

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



ENCAUZAMIENTO DEL RIO CHILLON

TRAMO HACIENDA CABALLERO - DESEMBOCADURA

TESIS

Para Optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

CARLOS ALBERTO SILVA ROJAS

PROMOCION 1998 - I

LIMA - PERU

2000

AGRADECIMIENTO:

***A Dios, por iluminarme,
guiarme en mi vida y
estar siempre conmigo.***

A MIS PADRES:

Luis y Rosa.

*Por su amor, comprensión, paciencia y ayuda,
a ellos mi eterno agradecimiento*

A MIS HERMANOS:

***Tania, Alec, Karen,
Tito, Mariela***

*Por su constante apoyo y cariño,
mi reconocimiento y agradecimiento sincero*

*A mis Tíos, Primos y Amigos, mi
agradecimiento profundo por ese apoyo
incondicional que me brindan siempre.*

*Mi especial agradecimiento al Ing. Edgar
Rodríguez, por el constante apoyo para
la elaboración de esta tesis*

*A la Universidad Nacional de
Ingeniería y a mis Profesores, mi
agradecimiento por acogerme en sus
aulas e impartirme sus conocimientos.*

SUMARIO

La regularización, control y encauzamiento de los ríos son tareas vinculadas desde antaño, y hoy más que nunca, al desarrollo y progreso de los pueblos.

Un problema común de los ríos en el Perú es como lograr que el caudal que transporte el río durante la época de crecidas, producto de las precipitaciones sobre áreas de la cuenca principal y quebradas laterales, discurra sin causar daños a los terrenos ribereños; daños que son causados por procesos erosivos y por inundación.

En el estudio que a continuación se presenta corresponde al encauzamiento del río Chillón en el tramo Hacienda Caballero hasta la Desembocadura; en el primer capítulo se da algunos alcances de hidráulica fluvial, como es las diferentes formas que pueden adoptar los ríos longitudinalmente, debido a que en el cauce y las márgenes dependiendo del caudal, pendiente, material transportado y obras realizadas en el río, se han producido en algunas partes erosión y en otras sedimentación, que es muy importante tener en cuenta para proyectar alguna obra.

En el segundo capítulo se proporciona los datos básicos del tramo en estudio, como la hidrología, topografía, ordenamiento territorial, contaminación ambiental, etc.

A continuación se determinó el caudal de diseño, para un tiempo de retorno de acuerdo al riesgo de falla y de acuerdo a las áreas que involucra, agrícolas o urbanizaciones. Luego se procedió a zonificar las áreas de inundación que serían afectadas ante la ocurrencia de la avenida de diseño, una vez teniendo el caudal de diseño para el período de retorno deseado se eligió el tipo de protección a construir.

El tipo de estructura de protección que se ha elegido es diques de tierra revestido con enrocado para el tramo Puente Panamericana hasta el Puente Inca debido a que va ha proteger urbanizaciones en donde peligrosamente el nivel de fondo del cauce del río se encuentra por encima de las urbanizaciones; la otra protección que se eligió para los dos tramos restantes son gaviones para proteger en su gran mayoría tierras de cultivo, debido a la cantidad de material disponible para este tipo de estructura.

En el tercer capítulo se determinó el perfil del tirante de agua usando un programa de cómputo, en base al método estándar por etapas para un flujo gradualmente variado, teniendo la variación del tirante de agua en todo el recorrido del río en el tramo en estudio, se diseñó tanto los diques revestidos de enrocado y los gaviones.

Teniendo ya el diseño de los diques y de los gaviones se procedió al metrado y análisis de costos de cada partida, para concluir en la elaboración del presupuesto.

En el cuarto capítulo, finalmente se proporciona las conclusiones y recomendaciones de este pequeño aporte técnico en favor de los distritos de Carabayllo, Puente Piedra, Comas, Los Olivos y el Callao.

INDICE

Relación de Figuras

Relación de Cuadros

Relación de Gráficos

Relación de Tablas

Relación de Fotos

Relación de Planos

INTRODUCCION

CAPITULO I: FUNDAMENTOS DE HIDRAULICA FLUVIAL

	<i>Página</i>
1.1 Generalidades.....	1
1.2 Morfología Fluvial o Fluviomorfología.....	3
1.2.1 <i>Clasificación de los Ríos</i>	5
1.2.2 <i>Abanico Fluvial</i>	9
1.2.3 <i>Caracterización de los Ríos según Culbertson</i>	11
1.2.4 <i>Perfil Longitudinal</i>	14
1.2.5 <i>Curva-Vado</i>	17
1.2.6 <i>Estrechamiento del Cauce</i>	19
1.2.7 <i>Causas de la Movilidad Fluvial</i>	21
1.3 Iniciación del Movimiento de las Partículas.....	22
1.3.1 <i>Fuerza Tractiva</i>	22
1.3.2 <i>Inicio del Movimiento</i>	24
1.4 Transporte de Sedimentos.....	30
1.4.1 <i>Generalidades</i>	30
1.4.2 <i>Materiales Transportados</i>	31
1.4.3 <i>Origen de los Sedimentos</i>	35
1.4.4 <i>Flujo Uniforme en Canales Abiertos</i>	39

1.4.5	<i>Flujo en una Sección de Canal con Rugosidad Compuesta</i>	45
1.4.6	<i>Propiedades de las Partículas Individuales</i>	48
1.4.7	<i>Formación de Lechos</i>	54
1.4.8	<i>Clasificación de Cauces</i>	56
1.4.9	<i>Gasto Sólido en Suspensión</i>	58
1.4.10	<i>Gasto Sólido de Fondo</i>	63
1.4.11	<i>Técnicas de Medición de Sedimentos</i>	71

CAPITULO II: INFORMACION BASICA Y EVALUACION DE LA CUENCA DEL RIO CHILLON EN EL TRAMO EN ESTUDIO

2.1	<i>Localización</i>	90
2.1.1	<i>Area en Estudio</i>	90
2.2	<i>Hidrología</i>	91
2.3	<i>Morfología</i>	95
2.4	<i>Topografía y Vegetación</i>	95
2.4.1	<i>Fisiografía</i>	95
2.4.2	<i>Geología</i>	96
2.4.3	<i>Regiones Geográficas</i>	97
2.4.4	<i>Ecología</i>	98
2.5	<i>Meteorología</i>	102
2.5.1	<i>Clima</i>	102
2.5.2	<i>Temperatura</i>	103
2.5.3	<i>Precipitación Pluvial</i>	104
2.6	<i>Suelos</i>	108
2.6.1	<i>Series, Perfiles y Salinización</i>	108
2.6.2	<i>Capacidad de Uso</i>	109
2.6.3	<i>Uso del Suelo en la Sub Cuenca Seca</i>	109
2.7	<i>Ordenamiento Territorial</i>	112
2.7.1	<i>Crecimiento Acelerado de la Ciudad versus Despoblamiento de su Area de su Area Rural</i>	113

2.7.2	<i>La Problemática del Centralismo</i>	113
2.7.3	<i>Ocupación Expansiva del Area Urbana versus Pérdida de Reservas Reservas Agroecologicas</i>	115
2.7.4	<i>Agotamiento de Areas de Expansión y Deterioro del Espacio Urbano</i>	116
2.7.5	<i>Características Demográficas</i>	117
2.8	Contaminación Ambiental en la Cuenca del Río Chillón	119
2.8.1	<i>Generalidades</i>	119
2.8.2	<i>Características Climáticas</i>	120
2.9	Situación Ambiental Actual	123
2.9.1	<i>Contaminación Agropecuaria</i>	123
2.9.2	<i>Contaminación de Botaderos</i>	123
2.9.3	<i>Contaminación Industrial</i>	124
2.9.4	<i>Contaminación Natural</i>	124
2.10	Características de las Descargas del Río Chillón	132
2.10.1	<i>Fuentes de Agua</i>	132
2.10.2	<i>Características de las Descargas</i>	135
2.11	Análisis Hidráulico	142
2.11.1	<i>Métodos de Análisis</i>	142
2.11.2	<i>Determinación de la Avenida de Diseño</i>	149
2.12	Reseña Histórica de Fenómenos Naturales en la Cuenca del Río Chillón ...	151
2.13	Inundaciones	153
2.13.1	<i>Consideraciones Generales</i>	153
2.13.2	<i>Inundaciones Producidas en la Parte Baja de la Cuenca Durante el Fenómeno del Niño, 1998</i>	153
2.13.3	<i>Zonificación de las Areas de Inundación</i>	154
2.14	Evaluación de los Sistemas de Protección Existentes	155

2.14.1 Selección del Tipo de Encauzamiento.....	157
---	-----

CAPITULO III: DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ENCAUZAMIENTO

3.1 Predimensionamiento General.....	65
3.1.1 Diques de Encauzamiento.....	65
3.1.2 Tipos de Diques de Tierra.....	168
3.1.3 Gaviones.....	74
3.1.4 Granulometría del Material del Lecho del Río Chillón.....	188
3.1.5 Estimación del Coeficiente de Rugosidad "n" de Manning.....	188
3.2 Selección del Ancho y Geometría Definitivos de las Secciones Propuestas.....	192
3.2.1 Selección del Ancho de Encauzamiento.....	192
3.3 Diseño de las Estructuras de Encauzamiento.....	196
3.3.1 Elementos Geométricos en el Cauce Actual del Río Chillón.....	196
3.3.2 Estudios de Socavación.....	206
3.3.3 Cálculo del Estado de un Río (Entrelazado o Mcándrico).....	215
3.3.4 Estabilidad del Lecho del Río.....	216
3.3.5 Determinación de la Carga de Fondo.....	219
3.3.6 Diseño del Dique con Revestimiento de Enrocado (Tramo: Puente Panamericana – Puente Inca).....	221
3.3.7 Diseño de Estructuras Gavionadas.....	256
3.4 Metrados.....	280
3.4.1 Cálculo de las Areas y Volúmenes del Enrocado de Protección y Filtro.....	280
3.4.2 Cálculo de las Areas y Volúmenes de los Gaviones.....	282
3.4.3 Metrado de Movimiento de Tierras	285
3.4.4 Análisis de Costos Unitarios.....	299
3.5 Presupuesto.....	307

CAPITULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones	309
Recomendaciones	312
Bibliografia.....	314
Anexos	

RELACION DE FIGURAS

CAPITULO I

1.1	<i>Río Recto</i>	7
1.2	<i>Río con Meandros</i>	7
1.3	<i>Río Entrelazado</i>	8
1.4	<i>Abanico Fluvial (planta)</i>	10
1.5	<i>Abanico Fluvial (perfil)</i>	10
1.6	<i>Sinuosidad</i>	12
1.7	<i>Diques Altos</i>	13
1.8	<i>Perfil Longitudinal Normal</i>	16
1.9	<i>Curva-Vado (planta)</i>	18
1.10	<i>Curva-Vado (perfil)</i>	18
1.11	<i>Puntos Favorables para Toma de Agua</i>	19
1.12	<i>Estrechamiento del Cauce (planta)</i>	20
1.13	<i>Estrechamiento del Cauce (perfil)</i>	20
1.14	<i>Tensión Cortante</i>	23
1.15	<i>Modos de Transporte</i>	31
1.16	<i>Cambio de la Sección</i>	57
1.17	<i>Cambios de Elevación del Lecho</i>	58
1.18	<i>Gasto Sólido en Suspensión</i>	61

CAPITULO II

2.1	<i>Ambito Físico de la Cuenca del Río Chillón</i>	93
2.2	<i>Sección Longitudinal del Río Chillón</i>	94
2.3	<i>Aspectos Geológicos</i>	100
2.4	<i>Perfil Longitudinal de la Cuenca (Pisos Ecológicos y Regiones Naturales)</i>	101
2.5	<i>Estaciones Meteorológicas de la Cuenca del Chillón</i>	107

CAPITULO III

3.1	<i>Dique Típico</i>	166
3.2	<i>Tipos de Dique de Tierra (Sección Homogénea)</i>	173
3.3	<i>Tipos de Dique de Tierra (Sección Mixta)</i>	173
3.4	<i>Detalle de Armado e Instalación</i>	186
3.5	<i>Como Colocar los Gaviones</i>	187
3.6	<i>Granulometria del Lecho del Río (Zona Punchauca)</i>	190
3.7	<i>Granulometria del Lecho del Río (Zona Pte. Piedra)</i>	191
3.8	<i>Tramo de un Canal para la Derivación del Método Estándar por Etapas</i>	201
3.9	<i>Tramo de un Canal para la Derivación de la Ecuación de Energía</i>	202
3.10	<i>Método de Bishop Modificado</i>	233
3.11	<i>Zonificación del Coeficiente Sísmico en el Perú</i>	237
3.12	<i>Análisis de Estabilidad al Final de la Construcción, sin Sismo – Talud Aguas Arriba</i>	242
3.13	<i>Análisis de Estabilidad al Final de la Construcción, sin Sismo – Talud Aguas Arriba</i>	243
3.14	<i>Análisis de Estabilidad Durante la Ocurrencia de la Avenida de Diseño sin Sismo – Talud Aguas Arriba</i>	244
3.15	<i>Análisis de Estabilidad Durante la Ocurrencia de la Avenida de Diseño con Sismo – Talud Aguas Arriba</i>	245
3.16	<i>Análisis de Estabilidad en Vaciado Rápido, Talud Aguas Arriba</i>	246
3.17	<i>Análisis de Estabilidad al Final de la Construcción, sin Sismo – Talud Aguas Abajo</i>	247
3.18	<i>Análisis de Estabilidad al Final de la Construcción, con Sismo – Talud Aguas Abajo</i>	248
3.19	<i>Sección Típica de Enrocado (primer caso)</i>	253
3.20	<i>Análisis de Estabilidad de la Estructura de Enrocado</i>	254
3.21	<i>Sección Típica de Enrocado (segundo caso)</i>	255
3.22	<i>Gavión Tipo 1, Tramo: Hacienda Caballero-Pte. Panamericana</i>	269
3.23	<i>Gavión Tipo 2, Tramo: Pte. Inca-Pte. Gambeta</i>	270
3.24	<i>Gavión Tipo 3, Tramo: Pte. Gambeta-Desembocadura</i>	271
3.25	<i>Esquema de Fuerzas que Actúan en los Gaviones</i>	272

3.26 Representación de la Fuerza Vertical y el Momento Volcante	273
3.27 Diagrama de Tensiones	273
3.28 Determinación de las Fuerzas Actuantes en el Gavión	274
3.29 Base Antisocavante	279

RELACION DE CUADROS

CAPITULO II

2.1 Riachuelos y Quebradas de la Cuenca del Chillón	92
2.2 Variaciones de la Pendiente Longitudinal	95
2.3 Relación de Estaciones de la Cuenca	102
2.4 Variaciones de la Temperatura en la Cuenca	103
2.5 Precipitación y Temperatura Promedio Mensual de Canta	105
2.6 Clasificación de los Suelos Según su Capacidad para el Riego	112
2.7 Calidad del Hábitat	115
2.8 Densidades (Hab/Ha)	116
2.9 Zonas de Relleno Sanitario	117
2.10 Población Urbana y Rural de los Distritos de Canta y Carabaylo	118
2.11 Resultados de Contaminación del Distrito de Carabaylo	125
2.12 Resultados de Contaminación del Distrito de los Olivos-ProLima	127
2.13 Resultados de Contaminación del Distrito de San Martín de Porres	129
2.14 Resultados de Contaminación de la Provincia del Callao-Oquendo	131
2.15 Extensión y Longitud de la Cuenca	132
2.16 Localización y Capacidad de Almacenamiento de los Recursos Hídricos	134
2.17 Estaciones de Aforo del Río Chillón	136
2.18 Serie Anual de Descargas Máximas en base a las descargas Máximas diarias en la Estación Puente Magdalena	137
2.19 Descarga Mensual del Río Chillón (1980-1998)	140
2.20 Cultivos en la Cuenca del Chillón	141
2.21 Máximas Avenidas, Método de Gumbel Estación Puente Magdalena	146

2.22	<i>Máximas Avenidas Estimadas con Diferentes Probabilidades de Ocurrencia ...</i>	149
2.23	<i>Cantidad de Hectáreas que pueden ser Afectadas Debido a las Avenidas</i>	155

CAPITULO III

3.1	<i>Efecto de Corrosión de las Estructuras Gavionadas</i>	177
3.2	<i>Vida Util del Recubrimiento de los Gaviones</i>	178
3.3	<i>Valores del Coeficiente B</i>	209
3.4	<i>Valores del Coeficiente U</i>	210
3.5	<i>Valores de X y $1/(1+X)$ para Suelos no Cohesivos</i>	211
3.6	<i>Borde Libre Recomendado Según la Descarga de Diseño</i>	222
3.7	<i>Ancho de Corona Recomendado Según la Descarga de Diseño</i>	223
3.8	<i>Factores de Seguridad Mínimos para el Diseño de Presas de Tierra</i>	236
3.9	<i>Análisis del Dique al Final de la Construcción Talud Aguas Arriba</i>	238
3.10	<i>Análisis del Dique al Final de la Construcción Talud Aguas Abajo</i>	238
3.11	<i>Análisis del Dique Durante la Avenida de diseño Talud Aguas Arriba</i>	239
3.12	<i>Análisis del Dique durante la Avenida de Diseño Talud Aguas Abajo</i>	239
3.13	<i>Análisis del Dique en Vaciado Rápido Talud Aguas Arriba</i>	239
3.14	<i>Análisis del Dique en Vaciado Rápido Talud Aguas Abajo</i>	240
3.15	<i>Análisis del Dique al Final de la Construcción con Sismo Talud Aguas Arriba.....</i>	240
3.16	<i>Análisis del Dique al Final de la Construcción con Sismo Talud Aguas Abajo.....</i>	240
3.17	<i>Análisis del Dique Durante la Avenida de Diseño con Sismo Talud Aguas Arriba</i>	241
3.17	<i>Análisis del Dique Durante la Avenida de Diseño con Sismo Talud Aguas Abajo</i>	241
3.19	<i>Presión Admisible de Diferentes Terrenos</i>	257
3.20	<i>Coeficientes de Capacidad de Soporte de Terzaghi</i>	259
3.21	<i>Elementos Característicos de Diseño</i>	268
3.22	<i>Espesores Indicativos de los Revestimientos en los Gaviones en Función de la Velocidad de la Corriente</i>	275

