.92	
COSTO DIRECTO :				S/.		10,359,997.49
GASTOS GENERALES Y UTILIDADES 15% :				S/.		1,553,999.62
SUB TOTAL				S/.		11,913,997.11
IMPUESTO GENERAL A LAS VENTAS 18% :				S/.		2,144,519.48
PRESUPUESTO TOTAL				S/.		14' 058, 516.59
SON : Catorce millones Cincuenta y Ocho Mil Quinientos Dieciséis con 59/100 Nuevos Soles						

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

- 1.- El río Chillón es uno de los ríos más importantes de nuestro litoral nace en las alturas de Canta y desemboca en las costas limeñas. En su trayecto se encuentran zonas tanto rurales como urbanas precisamente El tramo Puente Panamericana – Puente Inca materia del presente informe es la zona más vulnerable a desastres. En gran parte la cota de fondo del lecho del río se encuentra por encima del nivel del terreno de las urbanizaciones, lo que pone en evidencia el peligro de eventuales desborde de sus aguas e inundaciones provocando perdidas humanas y materiales.
- 2.- Se propone la construcción de diques de tierra con revestimiento de enrocado en ambas márgenes del río con un ancho de encauzamiento de 40.00 metros.
- 3.- Tomando en cuenta la resistencia, viabilidad y economía se propone un revestimiento para los diques de enrocado serán construido de material

homogéneo compuesto de grava arcillosa GC, con un talud aguas abajo de 1:5 y aguas arriba de 1:1.65, que alcanza una altura total de 5.50 metros, un ancho en la corona de 3.00 metros y una profundidad de uña de 1.50 metros.

- 4.- La determinación de máximas avenidas nos permite tener valores de diseño en obras como de derivación, vertederos, muros de encauzamiento, etc. Para el calculo de máximas avenidas se empleo la Distribución Gumbel para ello Se realizo la prueba de bondad de ajuste de distribución empírica a distribución teórica por el método de Kolmogorov-Smirnov encontrándose que para $n=79$ (tamaño de la muestra) y para un nivel de significancia del 5% el ajuste es bueno.
- 5.- Empleando las expresiones de la Distribución Gumbel se determino los caudales de diseño de $162 \text{ m}^3/\text{s}$, $183 \text{ m}^3/\text{s}$ y $231 \text{ m}^3/\text{s}$ para periodos de retorno de 50 años, 100 años y 500 años respectivamente.
- 6.- El riesgo de falla 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 de falla debiera considerarse casi cero, de igual manera deberá tener un valor muy pequeño para perdidas económicas cuantiosas. Se han

considerado riesgo de falla de 0.40, 0.25 y 0.05 para 50, 100 y 500 años de tiempo de retorno respectivamente.

- 7.- El calculo de Socavación se realizo por el metodo de Lischtván - Lebediev encontrándose un valor de 1.50 m. El cual debera tenerse presente en el diseño de la uña de cimentación.

RECOMENDACIONES

- 1.- La implementación del Sistema de Prevención y Mitigación Contra Inundaciones del Río Chillón con la participación de organismos estatales con la participación de la población.
- 2.- La creación de La Autoridad del Río Chillón con participación de entidades del Gobierno Central, Local y la sociedad civil en su conjunto, la cual administrara, operara, mantendrá y propondrá soluciones técnicas.
- 3.- Establecer medidas correctoras de impacto ambiental antes y después de la construcción de la obra, para mantener una mejor armonía con la naturaleza.

BIBLIOGRAFÍA

1. LINSLEY, KOHLER y PAULUS; **Hidrología para Ingenieros** editorial Mc Grau Hill, 1977.
2. LINSLEY y FRANZINI; **Ingeniería de los Recursos Hidráulicos**; 1967; Ed. CECSA.
3. VEN TE CHOW.; **Hidráulica de los Canales Abiertos** Editorial Diana, México, 1986
4. COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD, Instituto de Investigaciones Eléctricas, **Manual de Diseño de Obras Civiles, Hidrotécnica – Hidráulica – H. Fluvial**, México.
5. MANSEN VALDERRAMA, Alfredo **Problemas en el manejo de quebradas** Diseño de Obras Hidráulicas publicado por el A.C.I., Capítulo de Estudiantes, Univesidad Nacional de Ingeniería, noviembre 1994.
6. ROCHA FELICES, Arturo **Recursos hidráulicos** Libro 16, Colección del Ingeniero Civil, Colegio de Ingenieros del Perú, Lima, 1993.
7. HAJI SHIRONOSHITA, Susana; **Plan de defensa contra inundaciones**, UNI – FIC , TG/3043 – 1992.

8. ING. RUBEN TERAN A. ; **Diseño y Construcción de Defensas Ribereñas**, Escuela Superior de Administración de Aguas. " CHARLES SUTTON"