RELACION DE GRAFICOS

CAPITULO I

<i>1.1 Criterio de Lane para Distinguir entre Ríos Meándricos y Entrelazados</i>	82
<i>1.2 Iniciación del Movimiento de las Partículas - Shields</i>	83
<i>1.3 Velocidad de Caída de las Partículas</i>	84
<i>1.4 Fases de Transporte</i>	85
<i>1.5 Primera Integral de Einstein para Determinar el Gasto Sólido en Suspensión</i>	86
<i>1.6 Segunda Integral de Einstein para Determinar el Gasto Sólido en Suspensión</i>	87
<i>1.7 Muestreador Cilíndrico</i>	88
<i>1.8 Botella Delft</i>	89

CAPITULO III

<i>3.0 Variación del Tirante</i>	205
<i>3.1 Esfuerzo de Corte Crítico y Velocidad de Corte Crítica como Función del Diámetro del Grano (arena)</i>	218
<i>3.2 Relación entre τ_c / τ y la Probabilidad de Moverse la Piedra</i>	228

RELACION DE TABLAS

CAPITULO I

<i>1.1 Propiedades Físicas del Agua en Unidades S. I.</i>	79
<i>1.2 Clasificación del Tamaño de las Partículas de Acuerdo a la American Geophysical Union (A. G. U.)</i>	80
<i>1.3 Clasificación del Tamaño de las Partículas según H. A. Einstein</i>	81

RELACION DE FOTOS

CAPITULO II

<i>2.1 Fondo del Cauce se Encuentra por Encima del Nivel Promedio de la Urbanización San Diego</i>	158
<i>2.2 Hacienda Caballero, el Río no esta Encauzado</i>	158
<i>2.3 Punchauca, el Río se Desplaza Lateralmente</i>	159
<i>2.4 Huacoy, el Río Toma Diferentes Cauces</i>	159
<i>2.5 Progreso, el Río no esta Protegido</i>	160
<i>2.6 Caudivilla, el Río no esta Encauzado</i>	160
<i>2.7 Gallinazos, el Río no Presenta Diques de Protección</i>	161
<i>2.8 Prolima, los Diques de Protección se Hallan Destruídos</i>	161
<i>2.9 San Diego, los Diques de Protección son Inadecuados</i>	162
<i>2.10 San Diego, los Diques no Protegerían una Avenida Mayor</i>	162
<i>2.11 Chuquitanta, el Río se Desplaza Lateralmente, no existe Diques</i>	163
<i>2.12 Chuquitanta, el Río no esta Encauzado</i>	163
<i>2.13 A. H. Márquez y Víctor Raúl, Gaviones están Destruídos</i>	164
<i>2.14 Desembocadura, Gaviones de Protección Destruídos</i>	164

RELACION DE PLANOS

<i>2.1 Posibles Areas de Inundación</i>	
<i>3.1 Planta y Perfil del Río Chillón Tramo: 0+000 – 4+000 km</i>	
<i>3.1 Planta y Perfil del Río Chillón Tramo: 4+000 – 8+000 km</i>	
<i>3.1 Planta y Perfil del Río Chillón Tramo: 8+000 – 12+000 km</i>	
<i>3.1 Planta y Perfil del Río Chillón Tramo: 12+000 – 16+000 km</i>	
<i>3.1 Planta y Perfil del Río Chillón Tramo: 16+000 – 20+000 km</i>	
<i>3.1 Planta y Perfil del Río Chillón Tramo: 20+000 – 24+000 km</i>	
<i>3.1 Planta y Perfil del Río Chillón Tramo: 24+000 – 29+011 km</i>	
<i>3.2 Secciones Transversales del Río Chillón Tramo: 0+000 – 12+000 km</i>	
<i>3.2 Secciones Transversales del Río Chillón Tramo: 12+000 – 29+011 km</i>	
<i>3.3 Detalle de las Estructuras de Protección</i>	

INTRODUCCION

El presente trabajo surge de la inquietud por investigar del posible daño al que están expuestas las áreas urbanas y agrícolas asentadas junto al río Chillón, estas áreas se hallan en peligro constante debido a que pueden ocurrir descargas mayores de agua e inundar dichas áreas; el área que esta mas expuesta es la parte baja de la cuenca del río Chillón; es decir el área en estudio de la presente tesis, que abarca desde la Hacienda Caballero hasta la desembocadura en un tramo aproximado de 29 km.

Anteriormente se han realizado estudios parciales en ciertos tramos en donde se han construido diques y gaviones en los cuales no se han construido ni se les ha dado un mantenimiento adecuado, y hoy en día se hallan destruidos poniendo en peligro a las áreas contiguas al río Chillón.

La finalidad del presente trabajo es desarrollar un diseño óptimo de las estructuras de protección, y que cumplan para una determina avenida de diseño y un tiempo de retorno razonable su propósito.

Espero que el presente trabajo sea un aporte para el mejor conocimiento de posibles inundaciones que podrá ocurrir y así poder mitigar los daños que podría ocasionar dichas inundaciones.

CAPITULO I

FUNDAMENTOS DE HIDRAULICA FLUVIAL

1.1 GENERALIDADES

El agua como recurso natural representa fuente de vida y riqueza, en tal sentido, la utilización de ella es tan diversificada en las diferentes actividades humanas tales como abastecimiento para consumo humano e industrial, irrigación, generación de energía, como medio de transporte y recreacional, etc.

Por otro lado, debido a la incontrolable fuerza del recurso hídrico, esta se puede convertir en un agente agresivo y destructor, esto se pone en evidencia en épocas de avenidas o flujos máximos, produciéndose inundaciones, lo cual puede causar la muerte.

Las funciones naturales de un río es la evacuación del agua, evacuación de sólidos, evacuación del hielo, etc. las "no naturales" tenemos la evacuación de basura, maleza, cuerpos extraños.

Entre las funciones naturales (evacuación) y las acciones humanas (obras) existe un conflicto que puede manifestarse como la interacción del río con la ciudad, con el puente, con el canal, con la carretera, con el ferrocarril, con la agricultura, con una bocatoma, con una presa, etc.

El manejo que hace el hombre de la naturaleza, dentro de ella lo referido a la hidráulica fluvial, consiste en adaptarse a la naturaleza ó modificar la misma por medio de la ingeniería, esto se expresa en que el aprovechamiento del recurso puede ser de manera pasiva al usufructuar en condiciones naturales las aguas de inundación, o en forma activa por medio del desarrollo de obras de ingeniería.

El río como ente protagonista, es un elemento dinámico que está en movimiento, manifestando un constante desplazamiento ya sea lateral o vertical. Los ríos presentan un mecanismo que es denominado AUTOAJUSTE por el cual adquieren características propias de pendiente, ancho y tirante en correspondencia al gasto líquido y sólido que presentan, así como la granulometría del material del cauce.

Entre los factores que inciden en el comportamiento de un río, tenemos:

- Topografía: La manifestación más importante es la pendiente longitudinal que desarrolla el cauce de la corriente.
- Geología: Permite identificar cuales son las zonas más resistentes que otras.
- Descargas: Variabilidad, fluctuaciones especialmente en la costa.
- Transporte sólido: Variabilidad en la cantidad de material de arrastre, como grava, arena, limos, etc.
- Resistencia al flujo: El tipo de material que conforma al lecho y a las márgenes ribereñas, permite determinar el coeficiente de rugosidad.
- Vegetación: Permite fijar las márgenes ribereñas.
- Acciones humanas: Debido a las obras que se construyen a lo largo del río.

1.2 MORFOLOGIA FLUVIAL O FLUVIOMORFOLOGIA

Los cursos naturales de agua se distinguen, según su longitud e importancia, en ríos y arroyos. Los ríos principales desembocan en el mar o en un lago; en ellos desembocan los ríos afluentes, y de estos son tributarios los arroyos. En la confluencia de los ríos el más caudaloso es considerado como río principal, y lleva el mismo nombre que el que resulta de su unión. A veces hay que dividir el curso del río en varias secciones: el arroyo original, que llega hasta recibir el primer afluente; el curso superior, que suele ofrecer notables pendientes; el curso medio; y el curso inferior, que tiene muy escasa pendiente.

Respecto al régimen de caudales, los ríos pueden ser ríos de alta montaña, en los cuales el caudal depende principalmente de las variaciones de la temperatura; ríos de media altura cuyo régimen de caudales depende de la marcha de las precipitaciones y de la temperatura; y ríos de llanura, en los que las variaciones de caudal siguen principalmente las de las precipitaciones.

Los arroyos que se agotan temporalmente, pero que después de las precipitaciones y durante corto tiempo llevan gran caudal y gran transporte de acarreo, se llaman torrentes. Los torrentes no solamente se encuentran en la alta montaña, sino también en las regiones de lomas y cerros de media altura.

El desarrollo planimétrico de los cursos naturales viene determinado, cuando el valle es estrecho y limitado por pendientes rocosas laterales, por la disposición del fondo del valle.

Donde el fondo del valle es ancho, el río forma el lecho con sus propios aluviones y propende al serpenteo; y en la llanura, donde el río puede formar su lecho sin ningún entorpecimiento, suele formar meandros.

Es muy importante el modo de observar a los ríos, aparte de todas las fórmulas que podemos usar hay algo que nos ilustra mucho acerca del comportamiento de los ríos que es su forma, podemos aprender mucho de un río estudiándolo del punto de vista de la forma y es lo que se llama la fluviomorfología o la morfología fluvial, que es el estudio de los cambios que sufre un río tanto en su recorrido como en su sección transversal, los cambios en su recorrido corresponden a su perfil longitudinal y los cambios en su sección transversal corresponden al lecho y a las márgenes.

La fluviomorfología no solo estudia las formas actuales, sino la evolución efectuada para lograr su forma actual, no se trata de observar únicamente a un río como es ahora sino explicarnos como es que a través de los años ha llegado a su forma presente, en función a sus condiciones naturales que tiene un río.

Observando los alrededores de un río podemos ver como es un río, una visita de campo nos da ciertos elementos en nuestra mente que nos ayude a interpretarlo y conocerlo.

En general cualquier obra que hagamos en un río (bocatoma, puente, represa, etc.) da lugar a efectos hacia aguas arriba y hacia aguas abajo, así toda obra repercute de una forma o de otra y el cambio puede ser lento o rápido, es decir en algunos casos la respuesta del río es inmediata y en otros casos toma mayor tiempo.

El río está sujeto a procesos fluviomorfológicos, o sea procesos que alteran la forma del río como la erosión y la sedimentación; estos procesos están presentes en las manifestaciones fluviales y generalmente cuando hay erosión en un lugar hay

sedimentación en otro, el río va transportando el material sólido a otro lugar, a la erosión o sea a la profundización le llamamos degradación y al otro proceso la sedimentación se le denomina agradación (decantación, deposición, etc.).

En general la erosión está asociada a velocidades grandes y la sedimentación está asociada a velocidades pequeñas; La movilidad fluvial expresada en la forma de erosión o sedimentación, en general se presentan en dos tipos de ríos, confinado y aluvial; un río confinado tiende a desplazarse verticalmente, es decir a profundizar su cauce, y si el río es aluvial tiene la posibilidad de desbordarse por medio de desplazamientos laterales.

1.2.1 Clasificación de los Ríos

Según su edad cronológica:

- Ríos jóvenes.- muchos de los cuales hay en el Perú, en general corresponden al estado inicial de un río, tienen por lo general la sección transversal en forma de "v", generalmente son muy irregulares, consisten de material fracturado, como ejemplos se tienen los torrentes de la montaña; en realidad un río joven es aquel que se presenta en su estado natural, es aquel en el cual no se ha hecho ninguna obra de ingeniería, discurre saltando de un lugar a otro moviéndose mucho sin márgenes que lo contenga.

- Ríos maduros.- se caracterizan porque la pendiente es menor, tiene una tendencia al estado de equilibrio (estado ideal al cual tienden los ríos, se caracteriza porque en un determinado tramo la cantidad de sólidos que ingresa es igual a la cantidad de sólidos que sale), tienen áreas de

inundación y meandros mas o menos controlados y hay un desarrollo agroeconómico. Hay acciones humanas intensas para aprovechar las áreas próximas al río que son las más valiosas.

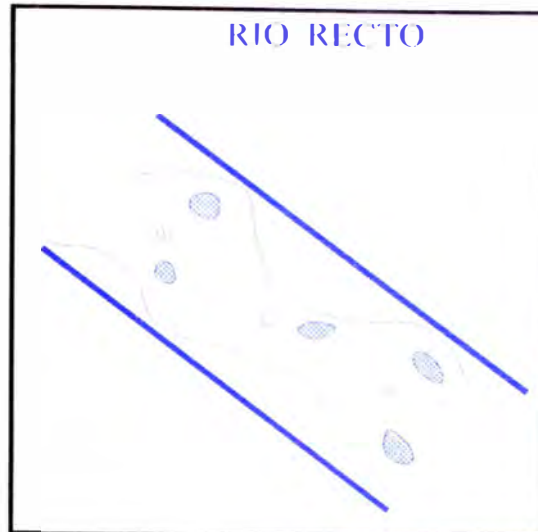
- Ríos viejos.- Tienen amplias áreas de inundación pero controladas, hay un mayor ancho, la pendiente es muy baja, los meandros están desarrollados de un modo controlado, hay diques a lo largo de todo el río, desarrollo intensivo en todo el valle.

Según sus formas fluviales:

Tenemos tres tipos de formas fluviales que son:

- Río recto.- prácticamente no existe, hablamos de un tramo muy pequeño, pero sí existe el río recto como consecuencia de obras de encauzamiento, entonces cuando se presenta una descarga grande va ocupar todo el cauce o sección transversal y el río se comporta como un río recto, cuando las descargas son pequeñas el río tiende a formar meandros dentro del cauce principal con lo cual a pesar del encauzamiento siempre el río tiene la tendencia natural a formar curvas, esta es una forma fluvial característica.

Los ríos rectos no siguen cauces sinuosos, son raros.



(FIGURA 1.1)

- Río con meandros.- Los meandros son curvas que describe el río, se caracteriza por una movilidad muy intensa en la cual en la margen exterior se produce erosión y en la margen interior se produce sedimentación. Los ríos con meandros están constituidos por una sucesión de curvas, si hacemos un corte de un meandro aumenta la pendiente porque en lugar de dar toda la vuelta su recorrido es más corto, entonces va a erosionar.



(FIGURA 1.2)

- Río entrelazado.- Son ríos que tienen varios brazos, varias ramas, exceso de sedimento que el río no puede transportar y lo va depositando en formas de islas.

Los ríos entrelazados generalmente son anchos con bancos inestables, poca profundidad, múltiples cursos e islas; alguna de las probables causas de los ríos entrelazados sería el exceso de sólidos, bancos erosionados, etc. una combinación de estos va a formar el río entrelazado.



(FIGURA 1.3)

LANE observó y estudió el comportamiento de varios ríos (Mississippi, Missouri, Colorado, Illinois, Arkansas, etc.) y encontró unas relaciones empíricas las que en función de la pendiente y el caudal (en unidades inglesas) permiten predecir si se va a presentar un estado de río entrelazado o meándrico.

Las ecuaciones de LANE son:

$$\text{Si, } S Q^{1/4} \leq 0.0017 \quad (\text{meandros})$$

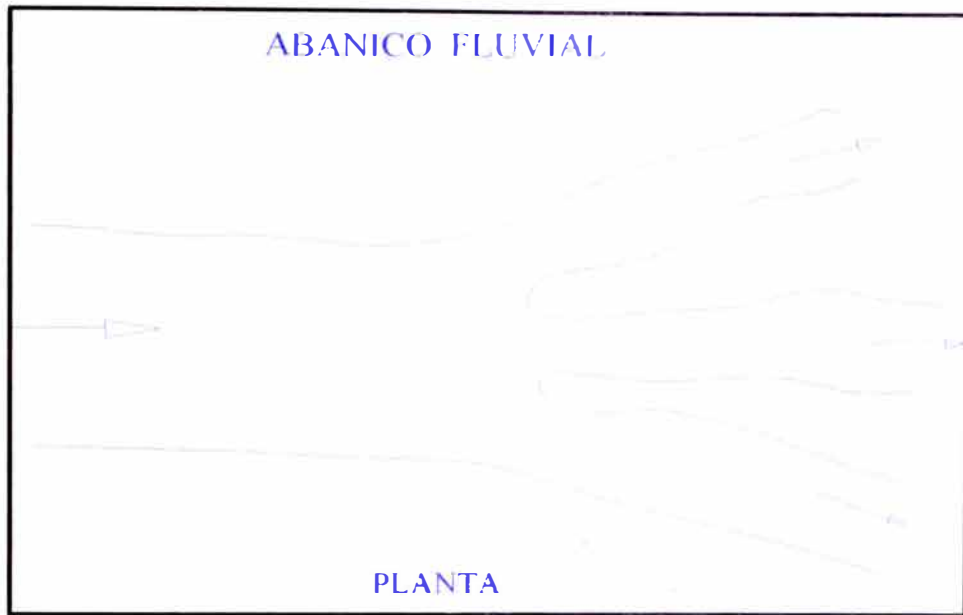
$$S Q^{1/4} \geq 0.010 \quad (\text{entrelazado})$$

La pendiente está en ft/ft y el caudal en ft³/s. En el gráfico N° 1.1 se aprecian estas condiciones, así como el estado intermedio o indefinido.

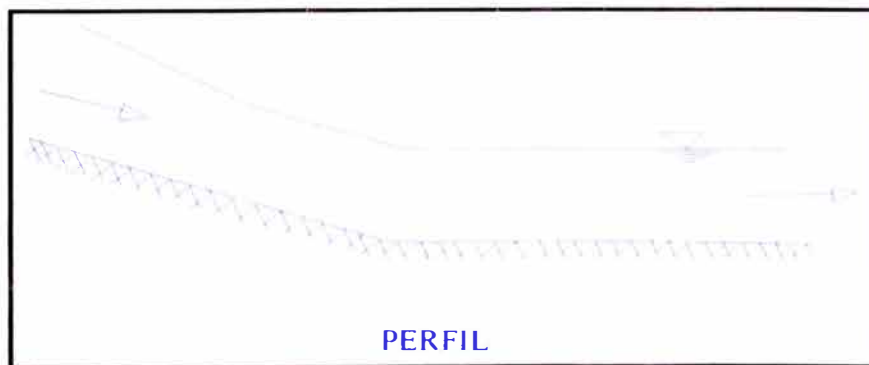
1.2.2 Abanico Fluvial

Es frecuente también el desarrollo de abanicos fluviales, cuando se tiene un río que discurre con una pendiente fuerte y pasa a una llanura de menor pendiente, entonces el río tiende a formar varios brazos o a veces tiende a formar meandros, cuando abre brazos constituye un abanico fluvial; pero esos varios brazos no siempre están activos al mismo tiempo, esto quiere decir que puede discurrir el caudal principal por uno de ellos, después de varios años este tramo se seca por una acción humana o fenómeno natural entonces hay varios cauces activos que es necesario tener en cuenta cuando vamos a proyectar alguna obra e identificar si corresponde a un abanico fluvial; es cierto se puede controlar un tramo cuando el flujo está discurriendo por éste, pero si mantiene la tendencia a formar el abanico fluvial en otro momento el río se va a desviar y va a burlar las obras; tener en cuenta la formación del abanico, al disminuir la pendiente el río tiende o bien a formar meandros o abrir brazos.

En las siguientes figuras se muestra el abanico fluvial tanto en planta como en perfil.



(FIGURA 1.4)



(FIGURA 1.5)

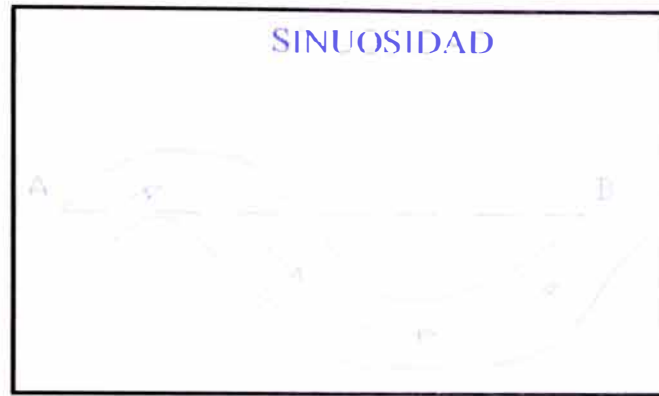
1.2.3 Caracterización de los Ríos según Culbertson

Las investigaciones efectuadas por Culbertson permiten hacer algunas caracterizaciones descriptivas a los ríos; así por ejemplo, de acuerdo al entrelazado de los cauces, se pueden presentar aquellos con bancos simples, es decir, con la existencia de un solo islote en una sección transversal, y los bancos múltiples cuando presentan más de una.

Otra caracterización está definida por la cantidad de lagunas existentes en las márgenes ribereñas; la extensión de áreas de inundación, las que pueden ser amplias o estrechas, lo que incide en términos económicos en el valor agrícola de los mismos. La presencia de vegetación en las márgenes es muy importante en la fijación de estas, guardando estrecha relación con la cantidad de vegetación existente.

Un aporte de especial importancia de las investigaciones de Culbertson está referido a las sinuosidades, las cuales se manifiestan en curvas o meandros que forman los ríos en su recorrido.

Esta característica morfológica fluvial se cuantifica por la relación del arco \widehat{AB} respecto de la dimensión lineal de la recta \overline{AB} ($\widehat{AB} / \overline{AB}$) tal como lo muestra la figura a continuación.



(FIGURA 1.6)

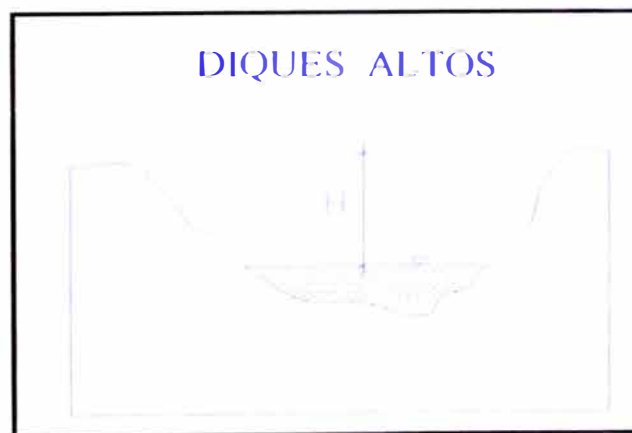
De acuerdo a la sinuosidad, la caracterización de los ríos según Culbertson, es como se muestra en el cuadro adjunto:

SINUOSIDAD	$\frac{\widehat{AB}}{\overline{AB}}$	EVOLUCION
BAJA	1.0 –1.3	Se está formando las curvas
MODERADA	1.3 –2.0	Curvas mas pronunciadas
ALTA	mayor a 2.0	Curvas totalmente desarrolladas

También otra caracterización de los ríos es de acuerdo a la altura de los diques o márgenes naturales, los cuales sirven de protección y dirigen la evacuación del flujo a través del cauce fluvial, así tenemos la siguiente caracterización:

DIQUES	ARROYOS	RIOS
BAJOS	$H \leq 1.5m$	$H \leq 3.0m.$
MODERADOS	$1.5 < H < 3.0m$	$3.0 < H < 6.0m.$
ALTOS	$H \geq 3.0m$	$H \geq 6.0m.$

A continuación presentamos un ejemplo de dique alto, así como también se puede observar la variación de la altura H del dique especificada en el cuadro anterior.



(FIGURA 1.7)

1.2.4 Perfil Longitudinal

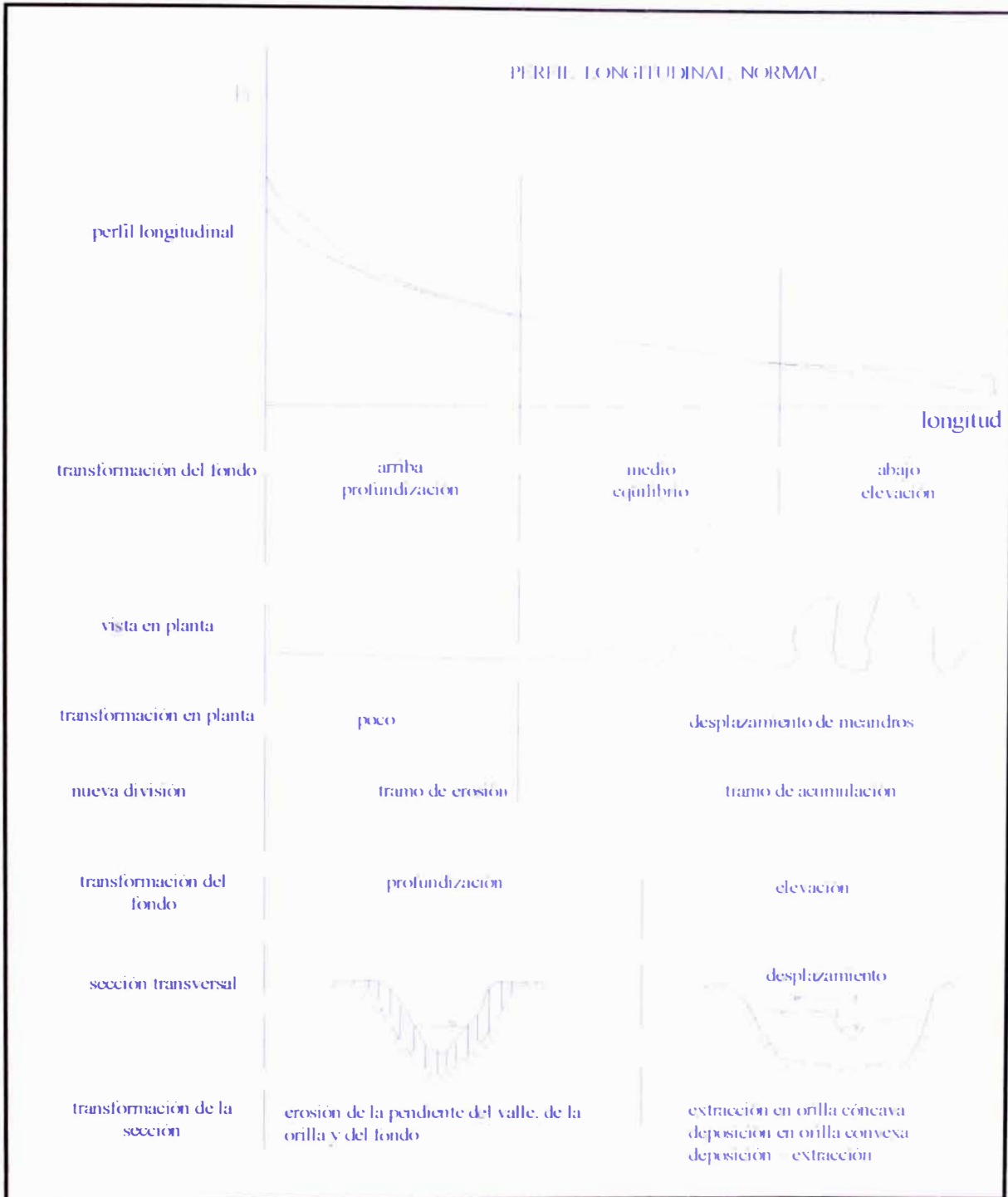
El desarrollo longitudinal de un río está caracterizado por las pendientes que presenta en su recorrido. En general las pendientes mayores se presentan en las partes altas, con una pendiente (S_1) y en la parte media con una pendiente (S_2), en la parte baja con una pendiente (S_3), se cumple que $S_1 > S_2 > S_3$, esto es, se divide en tres zonas: zona alta, zona media y zona baja; en la zona alta hay una tendencia a la erosión asociada a una velocidad alta y a sedimentos gruesos; (sedimentos para fines de hidráulica fluvial es cualquier cuerpo más pesado que el agua inclusive más que la corriente, que puede ser un granito de arena, arcilla, etc.) en la parte alta la sección transversal física es en forma de "v"; en el curso medio tiene una tendencia al equilibrio (no hay erosión ni sedimentación); en el curso bajo hay una tendencia a la sedimentación las velocidades son más pequeñas y los sedimentos son más finos, como se puede observar en la figura N° 1.8

En general en un tramo de un río, aguas abajo si se observa que salen más sedimentos de lo que están ingresando, entonces el río está profundizándose, está erosionándose; pero también puede ocurrir que no llegan esos sedimentos que ingresaron aguas arriba, quiere decir que está sedimentándose, está almacenándose en alguna parte, lo que indica que el lecho del cauce está levantándose.

Normalmente el río se encuentra en estado de erosión o sedimentación, el estado ideal al que tienden los ríos es al estado de equilibrio lo cual se percibe con mayor frecuencia en el curso medio dentro de la cuenca.

Como se puede observar la movilidad fluvial resulta ser fundamental para comprender el comportamiento de un río, tenemos que ser conscientes de éste hecho, que todos los ríos tienen la tendencia a moverse a desplazarse, erosionando en alguna parte y sedimentándose en otra.

El río Chillón es muy irregular, está en un proceso de transición de río joven a río maduro. Para el tramo en estudio, que es el último tramo que discurre el río Chillón desde la Hacienda Caballero hasta su Desembocadura, observamos que el río es aluvial, con meandros y entrelazado; esto se debe a que en el tramo el río va depositando el material transportado de las partes altas en forma de pequeñas islas con lo cual forma su propio lecho en consecuencia va formando meandros y por lo tanto va generando una movilidad de su cauce lateralmente.



(FIGURA 1.8)

1.2.5 Curva - Vado

El río en su recorrido va formando curvas o meandros; en estas curvas se produce aparte del flujo principal, un flujo secundario debido a las fuerzas que actúan sobre la masa de agua, así tenemos:

- Fuerza de gravedad, es decir, la que produce el movimiento del agua en la dirección principal del flujo.
- Fuerza centrífuga, perpendicular a la dirección principal del flujo debido a la curva. Por esto se origina una inclinación del espejo de agua y un flujo circular en el plano de la sección cerca de la superficie en dirección de la orilla cóncava y en la cercanía del fondo en dirección de la orilla convexa.

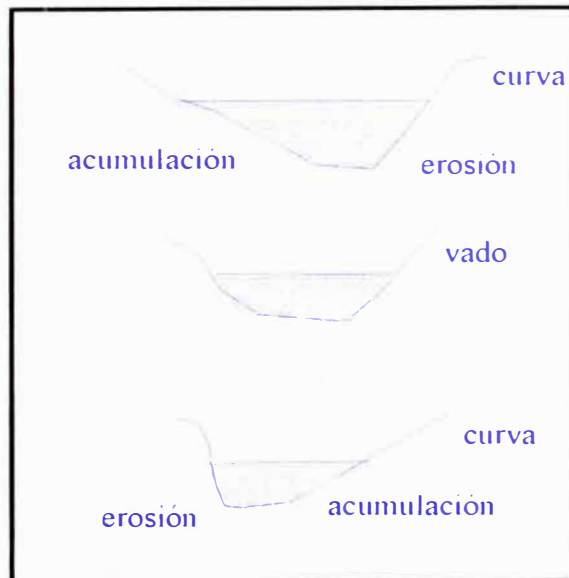
La superposición del flujo circular (flujo secundario) y del flujo principal (flujo primario), produce un flujo espiral, cerca de la superficie del agua el flujo se dirige hacia fuera de la curva (dirección centrífuga, hacia la orilla cóncava) y cerca del fondo, hacia dentro de la curva (hacia la orilla convexa).

Este flujo espiral produce socavación en la orilla externa o cóncava y deposición en la orilla interna o convexa. Como la erosión ocurre en la margen cóncava, es allí donde existe el mayor peligro de destrucción de la orilla.

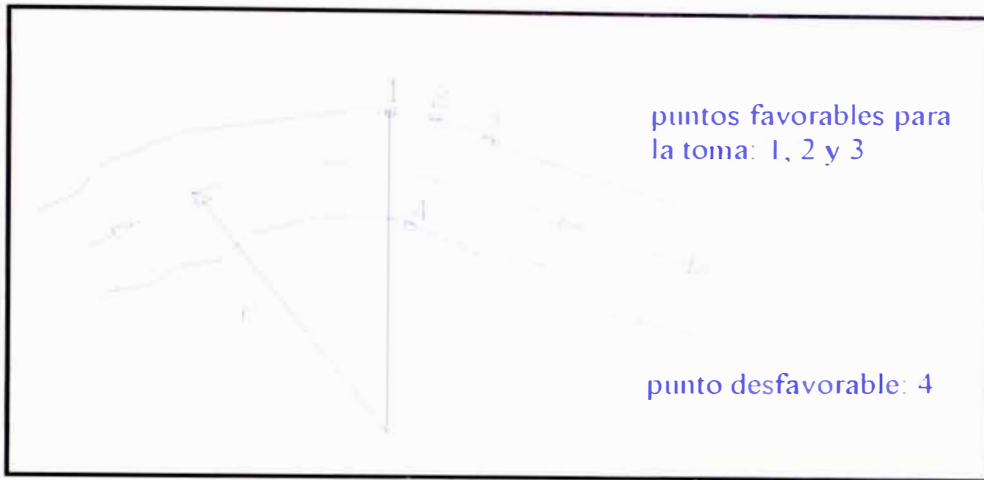
Para la construcción de una obra donde se requiera captar agua; esta toma de agua debe colocarse en un punto adecuado de la curva que no esté expuesta a la sedimentación. La ubicación de la toma en el lado más exterior de la curva debe considerarse como el lugar mas adecuado, desde el punto de vista del transporte de sedimentos. Como se observa en las siguientes figuras:



(FIGURA 1.9)



(FIGURA 1.10)



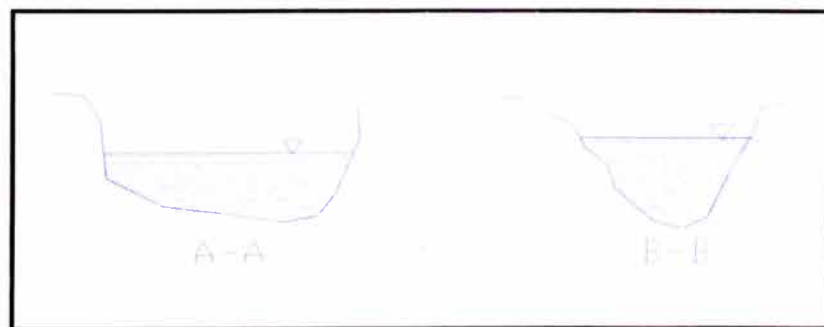
(FIGURA 1.11)

1.2.6 Estrechamiento del Cauce

La sección transversal del cauce de un río está sujeta a variaciones a lo largo de su recorrido; de este modo se puede observar ante un estrechamiento del cauce en algunos tramos, se incrementa la velocidad lo que magnifica considerablemente la capacidad de transporte y por consiguiente se incrementa la actividad erosiva. En el caso de un ensanchamiento en la sección transversal, se observa la tendencia a la sedimentación por la disminución de la capacidad de transporte. Las figuras siguientes esquematizan esta variabilidad en las secciones transversales del cauce.



(FIGURA 1.12)



(FIGURA 1.13)

1.2.7 Causas de la Movilidad Fluvial

La principal característica de los ríos es la gran movilidad que experimentan en todo su desarrollo, los factores que conllevan a este comportamiento son diversos pudiendo destacarse los siguientes:

- ◆ La variabilidad temporal de las descargas, efecto que se hace notable por los cambios estacionales de los flujos dentro de las épocas de avenida y sequía, en estas circunstancias el río tiene que acondicionar su propio cauce que permita el escurrimiento.
- ◆ El transporte de sólidos que se origina con la erosión de la cuenca, la que depende de varios factores como la vegetación, lluvias, etc.; en este sentido se presentan años de abundante transporte sólido y otros notablemente menor, generalmente el contraste de los caudales sólidos es mayor que el contraste de los caudales líquidos de modo que en un río determinado dentro de su historia, si la relación de caudales máximos y mínimos es de 1 a 20, el gasto sólido podría ser probablemente de 1 a 100, esto determina la movilidad fluvial.
- ◆ Las construcciones que hace el hombre; como son los puentes, barrajes, encauzamientos, etc., todo esto altera el comportamiento del río.

1.3 INICIACION DEL MOVIMIENTO DE LAS PARTICULAS

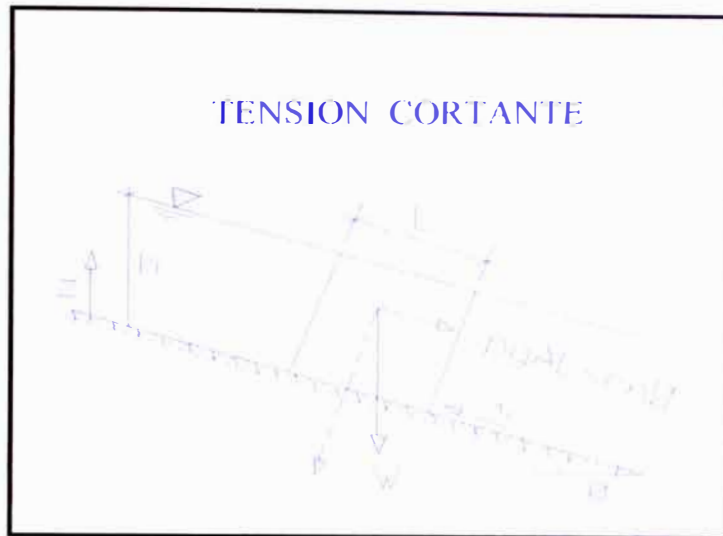
El equilibrio de una partícula en el lecho de un río se ve alterado si el efecto resultante de las fuerzas perturbadoras (fuerzas de arrastre, fuerzas de empuje, fuerzas viscosas en la superficie de la partícula) se vuelven mayores que las fuerzas de estabilización como la gravedad y la cohesión. La cohesión sólo es importante para sedimentos en el rango de arcillas y limos o arenas finas con un apreciable contenido de limos. Las fuerzas actuantes deben ser expresadas como cantidades conocidas tales como velocidades o esfuerzos de corte en el fondo.

1.3.1 Fuerza Tractiva

Denominamos fuerza tractiva a la fuerza que ejerce el agua en movimiento sobre el lecho. Esta fuerza, según su intensidad, puede determinar el movimiento y transporte de las partículas constituyentes del fondo.

Se denomina fuerza tractiva crítica a aquella fuerza necesaria para poner en movimiento las partículas de fondo.

Cuando el agua fluye uniformemente por un canal con un ángulo de inclinación θ , la componente del peso de agua G en la dirección del flujo genera una fuerza cortante o de arrastre en el fondo del canal, cuya magnitud es igual a $\rho g A L \sin \theta$, siendo ρ la densidad del agua, g la aceleración de la gravedad, A el área hidráulica y L la longitud del tramo de canal considerado.



(FIGURA 1.14)

Esta fuerza cortante genera a su vez, una tensión cortante τ_0 sobre el fondo del canal, cuya magnitud promedio teórica es $\tau_0 = \rho g A L \text{sen}\theta = \rho g R \text{sen}\theta$, siendo P el perímetro mojado y R el radio hidráulico ($R = A/P$).

En los canales con poca pendiente se tiene que $\text{sen}\theta = S$, siendo S la pendiente de energía, entonces se tiene que el esfuerzo cortante medio, tanto en el fondo como en los taludes de un cauce es:

$$\tau_0 = \rho g R S$$

1.3.2 Inicio del Movimiento

Se denomina velocidad crítica de arrastre V_c a la velocidad a partir de la cual se inicia el movimiento de una partícula sólida.

El agua en movimiento ejerce una acción sobre las partículas del fondo. Esta acción o fuerza tiende a poner en movimiento a las partículas. En el caso de las partículas mayores la resistencia al movimiento está dada por su peso propio.

El fenómeno de la iniciación del movimiento es bastante complejo. La descripción del mismo para una partícula aislada es relativamente simple, pero cuando se tiene un fondo constituido por partículas de diferente tamaño el fenómeno es mucho más complejo. De un lado, las partículas más finas muestran ciertas propiedades cohesivas y de otro, el comportamiento de las más grandes está ligado a la composición granulométrica y a la presencia de finos.

El problema de la iniciación del movimiento ha sido objeto de numerosos estudios, la mayor parte dirigido al caso de partículas no cohesivas.

LELIAVSKY señala que ya en 1753 A.BRAHMS había presentado una fórmula para el cálculo de la velocidad crítica de arrastre.

Indudablemente que el movimiento del fondo se inicia cuando se presenta la fuerza tractiva crítica τ_c , que es propia de cada material constituyente del fondo, investigaciones de diversos autores permiten establecer la existencia de la siguiente relación:

$$\tau_c / (\gamma_s - \gamma_w)d = \varphi (d / \delta)$$

Donde :

τ_c = Fuerza tractiva crítica

γ_s = Peso específico de las partículas sólidas

γ_w = Peso específico del fluido

d = Diámetro de la partícula

δ = Espesor de la sub capa laminar

El segundo miembro puede expresarse también así:

$$d / \delta = \varphi (V_* d / \nu)$$

Donde:

V_* = Velocidad crítica de corte = $(\tau_c / \rho)^{1/2}$

ν = viscosidad del fluido

a la relación:

$$\tau_c / (\gamma_s - \gamma_w) d$$

Se le denomina parámetro adicional de la fuerza tractiva crítica y se le designa

con τ_{c*}

a la relación:

$$V_* d / \nu$$

Se le denomina Número de Reynolds crítico referido al diámetro y se designa con Re_*

Luego:

$$\tau_{c*} = \varphi(Re_*)$$

Estos dos parámetros fueron llevados por SHIELDS a un gráfico que ahora se conoce con su nombre.

El gráfico de SHIELDS fue obtenido por este investigador con base en sus propias observaciones y en las que fueron analizadas por otros investigadores.

El diámetro es el diámetro medio. (GRAFICO N° 1.2)

El diagrama de SHIELDS se basa en los resultados de numerosos investigadores, quienes trabajaron con materiales diversos (arena, ámbar, granito, vidrio, grava, etc.) el diagrama muestra la línea divisoria entre movimiento y reposo de una partícula en zonas de influencia viscosa.

El diagrama de SHIELDS tiene unas líneas rectas auxiliares para el diámetro y la velocidad de corte, las que permiten calcular las condiciones de iniciación del movimiento cuando se trata de partículas de cuarzo ($\gamma = 2.65 \text{ t/m}^3$) y la temperatura del agua es de 12°C .

En el gráfico N° 1.2 se distinguen cuatro zonas

Zona 1 ($V_* d / \nu < 2$) el espesor de la subcapa laminar δ es mayor que el diámetro de las partículas (se debe recordar que $\delta = 11.6 \nu / V_*$).

Para $Re_* \leq 1$ se cumple que $Re_* \tau_{c*} = 0.1$

Zona 2 ($2 < V_* d / \nu < 20$) el espesor de la subcapa laminar y el diámetro de las partículas son del mismo orden de magnitud. En esta zona, para $Re_* = 11.6$ se tiene que $d = \delta$ y el parámetro $\tau_{c*} = 0.033$ obtiene su valor mínimo.

Zona 3 ($20 < V_* d / \nu < 400$) el espesor de la subcapa laminar es menor que el diámetro de las partículas. El contorno se comporta como hidráulicamente rugoso.

Zona 4 ($V_* d / \nu > 400$) la turbulencia se ha desarrollado plenamente.

τ_{c*} tiende a ser constante y no depende ya del número de Reynolds crítico.

La constante tiene un valor que generalmente se fija en 0.06

Debe tenerse presente que la iniciación del movimiento es un fenómeno de naturaleza esencialmente probabilístico. Tampoco debe olvidarse que las condiciones en un canal de laboratorio son bastantes diferentes a las condiciones en un río y que en consecuencia la extrapolación de los resultados implica la eventualidad de un error que puede ser de magnitud importante.

KRAMER ha definido tres intensidades para describir la iniciación del movimiento:

- Movimiento débil. Algunas de las partículas más pequeñas se mueven en lugares aislados. Se podría contar el número de partículas que se mueven en un centímetro cuadrado.
- Movimiento medio. Las partículas de diámetro medio están en movimiento en tal proporción que no es posible contarlas. El movimiento

está generalizado, pero tiene una intensidad tan pequeña que no se produce deformación del fondo.

- Movimiento general. El movimiento está generalizado en todo el lecho alcanzando hasta partículas de un diámetro tal que se produce un lecho de configuración variable dando lugar a las sucesivas fases de transporte que estudiamos en el apartado siguiente.

Otra forma de cálculo para la iniciación del movimiento es a partir de la velocidad crítica de arrastre.

MAZA Y GARCIA FLORES propusieron para la velocidad crítica la siguiente expresión:

$$V_c = 6.05 d^{0.35} R^{0.15}$$

R es el radio hidráulico. Esta fórmula es válida para cuarzo y para tirantes comprendidos entre 0.4 m y 10 m.

Para materiales de otros pesos específicos la fórmula general propuesta por MAZA Y GARCIA FLORES es:

$$V_c = 4.712 ((\gamma_s - \gamma) / \gamma)^{0.5} d^{0.35} R^{0.15}$$

Tanto el criterio de SHIELDS, como los otros que han sido expuestos para la iniciación del movimiento, se basan en la suposición de que las partículas constituyentes del lecho son lo suficientemente grandes como para que la influencia de las fuerzas de cohesión sea despreciable. En estas condiciones la caracterización de la iniciación del movimiento resulta ser fundamentalmente

una función del diámetro de las partículas. No ocurre lo mismo con los materiales cohesivos.

1.4 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

1.4.1 Generalidades

Los sedimentos son materiales fragmentarios de diferentes tamaños y de mayor densidad que el agua, originados a partir de la intemperización de las rocas y que son transportados o depositados dentro de una corriente natural o río.

Los materiales sólidos acarreados por el agua pueden ser clasificados en dos grupos, según la forma como ellos son transportados, así se tiene: sedimentos en arrastre o carga de fondo y sedimentos en suspensión.

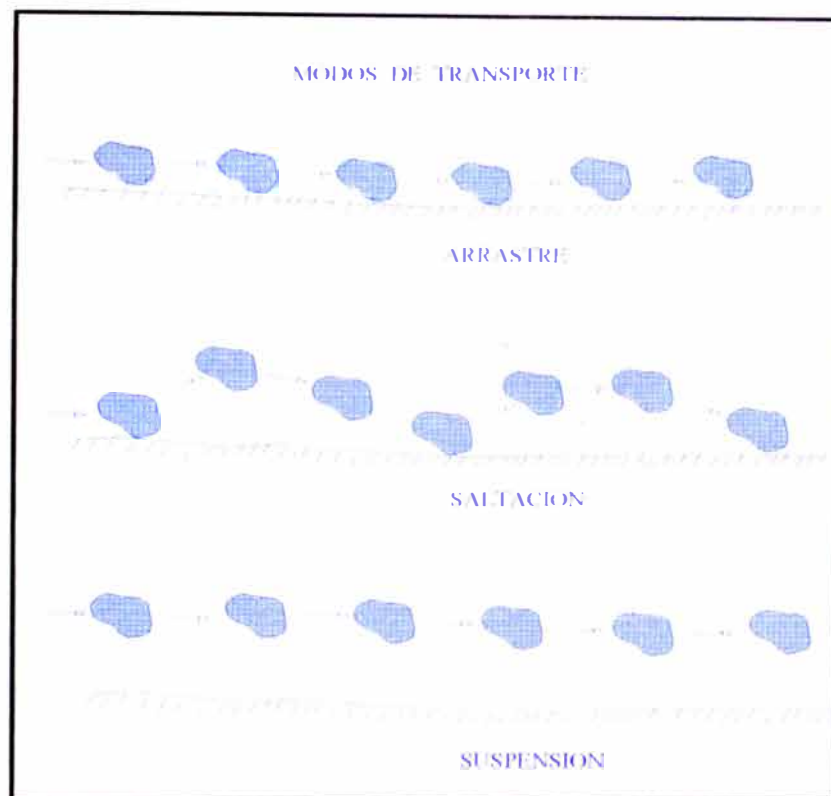
La carga o sedimento de fondo está constituido por las partículas mayores del material transportado y se mueven ya sea saltando, rodando o deslizándose sobre el lecho de la corriente.

Sedimentos en suspensión son aquellos que son soportados por las componentes ascendentes de las corrientes turbulentas, pudiendo permanecer en suspensión durante considerables períodos de tiempo.

En el primer caso la velocidad de las partículas es menor que la corriente principal. En el segundo caso ambas velocidades son iguales.

Aun cuando la carga de fondo y la carga en suspensión son usualmente consideradas separadamente, no existiendo entre ellos una línea definida de demarcación, los dos procesos no son totalmente independientes, material que

se mueve como carga de fondo en una sección puede ser posteriormente acarreado como en suspensión y viceversa.



(FIGURA 1.15)

1.4.2 Materiales Transportados

Todos los cuerpos sólidos que el agua de una corriente natural mueve aguas abajo reciben el nombre de arrastres; se dividen en material de fondo, que se mueven en el fondo del río, deslizándose, rodando o saltando, y en sedimentos, que son trasladados a grandes distancias en suspensión en el agua y solamente se sedimentan cuando la velocidad de la corriente disminuye. Además el agua

puede transportar hielo y cuerpos flotantes, sobre todo yerbas, hojarasca y madera.

a) Material de fondo

Son los fragmentos pétreos movidos por el agua en el fondo de la corriente. Estos materiales llegan al río arrastrados por las aguas de los torrentes o proceden de la denudación de los márgenes.

En el punto de origen, los materiales son piedras con aristas vivas tal como resultan de la rotura de las rocas en las laderas por efecto de la erosión. Durante su trayecto por el río se redondean, se alisan y disminuyen de tamaño.

La decisión una vez que se han sedimentado, de si los granos finos de arena se mueven en el río como material de fondo o como sedimentos en suspensión, solo muy rara vez es posible, porque hay tamaños que pueden moverse como material de fondo o sedimentos en suspensión, según la turbulencia de la corriente.

La granulometría de los materiales de fondo en los ríos están formados por una mezcla de granos de los más variados tamaños y formas. La granulometría se determina por un análisis hecho con tamices escalonados y se representa gráficamente por la curva granulométrica. Para la realización

de un análisis de esta clase se extrae una muestra de material de fondo, y se deseca para impedir que se adhieran los granos finos.

La mezcla granulométrica de los materiales de fondo generalmente se compone de granos mucho más gruesos en una capa superficial de poco espesor, y de granos más finos en la capa inferior. La capa superficial presenta a veces en una misma sección diferencias granulométricas importantes. Por el contrario la capa inferior en un tramo del río que no sea demasiado largo presenta en todos sus puntos la misma granulometría.

La formación de la capa superior del álveo en un río se debe al arrastre de los granos finos del fondo. En sectores que ya se han profundizado esta capa superior puede llegar a formar una especie de pavimento, consiste en material de fondo de grano grueso, que raras veces se ponen en movimiento.

Cuando en un río hay que determinar la granulometría de los materiales de fondo, se investiga por separado la de la capa superior y luego la de la inferior, siendo conveniente también tomar muestras de la parte del lecho del río ocupada en las épocas de estiaje.

En la desembocadura de un afluente y en sus cercanías no hay posibilidad de medir la granulometría; únicamente a alguna distancia aguas abajo la mezcla vuelve a ser completa.

Cuando se trate de estudios más detenidos, sería conveniente no contentarse con un simple análisis con los tamices, sino clasificar dichos materiales de

fondo según los tipos de roca a que pertenecen y buscar para cada tipo la granulometría correspondiente.

b) Material en suspensión

Son todos los sólidos que recorren largos trayectos, estando en suspensión en el agua.

El sedimento está formado por partículas de minerales en forma de laminillas, esquirlas o granos; pero una parte de los sedimentos consiste en partículas orgánicas, fibras vegetales y, en los ríos que recorren cuencas densamente pobladas, también partículas procedentes de las aguas negras. Las materias orgánicas existentes en los sedimentos son putrescibles y pueden originar graves inconvenientes.

Las partículas minerales en suspensión en el agua provienen en parte de la superficie de la cuenca; son arrastradas por las precipitaciones y son conducidas al lecho del río; en parte provienen también del lecho del río mismo, y en parte del desgaste de los acarreos.

1.4.3 Origen de los Sedimentos

Las partículas que pasan a través de cualquier sección de una corriente, tienen su origen en el desgaste de la superficie de las cuencas que la alimentan directa o indirectamente aguas arriba de la sección, por efecto de la acción dinámica de las lluvias.

El proceso de la sedimentación comprende: la erosión de la tierra, transporte del material desde su punto de desprendimiento a una corriente o hasta su deposición en un sitio en que la energía cinética de la escorrentía es insuficiente.

La acción erosiva de la lluvia es el efecto de: la energía desarrollada por el impacto de las gotas de lluvia que caen con una velocidad variable según sea su diámetro y del agua de escorrentía superficial.

La erosión por el agua se define como el proceso de desprendimiento y arrastre acelerado de las partículas del suelo.

La erosión del suelo puede ocurrir de dos maneras sea separada o simultáneamente: en forma de mantos o láminas y confinadas en zanjas o en canales.

La erosión laminar consiste en la remoción casi uniforme de capas delgadas de la superficie de la tierra, alteradas previamente por agentes de meteorización.

En la erosión laminar están envueltos dos procesos básicos: la separación de las partículas y su posterior transporte. La separación de las partículas en la erosión laminar ocurre principalmente por la acción de las gotas de lluvia, que al chocar

contra el suelo con una cierta energía lo remueve iniciándose el desprendimiento de las partículas.

La capacidad de desprendimiento de las gotas es consecuencia de tres factores principales: la cantidad e intensidad de lluvia, el diámetro de las gotas y la velocidad de caída. La cantidad de lluvia no es tan importante como lo es la intensidad con que cae. Una gran cantidad de precipitación caída en pocos minutos, en forma de grandes gotas, tendrá mayor poder erosivo que la misma cantidad caída, en forma de lluvia fina, durante varias horas.

El comienzo de la erosión en canales sucede cuando por irregularidades del terreno o alguna obstrucción en la pendiente, la escorrentía superficial se concentra y fluye siguiendo la trayectoria que le ofrece menor resistencia.

Los pequeños canales que se forman, se van uniendo conforme bajan por la pendiente formando otros más grandes, de esta manera se concentra cada vez mas un mayor volumen de agua en una menor extensión de superficie.

El aumento de la energía cinética derivada de una mayor concentración del agua y caída de gradiente, en este flujo encausado en las depresiones, no solo desaloja material a lo largo de su línea de recorrido, sino que también transporta el material desprendido por el manto laminar que escurre entre esas depresiones.

Simultáneamente con el aumento de la cantidad de agua en los canales aumenta también la velocidad y turbulencia, siendo mayor la cantidad y diámetro de las partículas desprendidas y transportadas. Los canales se van profundizando y ampliando conforme el agua fluye en mayor cantidad y por mas tiempo sobre el mismo cauce.

Igual que el desprendimiento, la capacidad de transporte está en relación directa con la cantidad, velocidad y turbulencia del flujo. Por efecto de la cohesión los suelos más erosionables son aquellos formados por limos y arenas con poco o nada de arcilla. Un suelo arcilloso tiene mayor resistencia a la separación pero es más susceptible al transporte. Inversamente un suelo de material grueso ofrece menor resistencia a la separación, pero el transporte es más difícil.

El flujo canalizado puede transportar el material desprendido de dos maneras: como carga en suspensión y como carga que se resbala, rueda y salta sobre el lecho del cauce.

En general podemos decir que los sólidos se originan en la erosión de la cuenca. La erosión es un fenómeno natural que puede agravarse por la acción del hombre. La deforestación y denudación de la cuenca causan un aumento de la erosión, pero este fenómeno sólo puede atacarse dentro de su completa problemática.

Los sedimentos se originan cuando los agentes externos, agua, viento y hielo, producen erosión. Así entendida la erosión es un proceso natural que se desarrolla continuamente desde los tiempos geológicos y determina y modela la corteza terrestre.

Los factores que determinan los diferentes grados de erosión de una cuenca son: presencia y tipo de vegetación, textura y estructura del suelo, pendiente, régimen de lluvias, etc.

El manejo de la cuenca, la protección de la cobertura vegetal, la supresión de la acción devastadora del hombre es fundamental para la disminución de estos fenómenos, además por cierto de la realización de obras físicas de control.

Los aspectos sedimentológicos de un río sólo pueden comprenderse dentro de un estudio completo de la cuenca (pasado, presente y futuro).

El material sólido es transportado por los ríos en dos modalidades: suspensión y fondo.

La distinción entre material de suspensión y de fondo solo puede hacerse en función de la velocidad de la corriente en un momento dado.

El arrastre, el transporte, y la deposición de sedimentos, dependen, tanto de las propiedades de los sedimentos mismos, como de las características hidráulicas del flujo.

1.4.4 Flujo Uniforme en Canales Abiertos

Para el estudio hidráulico de los canales es necesario hacer algunas simplificaciones y esquematizaciones del flujo real, que es bastante complejo. Generalmente suponemos que el escurrimiento es permanente y uniforme. En un canal se puede lograr un cierto grado de permanencia manteniendo constante el caudal. Normalmente los cauces fluviales son muy irregulares en el tiempo. En los canales puede lograrse algo parecido al movimiento uniforme, en la medida en la que el canal sea prismático y mantenga su sección transversal. En un río ocurre todo lo contrario: la sección transversal es muy variable y, en consecuencia, el movimiento no es uniforme.

Pese a las limitaciones anteriores, en Hidráulica Fluvial tenemos que hacer uso de las fórmulas y conceptos deducidos para el flujo en canales. De acá la importancia de conocer profundamente la Hidráulica de Canales para su aplicación, crítica y razonada, en la Hidráulica Fluvial.

a) Naturaleza Hidráulica del contorno

Los contornos hidráulicos son en general de dos tipos: hidráulicamente lisos e hidráulicamente rugosos, pero a veces están en transición, es decir, en un estado intermedio.

Los contornos hidráulicamente lisos se caracterizan porque en ellos existe una sub capa laminar, cuyo espesor se designa con la letra δ . Para que un contorno sea hidráulicamente liso es necesario que el tamaño representativo de la rugosidad "K" sea igual o inferior al 40% del espesor de la subcapa laminar.

$$K \leq 0.40 \delta$$

Lo que equivale a

$$V_* K / \nu \leq 5$$

En los contornos hidráulicamente rugosos no puede desarrollarse la subcapa laminar. Este es el caso más frecuente en Hidráulica Fluvial. Se dice que un contorno es hidráulicamente rugoso cuando el tamaño representativo de la rugosidad es mayor que seis veces el espesor de la subcapa laminar que podría desarrollarse, lo que equivale a

$$V_* K / \nu \geq 70$$

Para valores intermedios

$$5 < V_* K / \nu < 70$$

Corresponde al estado intermedio, entre contornos lisos y rugosos. El espesor de la subcapa laminar se calcula a partir de la siguiente expresión

$$\delta = 11.6 \nu / V_*$$

b) coeficientes de resistencia

La ecuación fundamental del flujo en canales es la de Chezy, quien planteó por primera vez que la resistencia que ofrece un contorno (río o canal) al escurrimiento es directamente proporcional al perímetro mojado y al cuadrado

de la velocidad media e inversamente proporcional al área de la sección transversal y a la pendiente hidráulica. En consecuencia podría escribirse la siguiente expresión

$$\text{Resistencia al flujo} = P V^2 / AS$$

De donde se obtiene la conocida ecuación de Chezy. Sin embargo, en Hidráulica Fluvial nos interesa la estructura del coeficiente C. Como consecuencia de los desarrollos obtenidos en la Mecánica de Fluidos se establece que la estructura del coeficiente C es la siguiente:

$$C = \frac{\sqrt{g}}{k} \ln \frac{6R}{\frac{K}{2} + \frac{\delta}{7}}$$

Que equivale a

$$C = \frac{\sqrt{g}}{k} 2,3 \log \frac{6R}{\frac{K}{2} + \frac{\delta}{7}}$$

k es la llamada constante de KARMAN, que sólo es constante para fluidos libres de sustancias extrañas; como pudiera ser al agua sin sedimentos. Para estas condiciones su valor es 0,4.

Reemplazando valores se obtiene para el coeficiente C de Chezy la expresión general siguiente:

$$C = 18 \log \frac{6R}{K + \frac{\delta}{7}}$$

Obsérvese que las dimensiones de C corresponden a las de $g^{1/2}$. En un contorno hidráulicamente rugoso no puede desarrollarse la subcapa laminar; por lo tanto $\delta = 0$, y

$$C = 18 \log \frac{12R}{K}$$

de un modo similar, para un conducto hidráulicamente liso ($k=0$), se obtendría

$$C = 18 \log \frac{42R}{\delta}$$

si en las dos últimas expresiones incorporamos el valor del coeficiente f de DARCY ($f=8 g / C^2$) se obtiene

para conductos rugosos

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2,03 \log \frac{12R}{K}$$

para conductos lisos

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2,03 \log \frac{42R}{\delta}$$

los valores señalados para los coeficientes (2,03; 12 y 42) en las últimas ecuaciones pueden cambiar según la forma de la sección transversal, según se

trate de tuberías o canales y según las condiciones particulares de cada investigación.

En canales se usa frecuentemente las siguientes expresiones

para conductos rugosos

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2,03 \log \frac{11R}{K}$$

para conductos lisos

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2,03 \log \frac{38,3R}{\delta}$$

c) Ecuaciones de Distribución de Velocidades

En el flujo turbulento la distribución vertical de velocidades es logarítmica. A los contornos hidráulicamente rugosos corresponde la siguiente ecuación

$$V_h = \frac{V_*}{k} \ln \frac{30h}{K}$$

En la que V_h es la velocidad puntual a la distancia h del fondo. Esta ecuación se transforma fácilmente en la siguiente

$$V_h = 5,75V \cdot \log \frac{30h}{K}$$

en los contornos hidráulicamente lisos la ecuación de distribución vertical de velocidades es

$$V_h = 5,75V \cdot \log \frac{104h}{\delta}$$

la que también puede expresarse así

$$V_h = 5,75V \cdot \log \frac{9hV_*}{\nu}$$

Hay muchas otras fórmulas para el cálculo de la velocidad media y del caudal en canales con movimiento uniforme.

Cuando no se dispone de una ecuación para la distribución de velocidades, pero se tiene varios valores puntuales de la velocidad, se obtiene el caudal específico por sumación, como se indica:

$$q = \sum_{h=0}^{h=y} V_h \Delta h$$

la expresión general de la velocidad media en contornos lisos o rugosos es

$$V = 18 \log \frac{6R}{\frac{K}{2} + \frac{\delta}{7}} \sqrt{RS}$$

La velocidad puntual a la distancia 0,6y de la superficie (h=0,4y) es aproximadamente igual a la velocidad media

$$V_{0.4y} = V$$

También la velocidad media es igual al promedio de las velocidades a 0,2 y 0,8 del tirante

$$V = \frac{V_{0.2y} + V_{0.8y}}{2}$$

1.4.5 Flujo en una Sección de Canal con Rugosidad Compuesta

En canales simples, la rugosidad a lo largo del perímetro mojado puede ser muy diferente en distintas partes del perímetro, pero la velocidad media aún puede calcularse a partir de una ecuación de flujo uniforme sin subdividir la sección. Por ejemplo un canal rectangular cuyo fondo es concreto y las paredes roca, deben tener diferentes valores de n para el fondo y las paredes. Al aplicar la ecuación de Manning a este tipo de canales algunas veces se necesita determinar un valor

equivalente de n para el perímetro completo y utilizar este valor equivalente para el cálculo de flujo en toda la sección.

Para la determinación de la rugosidad equivalente, el área mojada se divide imaginariamente en N partes para cada una de las cuales se conocen los perímetros mojados P_1, P_2, \dots, P_N y los coeficientes de rugosidad n_1, n_2, \dots, n_N . Horton y Einstein supusieron que cada parte del área tiene la misma velocidad media, es decir, $V_1 = V_2 = \dots = V_N = V$. Con base en esta suposición, el coeficiente de rugosidad equivalente puede obtenerse mediante la siguiente ecuación:

$$n = \left[\frac{\sum_1^N (P_N n_N^{1.5})}{P} \right]^{2/3} = \frac{(P_1 n_1^{1.5} + P_2 n_2^{1.5} + \dots + P_N n_N^{1.5})^{2/3}}{P^{2/3}}$$

Existen muchas otras suposiciones para el cálculo de una rugosidad equivalente. Pavlovskii y también Muhlhofer y Einstein y Banks supusieron que la fuerza total resistente al flujo es igual a la suma de las fuerzas de resistencia al flujo desarrolladas en las áreas subdivididas.

De acuerdo a esta suposición, el coeficiente de rugosidad equivalente es:

$$n = \left[\frac{\sum_1^N (P_N n_N^2)}{P^{1/2}} \right]^{1/2} = \frac{(P_1 n_1^2 + P_2 n_2^2 + \dots + P_N n_N^2)^{1/2}}{P^{1/2}}$$

Lotter, supuso que el caudal total de flujos es igual a la suma de los caudales de las áreas subdivididas. Entonces el coeficiente de rugosidad equivalente es:

$$n = \frac{PR^{5/3}}{\sum_1^N \left(\frac{P_N R_N^{5/3}}{n_N} \right)} = \frac{PR^{5/3}}{\frac{P_1 R_1^{5/3}}{n_1} + \frac{P_2 R_2^{5/3}}{n_2} + \dots + \frac{P_N R_N^{5/3}}{n_N}}$$

Donde R_1, R_2, \dots, R_N son los radios hidráulicos de las áreas subdivididas. Para secciones de canales simples, puede suponerse que

$$R_1 = R_2 = \dots = R_N = R$$

En canales de sección compuesta, la sección transversal puede componerse de distintas subsecciones, cada una de ellas con diferente rugosidad que las demás, esto es el caso de los ríos aluviales que por lo general consta de un cauce principal y dos cauces laterales.

1.4.6 Propiedades de las Partículas Individuales

Para el estudio de la mecánica del transporte de sedimentos es fundamental precisar las propiedades físicas de los sólidos transportados por la corriente.

a) Tamaño

De las variadas propiedades de los sedimentos, el tamaño tiene de lejos la mayor importancia para la ingeniería hidráulica, no solo porque en sí es la más importante y rápidamente medible propiedad, sino porque también otras propiedades como la forma y el peso específico tiende a variar con él de una manera toscamente predecible. De hecho, se ha hallado, que el tamaño representa una descripción suficientemente completa de la partícula de sedimento para muchos propósitos prácticos.

De los diferentes sistemas que existe para clasificar las partículas sólidas, se presenta la perteneciente a la American Geophysical Union (A.G.U.), que parte del concepto de diámetro. (TABLA N° 1.2)

Seis clases consecutivas se aprecian en dicha tabla: cantos rodados, guijarros, gravas, arenas, limos y arcillas.

Los cantos rodados y guijarros son generalmente de poco interés en el problema de los sedimentos, no necesita mencionarse que en este rango, la medición del tamaño se hace de una manera relativamente simple. Las gravas juegan un rol

importante en problemas de escorrentía local, y en menor extensión en el transporte de material de fondo; el tamaño en este rango puede determinarse por la medición directa tanto del volumen o de uno o más diámetros de partículas típicas (usualmente con la conversión de resultados al diámetro de una esfera equivalente), o haciendo pasar el material a través de tamices con apropiadas dimensiones de mallas. Las arenas, puede decirse, que son la clase más importante en la práctica; con el tamizado no solo se determina el tamaño de las arenas, sino que además el límite inferior de esta clase (1/16 milímetro) corresponde a la malla más fina que puede usarse para una adecuada determinación del tamaño. Los limos son también una clase muy importante, puesto que se encuentran por debajo del rango de tamizado, la determinación de su tamaño se consigue microscópicamente, o indirectamente por técnicas que involucren el movimiento relativo entre partículas de sedimentos y un flujo en suspensión. De acuerdo a estas consideraciones, entre las arenas y los limos se da una división natural; la medida de 1/16 milímetro, que es, aproximadamente el máximo tamaño que puede tener una esfera de cuarzo, para que se asiente en el agua, de acuerdo a la ley de Stokes, y, es también, el límite superior de tamaño de partículas, que se encuentran en la denominada carga de lavado (wash load) en ríos (es decir, material suspendido que casi siempre se distribuye uniformemente de la superficie al lecho, pero que no está presente en una cantidad apreciable en el lecho mismo). Las arcillas son de considerable importancia en la evaluación de la masa de la carga en corrientes, y en los problemas de corrientes subálveas y de consolidación; sin embargo, la determinación de tamaños específicos de partículas en este rango,

generalmente, no es esencial en el análisis hidráulico del comportamiento del material, ya que las arcillas son transportadas en un estado que se aproxima al de una suspensión coloidal. (TABLA N° 1.3)

El diámetro de una partícula se define de varias formas:

- Diámetro nominal (D_n): Es el diámetro de una esfera cuyo volumen es igual al de la partícula.
- Diámetro de cribado (D): Es la abertura de malla mínima para que pase la partícula.
- Diámetro de sedimentación (D_s): Es diámetro de una esfera del mismo peso específico cuya velocidad de caída es igual a la de la partícula, en el mismo fluido y a igual temperatura.

b) Forma

En el análisis de sedimento el parámetro más pertinente con la forma es aquel conocido como esfericidad, el cual se define como la relación del área superficial de una esfera con el área superficial de una partícula, a igualdad de volúmenes.

La esfericidad debe distinguirse de la redondez, que se define como la relación del radio de curvatura promedio de los bordes, con el radio del círculo inscrito en la máxima área proyectada de la partícula. El rol primario de la esfericidad, se encuentra en su efecto sobre el movimiento relativo entre la partícula y el

fluido. La redondez por otro lado, es de mayor interés, como una indicación del desgaste a que la partícula se ve sometida durante dicho movimiento relativo.

Tanto la esfericidad como la redondez, tienden a disminuir con el decrecimiento del tamaño de la partícula, pero la esfericidad también depende en grado considerable, de la composición mineral. Debido a la dificultad práctica para medir la esfericidad, la partícula usualmente se presenta por un elipsoide de las mismas proporciones. Sin embargo, las relaciones entre los tres principales ejes de tal elipsoide, son el criterio principal de la forma, para el movimiento relativo de la partícula y el fluido, y como tal, engloba a los índices de forma más significativos, para el transporte de sedimentos. Este criterio es conocido como el factor de forma (sf), que puede expresarse como: $sf = c/(ab)^{1/2}$, donde a , b y c son los tres ejes principales y se cumple que $a > b > c$. En el caso de una esfera, $sf = 1$ y para el caso de arenas naturales $sf = 0.7$

c) Densidad

Puesto que prácticamente todos los sedimentos fluviales tienen su origen en la desintegración o descomposición de material de roca madre, como por ejemplo de granito, esencialmente todos los constituyentes de la roca original son encontrados en alguna medida en los ríos o en sus lechos. Los materiales más finos en suspensión son primordialmente minerales arcillosos derivados de la descomposición de feldespatos y micas. La descomposición tiende gradualmente hacia el inerte sílice, en el rango de los limos. Las arenas son mayormente sílice puro o cuarzo. Las gravas consisten de fragmentos

reconocibles de la roca madre, y los cantos rodados tienen todos los componentes de las rocas originales.

La densidad de la mayoría de partículas de sedimentos (< 4 mm) varía entre límites cercanos. Debido a que el cuarzo es el material predominante en los sedimentos naturales, puede asumirse como su densidad promedio el valor 2650 kg/m^3 (gravedad específica 2.65) a pesar de que los demás constituyentes del material original, tienen una gravedad específica promedio algo menor. Puesto que la mayoría de rocas contienen un pequeño porcentaje de minerales pesados, puede esperarse que estos se presenten en el lecho del río. A pesar de que juegan un rol despreciable en el fenómeno del transporte, dichos minerales pesados muchas veces proveen una base para la determinación de las fuentes del material de fondo.

Para el caso de minerales arcillosos puede considerarse que sus densidades se encuentran en el rango de $2500 - 2700 \text{ kg/m}^3$.

d) Velocidad de caída

La velocidad de caída de las partículas individuales representa una característica de considerable valor práctico tanto como analítico.

La velocidad final de caída de cualquier cuerpo depende de muchas variables, las principales son el tamaño, forma, gravedad específica del cuerpo y la viscosidad del fluido.

La velocidad de caída se define por la ecuación de equilibrio entre las fuerzas de gravedad y la resistencia al flujo:

$$\frac{\pi}{6} D^3 (\rho_s - \rho_w)g = C_D \frac{1}{2} \rho_w W^2 \frac{\pi}{4} D^2 \dots\dots\dots (1.1)$$

donde:

C_D = Coeficiente de arrastre (desgarre)

W = Velocidad de caída

D = Diámetro de la partícula

ρ_s, ρ_w = densidades de la partícula y del agua respectivamente.

De esta relación se obtiene:

$$W = \left(\frac{4}{3} * g D / C_D * \Delta \right)^{1/2} \dots\dots\dots (1.2)$$

Donde:

$$\Delta = (\rho_s - \rho_w) / \rho_w \dots\dots\dots(1.3)$$

Los valores de C_D dependen del Número de Reynolds ($Re = W \cdot D / \nu$) y de la forma de la partícula (expresada por s.f. = $c/(a \cdot b)^{1/2}$).

Para partículas esféricas y con números de Reynolds bajos ($Re < 1$), C_D puede considerarse como $C_D = 24/Re$ llegándose a la expresión:

$$W = ((\rho_s - \rho_w) / (18\mu)) * Gd^2 = \Delta g D^2 / 18\nu \dots\dots\dots(1.4)$$

Ley de Stokes

Para el caso de un material específico (arena, por ejemplo) cayendo en agua, la velocidad de caída es función del cuadrado del diámetro.

$$W = f(d^2)$$

Para el caso de las partículas reales, que no son esféricas, deberá determinarse experimentalmente su velocidad de caída.

En el (GRAFICO N° 1.3) se observan curvas características, determinadas experimentalmente, que corresponden a la velocidad de caída de arena. Estas curvas han sido determinadas en el laboratorio de hidráulica de Zurich.

1.4.7 Formación de Lechos

La mayor parte de la literatura existente, referente a la clasificación y dimensiones de las formaciones en los lechos se basa en relaciones empíricas. Las formaciones en los lechos son de interés práctico por diferentes razones:

- Determinan la rugosidad de un río. Un cambio en estas provocaría cambios en el factor de fricción.
- La navegación es limitada por el nivel máximo de fondo y depende por consiguiente de la altura de deformación del fondo.
- Las formaciones en los lechos y el transporte de sedimentos tienen influencia mutua .

Una clasificación general aceptada es la siguiente:

a) Régimen de flujo bajo: (Número de Froude $Fr = V_m / (gh)^{1/2} < 1.0$)

- Fondo plano: Para valores de esfuerzo cortante justo sobre el valor crítico, es posible el transporte de sedimentos sin deformación del lecho. Los granos son transportados rodando y saltando.
- Rizos: Para tamaños de sedimentos < 0.6 mm y un esfuerzo cortante de fondo creciente, aparecen ondas regulares, con longitudes de onda del orden de 5 a 10 cm y alturas del orden de 1 cm. Las ondas se convierten gradualmente en irregulares y de un carácter tridimensional.
- Dunas: Para todos los tamaños de sedimentos y un creciente esfuerzo cortante, se desarrollan dunas. Las dunas son más bidimensionales que las ondulaciones y tienen mayor longitud de onda y altura. Las crestas de las ondas son perpendiculares al flujo, la forma es más o menos triangular con una suave pendiente a lo largo por la que son transportadas las partículas y una pronunciada pendiente aguas abajo donde las partículas son depositadas.

b) Regimen de flujo alto: ($Fr > 1$)

- Fondo plano: A medida que la velocidad va aumentando, las dunas van aplanándose, desaparecen gradualmente y el fondo se vuelve plano.
- Antidunas: Un mayor incremento en la velocidad a números de froude alrededor de 1.0 origina que la superficie del agua se haga inestable. La interacción de olas superficiales y el fondo (el transporte de sedimentos es máximo debajo del seno de las olas superficiales) originan las formaciones de lechos conocidas como antidunas.
- Barras y pozas: A velocidades aun mayores se forman barras o abanicos y pozas.

Estos tipos de formación de lechos se puede apreciar en el (GRAFICO N° 1.4)

1.4.8 Clasificación de Cauces

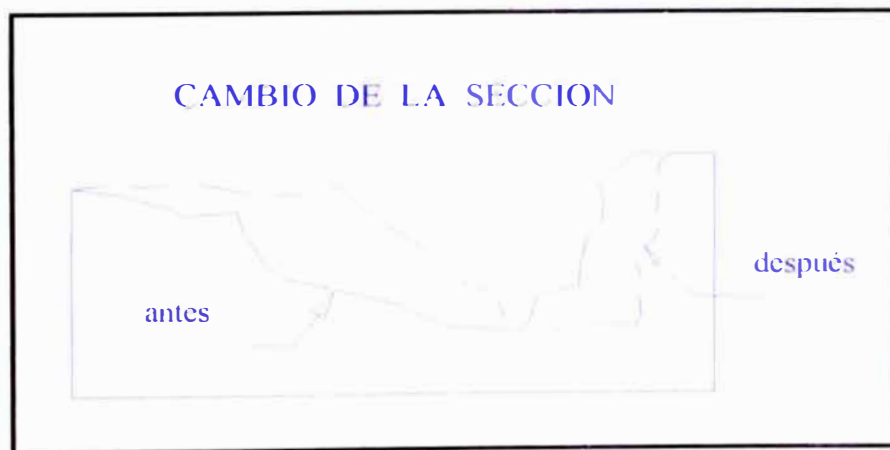
Al observar el movimiento del transporte de sedimentos a lo largo de un período de tiempo prolongado, se nota que el fondo de un río puede permanecer: en un nivel constante, en erosión o en deposición.

Así pueden diferenciarse tres estados:

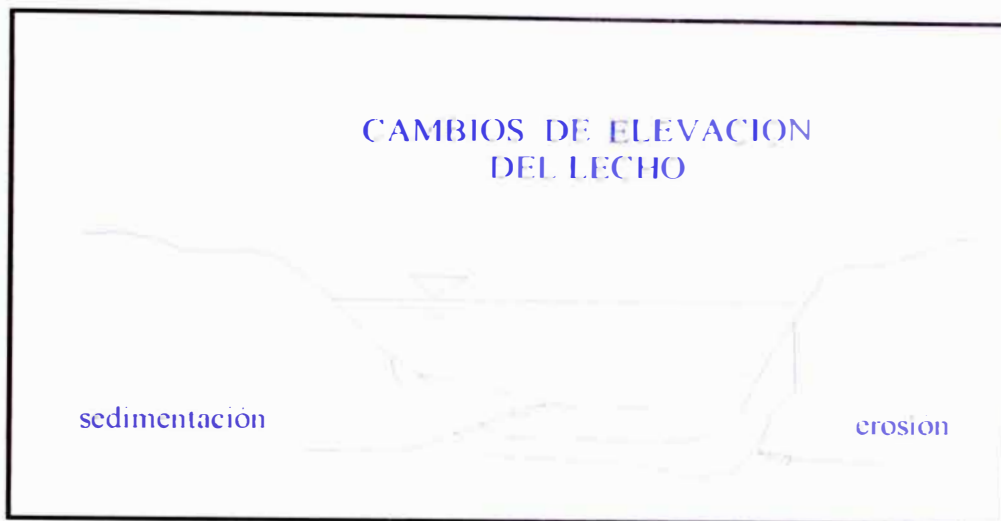
- a) $T1 = T2$ Estado de equilibrio; el ingreso de material de fondo arrastrado, es aproximadamente de la misma magnitud que la capacidad de transporte

correspondiente a las condiciones de contorno hidráulicas. El fondo del río permanece en nivel constante a pesar del activo movimiento de arrastre de fondo, así la demanda de arrastre de fondo del correspondiente caudal se cubre mediante el ingreso de material desde aguas arriba.

- b) $T1 > T2$ Estado de deposición o acumulación. El ingreso de arrastre de fondo es mayor que la capacidad de transporte. Es decir ingresa mas material del que se puede transportar, por lo que el exceso se deposita.
- c) $T1 < T2$ Estado de erosión. El ingreso de arrastre de fondo es menor que la capacidad de transporte, para cubrir el déficit se extrae material adicional del fondo, lo que causa que el fondo del río se profundice.



(FIGURA 1.16)



(FIGURA 1.17)

1.4.9 Gasto Sólido en Suspensión

El material en suspensión está en general constituido por las partículas más finas y prácticamente se halla distribuido en toda la sección transversal. Teóricamente la concentración es mínima en la superficie y máxima cerca del fondo. En la práctica es usual que en los ríos de alta velocidad (en los que la turbulencia se encuentra plenamente desarrollada) la concentración sea prácticamente la misma en toda la sección transversal, siempre que las partículas sean muy pequeñas. El material de arrastre, que está constituido por las partículas de mayor tamaño, rueda o se desliza siempre en contacto con el fondo y avanza en forma de rizos, dunas y barras si su granulometría lo permite.

No puede establecerse un límite claro y definido entre las dos modalidades de transporte. De otro lado, cualquier alteración que ocurra en la velocidad de la corriente puede determinar un cambio en la modalidad de transporte. Las leyes que rigen cada una de estas dos formas de transporte son, en principio diferentes.

No existe una proporción definida entre la cantidad de material sólido transportado en suspensión y aquella transportada por el fondo.

Los resultados de experiencia u observaciones indican que en algunos casos de torrentes, la proporción entre ambos modos de transporte puede llegar a 1. Por el contrario, en los ríos de pequeña pendiente la masa transportada en suspensión es varias veces mayor que la transportada por el fondo. Su suma constituye el gasto sólido total. La distinción entre ambas modalidades de transporte es importante. Desde el punto de vista metodológico, corresponde a una condición natural que se ve modificada por la construcción de una obra, como por ejemplo un encauzamiento.

El gasto sólido en suspensión se determina a partir de mediciones de la concentración.

El producto de la concentración por el gasto, es igual al gasto sólido. En cambio el gasto sólido de fondo se determina en base a cálculos; Pues se sabe que durante las avenidas, que es cuando se transporta la mayor cantidad de sólidos, las altas velocidades determinan la puesta en suspensión de los sólidos, trasladándose solamente por el fondo el material muy grueso, que pudiera haber.

El gasto sólido depende de una elevada potencia de la velocidad; los mayores caudales sólidos están asociados a los mayores caudales líquidos; es decir, que pequeñas variaciones de la velocidad producen grandes cambios en el transporte sólido.

Afortunadamente las grandes avenidas no tienen generalmente una duración extraordinaria; son sin embargo, difíciles de medir; el error que se comete en la determinación de caudales sólidos y líquidos, puede ser grande, especialmente en los primeros. La avenida sólida puede ser aun más breve que la avenida propiamente dicha.

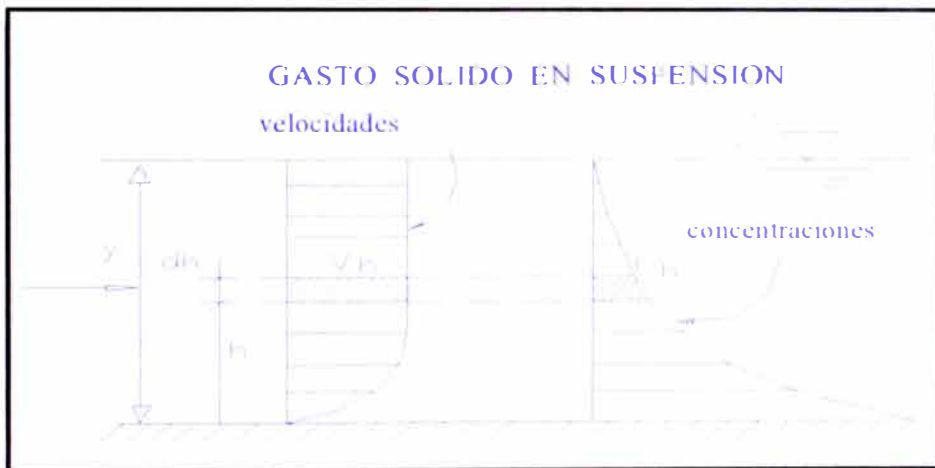
El transporte sólido de un río es variable a lo largo del año; tiene una cierta vinculación con el gasto, pero no se puede establecer una ley genérica. Así como la masa líquida varía de año en año, lo mismo ocurre con la masa sólida.

Los gastos muy grandes que se presentan en épocas de avenida transportan la mayor cantidad de sólidos. Como las altas concentraciones de sólidos están asociadas con las avenidas, se tiene que la masa de sólidos durante un período dado de avenidas representa con respecto a la masa de sólidos de todo el año un porcentaje mayor que el de la masa líquida durante el mismo período con respecto a la masa líquida anual.

Se da el caso que en un año a gastos iguales correspondan concentraciones diferentes.

- Determinación del gasto sólido en suspensión

El gasto sólido en suspensión se puede determinar recurriendo a mediciones en el río, o aplicando modelos matemáticos elaborados por algunos investigadores. En la figura N° 1.18 se muestra la distribución de la velocidad así como la variación de la concentración.



(FIGURA 1.18)

Generalmente el gasto sólido en suspensión es calculado como el producto de la concentración y el caudal medidos simultáneamente.

Se expresa:

$$Q_s = C_i \times Q_i$$

Donde:

Q_s , gasto sólido en kg/seg

C_a , concentración del material en suspensión en grs/l o kg/m³

Q_l , gasto líquido en m³/seg

Einstein da para el gasto sólido en suspensión la siguiente fórmula:

$$Q_s = 5.75 \cdot U \cdot d \cdot C_a \cdot (2.3 (I_1) \cdot \text{LOG} (30.2 d_x / D_{65}) + I_2)$$

Siendo:

Q_s = gasto sólido en suspensión,

U = velocidad de corte,

d = tirante hidráulico,

C_a = concentración a una distancia "a",

D_{65} = diámetro correspondiente al 65% mas fino,

z = parámetro adimensional igual a 0.4 (w/u),

w = velocidad de caída de la partícula,

A = parámetro adimensional igual a $2D_{65}/d$,

x = factor de corrección en la transición de superficies rugosas a lisas.

Las integrales I_1 , I_2 , pueden ser obtenidas mediante gráficos (GRAFICOS

Nº 1.5 y 1.6) elaborados por Einstein.

Según el autor la suspensión solamente es posible por encima de la capa de espesor $2D$, donde D es el diámetro característico y puede ser tomado como D_{65} . Einstein asumió que $a = 2 D = 2D_{65}$

1.4.10 Gasto Sólido de Fondo

Para la determinación del gasto sólido de fondo lo más conveniente es recurrir a una fórmula, que de la capacidad de transporte, antes que a mediciones cuya confiabilidad sería prácticamente nula.

Toda corriente posee una capacidad de transporte determinada. En otras palabras, un río no tiene una capacidad ilimitada para arrastrar sólidos. Se denomina capacidad de transporte a la máxima cantidad de material sólido de fondo, de una cierta granulometría, que puede transportar una corriente con un gasto dado.

La capacidad de transporte constituye un máximo teórico. El gasto sólido que lleva un río en un momento dado puede ser menor que su capacidad de transporte. Un río que escurre sobre un fondo formado por piedras de gran tamaño puede tener, como consecuencia de su velocidad gran capacidad de transporte y en realidad no transportar sólidos. El río se halla en estado de erosión latente. Su capacidad de transporte es alta, pero no puede llevar más de lo que la cuenca aporta. Este caso es frecuente en ciertos torrentes.

Cuando un río transporta su máxima capacidad, se dice que se halla en estado aluvional o de saturación. Existen varias fórmulas para el cálculo del gasto sólido de fondo (Meyer -Peter, Einstein, etc.). Estas fórmulas proporcionan la capacidad de transporte, no el gasto real, de una corriente para ciertas condiciones que implican la existencia de un flujo sumamente esquematizado. Estas fórmulas se caracterizan por tener diversos orígenes y corresponder a diferentes concepciones del modo como ocurren los fenómenos.

Unas tienen una base casi exclusivamente teórica y otras, por el contrario, son de origen experimental. Sin embargo, todas ellas expresan el mismo hecho: el gasto sólido de fondo es proporcional a una potencia de la diferencia entre el gasto líquido y el gasto crítico de arrastre (que es el mínimo valor del gasto para poner en movimiento a las partículas del fondo).

En general las fórmulas para el cálculo del gasto sólido de fondo son aplicables a un canal prismático, con movimiento permanente y uniforme, flujo bidimensional y granulometría bien definida, son dos realidades diferentes, el canal del laboratorio y el río en la naturaleza.

Las mediciones directas del gasto sólido de fondo son prácticamente imposibles, por lo menos en nuestros ríos. Dentro de muchas, podría darse dos razones fundamentales: torrencialidad y tridimensionalidad. Hay que tener presente que a medida que el gasto aumenta se van incorporando al movimiento partículas de mayor tamaño, de modo que para cada gasto debe existir un tamaño representativo de las partículas del fondo en movimiento.

Resumiendo, podríamos decir que la determinación del gasto sólido de fondo(arrastre) es un problema sumamente difícil cuyos resultados son siempre de baja confiabilidad y deben tomarse con suma cautela.

Toda campaña de muestras debe tomar en cuenta la gran variabilidad de los fenómenos. Las avenidas sólidas son intensas, pero salvo casos excepcionales, su duración no es grande.

De nada valdría un largo período de toma de muestras, si se dejase pasar, sin registro, los pocos días al año en los que una súbita crecida da lugar a altas concentraciones de sólidos en suspensión. El primer problema que debe establecerse es el de la frecuencia de la toma de muestras.

En los ríos de la costa peruana y en los interandinos no hay transporte sólido significativo la mayor parte del año. En consecuencia los esfuerzos deben concentrarse en los meses de avenidas.

El estudio de los aspectos sedimentológicos de un río debe necesariamente partir del estudio y conocimiento de la cuenca. La cantidad y características de los sedimentos fluviales dependen de la geología y geomorfología de la cuenca y de los agentes externos que actúan sobre ella. Debemos examinar si los valores obtenidos corresponden a un ciclo preferentemente húmedo, seco o si ha habido dentro de él una secuencia razonable de años secos y húmedos. Los grandes

valores del gasto sólido coinciden con la presencia de un período lluvioso luego de un seco de regular duración.

Determinación de la carga de fondo

Para el cálculo existen varias fórmulas, que corresponden en general a diversas interpretaciones de la manera en la que ocurren los fenómenos.

Todas las fórmulas han sido establecidas para las condiciones idealizadas que se presentan en los canales de laboratorio. Su extrapolación a las condiciones naturales da lugar, en algunos casos, a resultados contradictorios.

Al aplicar varias fórmulas a un mismo río se obtienen resultados que difieren bastante. No hay una fórmula que tenga aceptación general. El problema principal radica en que no podemos conocer el grado de aproximación de cada una, por cuanto no se conoce el gasto sólido real.

Debe tenerse presente que las fórmulas para el transporte sólido de fondo no indican en realidad la cantidad de sólidos que transporta un río, sino la máxima cantidad que podría transportar si tuviera el material disponible. Es decir, que lo que indican es la máxima capacidad de transporte.

Para el estudio del gasto sólido es importante la consideración de la fuerza tractiva crítica τ_c . Para el cálculo del gasto sólido de fondo hay que hallar la naturaleza de la siguiente función

$$t_F = A_1(\tau_0 - \tau_c)^{B_1}$$

t_F es el gasto sólido de fondo específico (por unidad de ancho), A_1 y B_1 dependen de la fórmula particular de que se trate, $(\tau_0 - \tau_c)$ representa el exceso de fuerza tractiva de la corriente con respecto a τ_c , que es la fuerza tractiva de iniciación del movimiento.

A continuación citamos algunas fórmulas:

- **Fórmula de Schoklitsh (1934):**

Realizando numerosos experimentos en los ríos Danubio y Aar en Europa Central, sugirió una nueva expresión para determinar el gasto sólido de fondo siguiente:

$$Q_s = 2500 \cdot S^{3/2} \cdot (q - q_c)$$

Donde:

Q_s = gasto sólido de fondo kg/seg/m.

S = pendiente del río en %.

Q = caudal líquido m³/seg/m.

q_c = caudal crítico m³/seg/m.

La ecuación del gasto crítico es:

$$Q_c = 0.26 ((\gamma_s - \gamma) / \gamma)^{5/3} \cdot d^{3/2} / S^{7/6}$$

En esta ecuación el diámetro de la partícula característica corresponde a d_{40} es decir que es el tamaño del grano, que divide una muestra de modo que el 40% de la misma corresponde a diámetros menores de d_{40} .

Finalmente se tiene la expresión del gasto sólido de fondo siguiente:

$$Q_s = 2500(S)^{3/2} (q - 0.26 ((\gamma_s - \gamma) / \gamma)^{5/3} (d_{40})^{3/2} S^{7/6})$$

Donde:

γ_s = peso específico de los sólidos

γ = peso específico del agua

- **Fórmula de Meyer-Peter y Muller (1948):**

Conviene señalar que esta fórmula es una de las más utilizadas en hidráulica fluvial, se prefiere por su simplicidad y se le aplica generalmente en el caso de torrentes. Debe recordarse siempre que la fórmula proporciona la máxima cantidad de sólidos que puede arrastrar el río, es decir, su máxima capacidad de transporte. El gasto sólido real puede ser, en principio, menor. Esto

depende fundamentalmente de la disponibilidad de sólidos en el cauce del río.

Es importante señalar el rango de valores cubierto por las investigaciones

Pendiente	0,4	a	2%
Gasto	0,002	a	2 m ³ /s
Tirante	0,01	a	1,2 m
Diámetro	0,4	a	30 mm
Peso específico	1,25	a	4,22 t/m ³
Forma de partículas	diversas		

Fué obtenida después de ensayos efectuados en el laboratorio de hidráulica de Zurich, con muestras de diámetros uniformes y no uniformes y variando la pendiente del canal de pruebas, se expresa:

$$\gamma \frac{Q_s}{Q} \left(\frac{K_s}{K_r} \right)^{3/2} \frac{S_y}{\gamma_s d} = 0,047 + 0,25 \left(\frac{\gamma}{g} \right)^{1/3} \frac{t_F^{2/3}}{\gamma_s d}$$

Donde:

γ : peso específico del agua

Q_s : gasto líquido que produce el transporte sólido

Q : gasto líquido total

K_s : coeficiente de rugosidad

K_r : coeficiente de rugosidad debido a las partículas constituyentes del fondo

Y : tirante

S : pendiente

γ_s'' : peso específico de las partículas sumergidas

d : diámetro efectivo

g : aceleración de la gravedad

t_F'' : gasto sólido específico, pesado bajo el agua

obsérvese que existe la siguiente relación

$$t_F = \frac{\gamma_s}{\gamma_s - \gamma} t_F''$$

t_F es el gasto sólido específico, pesado en seco. K_r es la rugosidad originada por las partículas constituyentes del fondo; depende de su diámetro, K_s es la rugosidad del lecho incluyendo las fases. A la relación, $(K_s / K_r)^{3/2}$ se le denomina μ , coeficiente de rizados.

En Hidráulica Fluvial nos interesa el transporte de los sólidos por la acción del agua ($\gamma = 1000 \text{ k/m}^3$), lo cual se tiene

$$t_F'' = 0,79(\mu \tau_0 - 0,047 \gamma_s'' d)^{3/2}$$

que equivale a:

$$t_F'' = 0,79(\mu\tau_0 - \tau_c)^{3/2}$$

t_F'' : es el transporte sólido de fondo en k/s/m (pesado bajo el agua)

d : es el diámetro efectivo con el que se calcula τ_c

si $\mu = 1$,

$$t_F'' = 0,79(\tau_0 - \tau_c)^{3/2}$$

para $t_F'' = 0$ se obtiene las condiciones de iniciación del movimiento

$$\tau_c = 0,047 \gamma_s'' d$$

1.4.11 Técnicas de Medición de Sedimentos

De lo expuesto anteriormente referente a las cargas de fondo y en suspensión, se hace evidente que sería imposible diseñar un único instrumento muestreador que pudiese proporcionar mediciones exactas de la carga total de sedimentos, incluso en una sola vertical en una sección transversal.

La cantidad de material que es transportado en suspensión puede ser determinada obteniendo un grupo de muestras o una sola muestra representativa del flujo y

determinando el peso de sedimentos por unidad de volumen. El transporte total en suspensión en peso por unidad de tiempo es computado entonces como la sumatoria de las concentraciones multiplicada por la tasa de descarga.

En cambio, la carga de fondo no se mueve a la misma velocidad que el agua, por lo que el procedimiento anterior no es aplicable en este caso. Para material de fondo, es necesario medir el transporte de sedimentos (por unidad de tiempo para un ancho conocido de canal) en un suficiente número de puntos para computar el transporte total.

a) Sedimentos en suspensión

El objetivo principal de la medición o de la toma de muestras es el determinar la concentración del sedimento en suspensión y con dicho valor, calcular el gasto sólido que pasa por una sección transversal de un río en un momento dado. Es necesario e indispensable que cada vez que se haga la toma de muestras, previamente o en forma simultánea, se mida el caudal líquido y se refiera a la altura de mira del momento, tomándose también la temperatura del agua.

La concentración tiene varias acepciones cuando se trata de medición de sedimentos en una sección transversal de un río, pero en términos generales se dará su definición clásica.

Se entiende por concentración, la relación que existe entre el peso seco del contenido de material sólido de la muestra y el volumen total de la mezcla líquido-sedimento. Su valor viene dado en peso seco por unidad de volumen. También puede definirse la concentración, como la relación del peso seco del sedimento al peso total de la muestra líquido-sedimento. La forma más comúnmente empleada es la primera o sea la relación peso seco a volumen unitario de la mezcla.

La concentración puede ser puntual es decir aquella relativa al punto de toma de la muestra y puede ser espacial sobre una vertical de sondeo, cuando corresponde a una muestra integrada captada uniformemente a lo largo de la vertical. Esta última se considera válida en una distribución sobre una columna o segmento de área, equivalente a la mitad de la distancia entre sondeos a ambos lados de la vertical considerada, desde la superficie al fondo del cauce.

Para la estimación del sedimento en suspensión puede emplearse varios métodos:

- a. Métodos colorimétricos;
- b. Uso de muestreadores;
- c. Cubicación de depósitos o embalses;
- d. Empleo de fórmulas; y
- e. Métodos especiales (técnicas nucleares de medición).

Los métodos colorimétricos son más utilizados en actividades de agua potable, con los cuales se mide la turbidez del líquido utilizando turbidímetros. Su utilización es poco favorable cuando se trata de cuantificar el gasto sólido, por lo que en la práctica hidrométrica no se utiliza.

Un método más preciso de cuantificar sedimentos es la cubicación periódica de vasos de almacenamiento, cuando se cuenta con uno o más embalses en la cuenca.

El empleo de fórmulas está circunscrito en aquellos casos donde el muestreo es muy reducido o no se cuenta con estadísticas. Su precisión es siempre dudosa, por cuanto las fórmulas casi siempre han sido deducidas para condiciones ideales de laboratorio, que en sustancia difieren de las existentes en la naturaleza.

El uso de muestreadores puede ser una técnica más recomendable para trabajo continuo y sistemático. En este caso, pueden emplearse muestreadores de tipo puntual, integradores o muestreadores continuos. La selección y uso de cada uno depende del personal capacitado con que se cuente. En cualquier caso y dentro de un mismo tipo de muestreadores existe variedad instrumental, elegible según el tamaño y profundidad de la corriente y su volumen de arrastre.

El muestreo puntual es aquel que en semejanza a la medición de velocidades en una vertical, la toma de muestras se realiza en puntos definidos, previamente seleccionados en la vertical. La otra modalidad de muestreo es la llamada por integración, y consiste en captar la muestra haciendo recorrer el muestreador a lo largo de toda la vertical en viajes de ida y vuelta (superficie - fondo -superficie) a velocidad constante. Como ejemplo podemos citar a la Turbisonda DIII-01/93, perteneciente al Departamento de Hidráulica e Hidrología – Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería; la cual ha sido diseñada como un muestreador de sedimentos de suspensión del tipo integrador, permite adaptarse mejor para ríos de régimen torrentosos tirantes de agua relativamente menores y fondo macrorugoso que se presentan en diversos ríos de nuestro país.

Entre otros tipos de muestreadores podemos referirnos:

- Muestreador cilíndrico.- Consiste en un pequeño cilindro con dos tapas. Se introduce con las tapas cerradas hasta la profundidad deseada. Se coloca, por medio de una aleta y un pescado, en la dirección de la corriente. Se abre las tapas operando un cable desde la superficie de modo que se establece un flujo en el cilindro. Luego se cierra rápidamente y se obtiene así una muestra de la que posteriormente se retira, pesa y analiza el material sólido. Este muestreador es de alta confiabilidad, pero cuya precisión es relativamente baja. Este tipo de muestreador se muestra en el (GRAFICO N° 1.7).

Botella de Delft.- Se utiliza para medir el material transportado en forma de suspensión. Para un diámetro medio de las partículas superiores a 0.08 mm y para velocidades comprendidas entre 0.25 m/s y 2.5 m/s. Esta tiene alta precisión, pero baja confiabilidad, pues el instrumento es sumamente delicado y una pequeña, a veces imperceptible, alteración en el sistema, causa diferencias notables en los resultados. El muestreador cualquiera que sea el tipo, debe ser simple, fácilmente transportable, de bajo costo y capaz de proporcionar una muestra representativa de la mezcla agua-sedimento en las proximidades del punto de muestreo. Fundamentalmente debe ser adecuado al río que se está estudiando. Este tipo de muestreador se muestra en el (GRAFICO N° 1.8)

b) Sedimentos de fondo

Si bien el sedimento en suspensión integra la mayor parte del total transportado por el río, una parte importante también lo es, del sedimento arrastrado por el fondo. Este último tiene interés cuando se trata de conocer el comportamiento del cauce del río, dragado de cursos fluviales, socavación o azolvamiento, mantenimiento de maquinaria hidráulica, etc.

Con relación al muestreo y cuantificación del arrastre por el fondo, no sucede lo mismo que con el sedimento en suspensión, que puede determinarse con relativa mayor precisión, pudiendo muestrearse igualmente con mas representatividad. El sedimento de fondo resulta un problema casi imposible de solucionar, en lo que respecta a los procedimientos de muestreo y en su cuantificación sistemática. Todos los métodos conocidos tienen un alto grado de incertidumbre, por lo que tales técnicas están en continua investigación.

Los procedimientos comúnmente empleados son en base a muestreo y por fórmulas empíricas deducidas en laboratorio. No existe un método más recomendable, sino más bien debe hacerse una evaluación echando mano a los diferentes procedimientos disponibles, sin embargo, debe quedar claro, que este es un problema sin solución satisfactoria.

Entre los muchos motivos de incertidumbre de las técnicas convencionales, puede señalarse que todavía no se ha diseñado el muestreador ideal, es decir, aquel que pueda captar la muestra representativa sin disturbar. No puede identificarse un comportamiento regular en el arrastre, tanto en lo referente a su desplazamiento espacial como en función del tiempo, existiendo una gama infinita de situaciones cambiantes, carentes de todo patrón de movimiento. De ahí que muestras simultáneas pero tomadas en diferente posición sobre la transversal puedan diferir radicalmente.

El arrastre de fondo puede estimarse de varias formas, así:

- a. Utilizando trampas de atrape, colocadas en el lecho del cauce. La cantidad atrapable en función del tiempo dará el caudal sólido de arrastre por el fondo.
- b. Utilizando muestreadores para atrapar el sedimento de fondo. Los hay de diferentes tipos y tamaños.
- c. Por medio de fórmulas empíricas, que es la forma más usual, dado lo difícil y costoso de los métodos de muestreo y de poca confiabilidad.
- d. Por diferencia entre el sedimento total y el sedimento en suspensión.
- e. Por métodos nucleares de medición, como el empleo de trazadores radioactivos.

Propiedades Físicas del Agua en Unidades S.I.

Temp. °C	Peso Específ. γ N/m ³	Densidad ρ Kg/m ³	Viscos. Dinámica η 10 ⁻³ /ms	Viscos. Cinemát. ν 10 ⁻⁶ m ² /s	Tensión Superf. σ 10 ⁻² N/m
0	9805	999.9	1.792	1.792	7.62
5	9806	1000.0	1.519	1.519	7.54
10	9803	999.7	1.308	1.308	7.48
15	9798	999.1	1.140	1.141	7.41
20	9789	998.2	1.005	1.007	7.36
25	9779	997.1	0.894	0.897	7.26
30	9767	995.7	0.801	0.804	7.18
35	9752	994.1	0.723	0.727	7.10
40	9737	992.2	0.656	0.661	7.01
45	9720	990.2	0.599	0.605	6.92
50	9697	988.1	0.549	0.556	6.82
55	9679	985.7	0.506	0.513	6.74
60	9658	983.2	0.469	0.477	6.68
65	9635	980.6	0.436	0.444	6.58
70	9600	977.8	0.406	0.415	6.50
75	9589	974.9	0.380	0.390	6.40
80	9557	971.8	0.357	0.367	6.30
85	9529	968.6	0.336	0.347	6.20
90	9499	965.3	0.317	0.328	6.12
95	9469	961.9	0.299	0.311	6.02
100	9438	958.4	0.284	0.296	5.94

TABLA N° 1.1

**Clasificación del Tamaño de Partículas de Acuerdo a la
American Geophysical Union (A.G.U.)**

CLASE		TAMAÑO		
		Milímetros	Micrones	Pulgadas
Cantos Rodados	Muy grande	4000-2000		160-80
	Grandes	2000-1000		80-40
	Medianos	1000-500		40-20
	Pequeños	500-250		20-10
Guijarros	Grandes	250-130		10-5
	Pequeños	130-64		5.0-2.5
Gravas	Muy gruesa	64-32		2.5-1.3
	Gruesas	32-16		1.3-0.6
	Medias	16-8		0.6-0.3
	Finas	8-4		0.3-0.16
	Muy finas	4-2		0.16-0.08
Arenas	Muy gruesa	2.00-1.00	2000-1000	
	Gruesas	1.00-0.50	1000-500	
	Medias	0.50-0.25	500-250	
	Finas	0.25-0.125	250-125	
	Muy finas	0.125-0.062	125-62	
Limos	Gruesos	0.062-0.031	62-31	
	Medios	0.031-0.016	31-16	
	Finos	0.016-0.008	16-8	
	Muy finos	0.008-0.004	8-4	
Arcillas	Gruesas	0.004-0.0020	4-2	
	Medias	0.0020-0.0010	2-1	
	Finas	0.0010-0.0005	1-0.5	
	Muy finas	0.0005-0.00024	0.5-0.24	

TABLA N° 1.2

**Clasificación del Tamaño de Partículas
según H.A. Einstein**

TAMAÑO	DESIGNACION	OBSERVACION
$D < 0.5 \mu$	Coloides	Siempre floculados
$0.5 \mu < D < 5 \mu$	Arcillas	A veces o parcialmente floculados
$5 \mu < D < 64 \mu$	Limos	No floculados – cristales individuales
$64 \mu < D < 2\text{mm}$	Arenas	Rocas fragmentadas
$2\text{mm} < D$	Gravas, cantos rodados	Rocas fragmentadas

TABLA N° 1.3

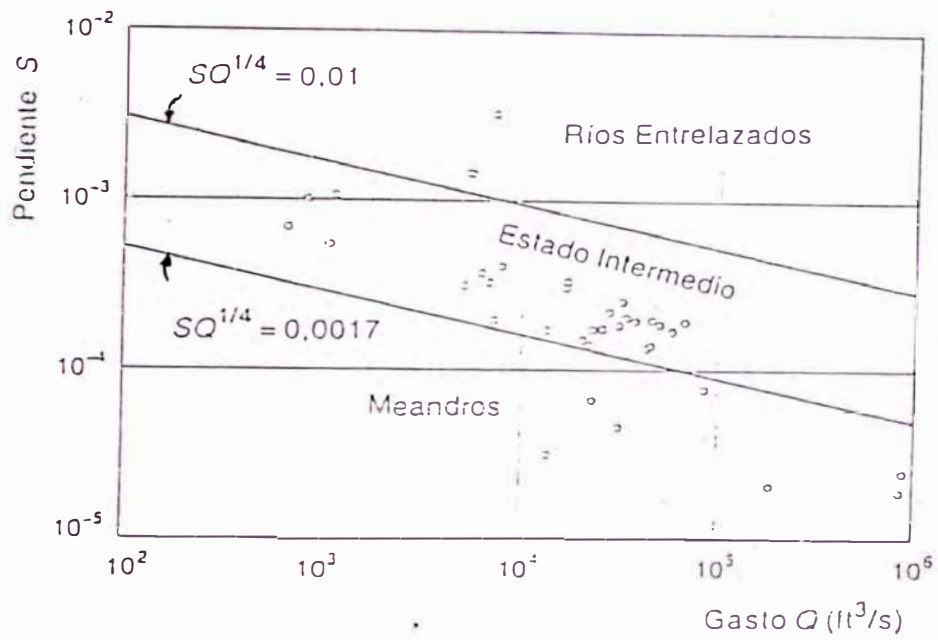
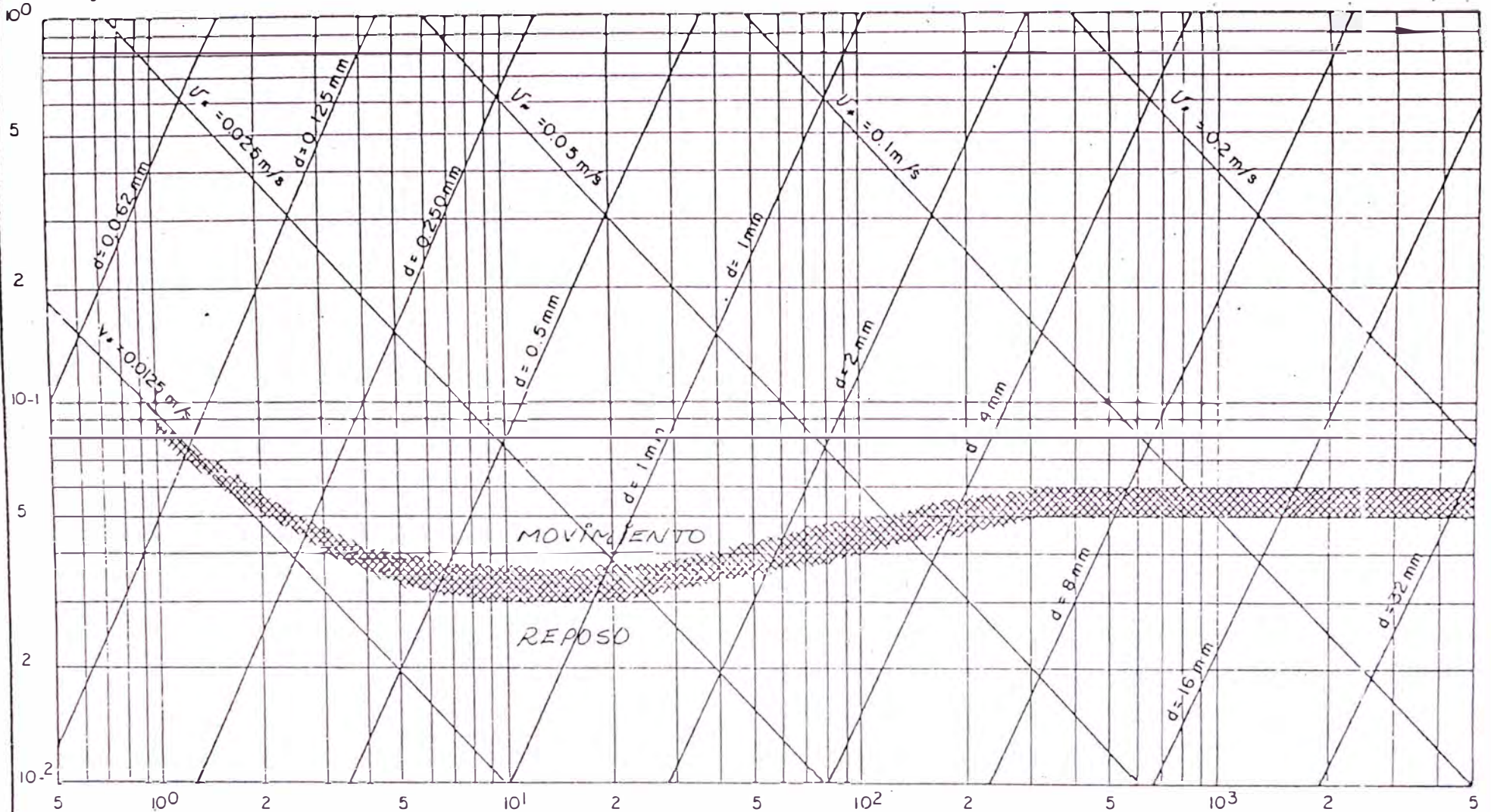


GRAFICO N° 1.1 Representación gráfica del criterio de LANE para distinguir entre ríos meándricos y entrelazados

$$\frac{\tau_c}{(\rho_s - \rho_w)gd} = \frac{\rho V_*^2}{(\rho_s - \rho)d} = \tau_{c*}$$

DIAGRAMA DE SHIELDS



$$Re_* = \frac{V_* d}{\nu} = 11.6 \frac{d}{\delta}$$

Para el caso particular de $\rho_s = 2,650 \text{ kg/m}^3$ y $\nu = 1,25 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ (12°C)
 Se pueden utilizar las líneas inclinadas de V_* y d

GRAFICO N° 1.2 Iniciación del movimiento de las partículas

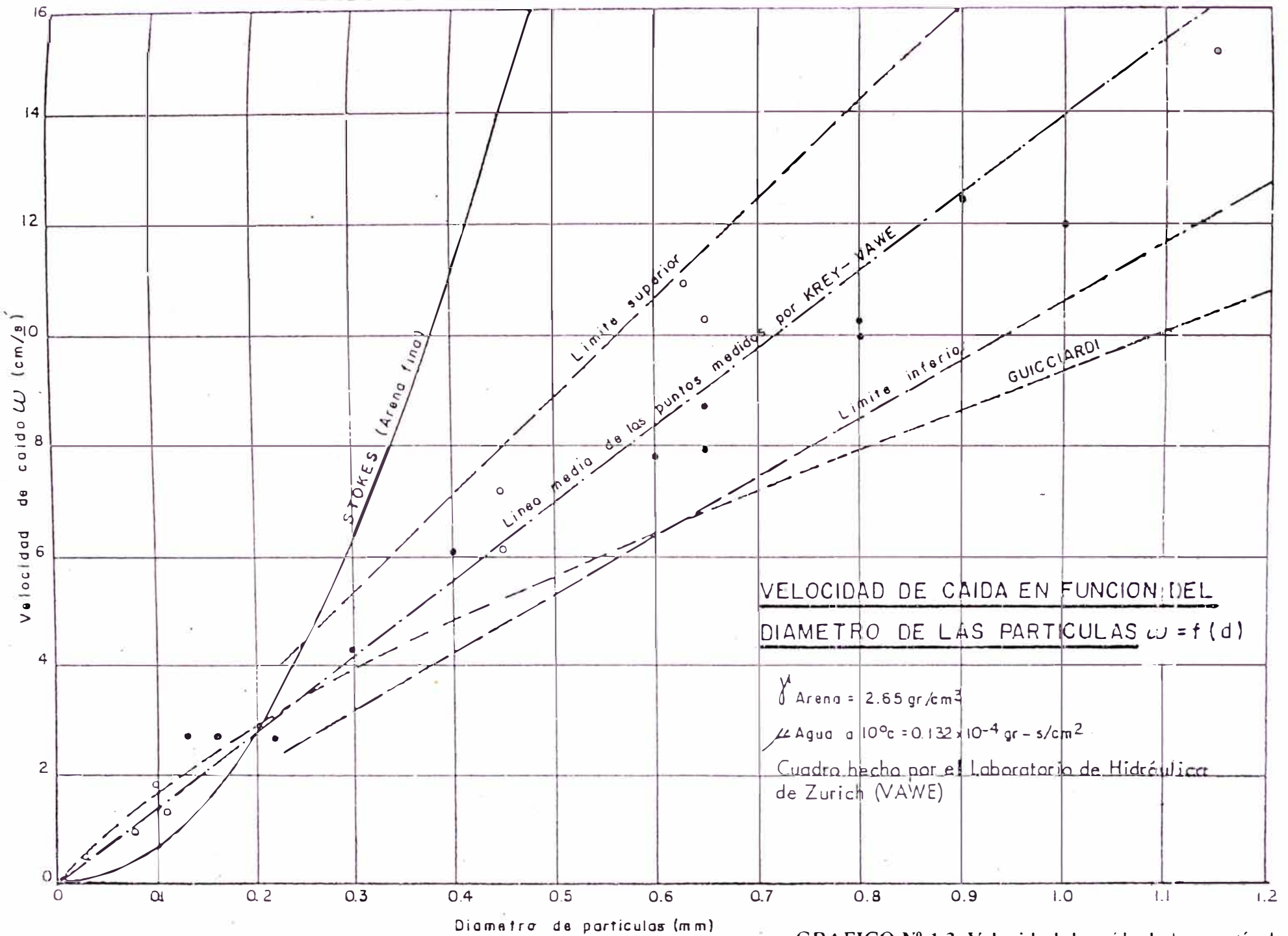
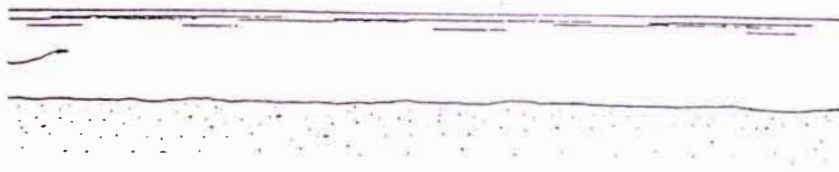
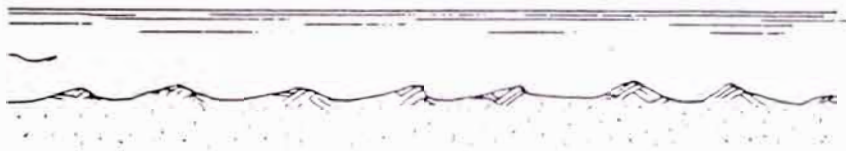


GRAFICO N° 1.3 Velocidad de caída de las partículas

FASES DEL TRANSPORTE



FONDO PLANO



RIZOS

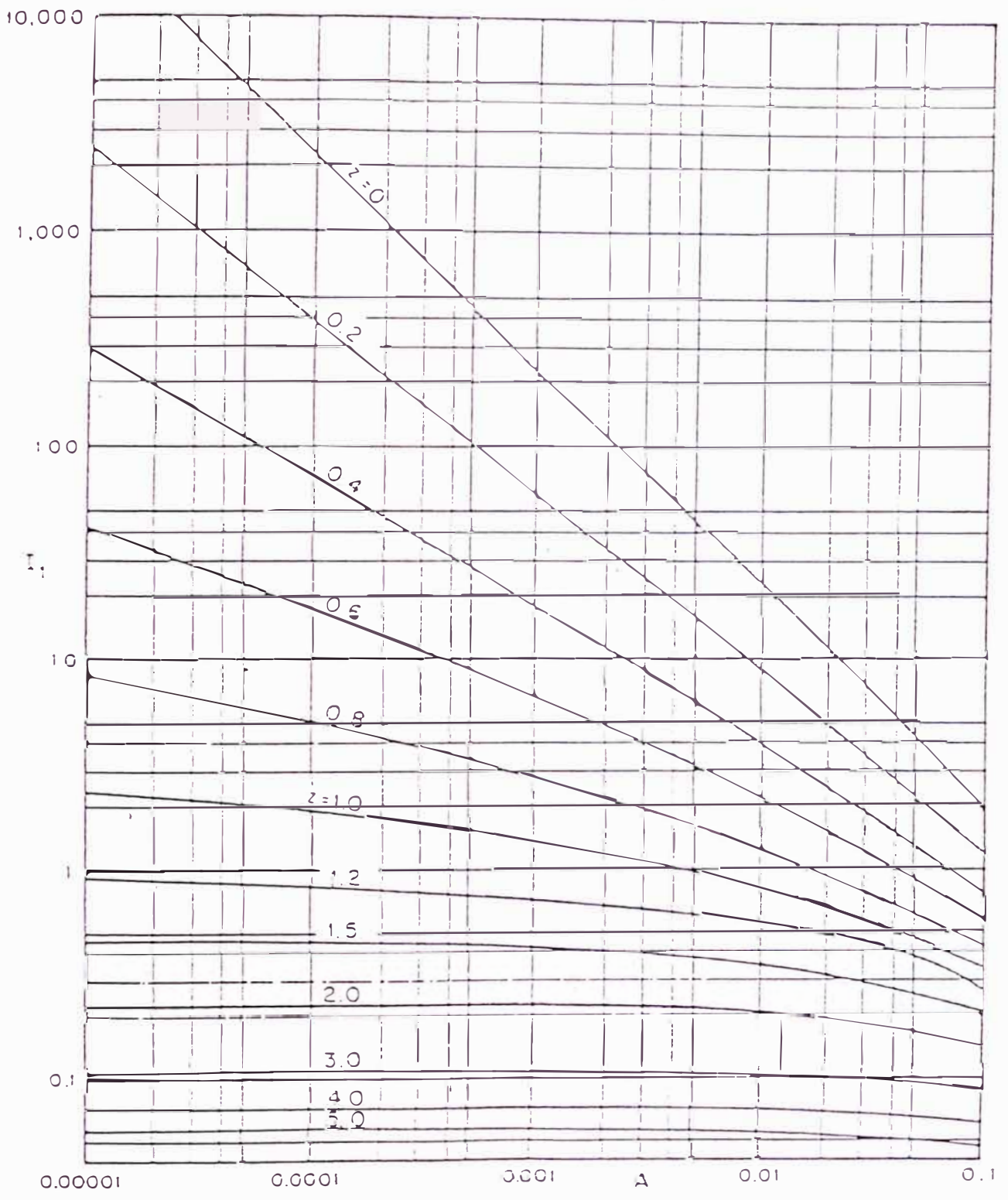


DUNAS



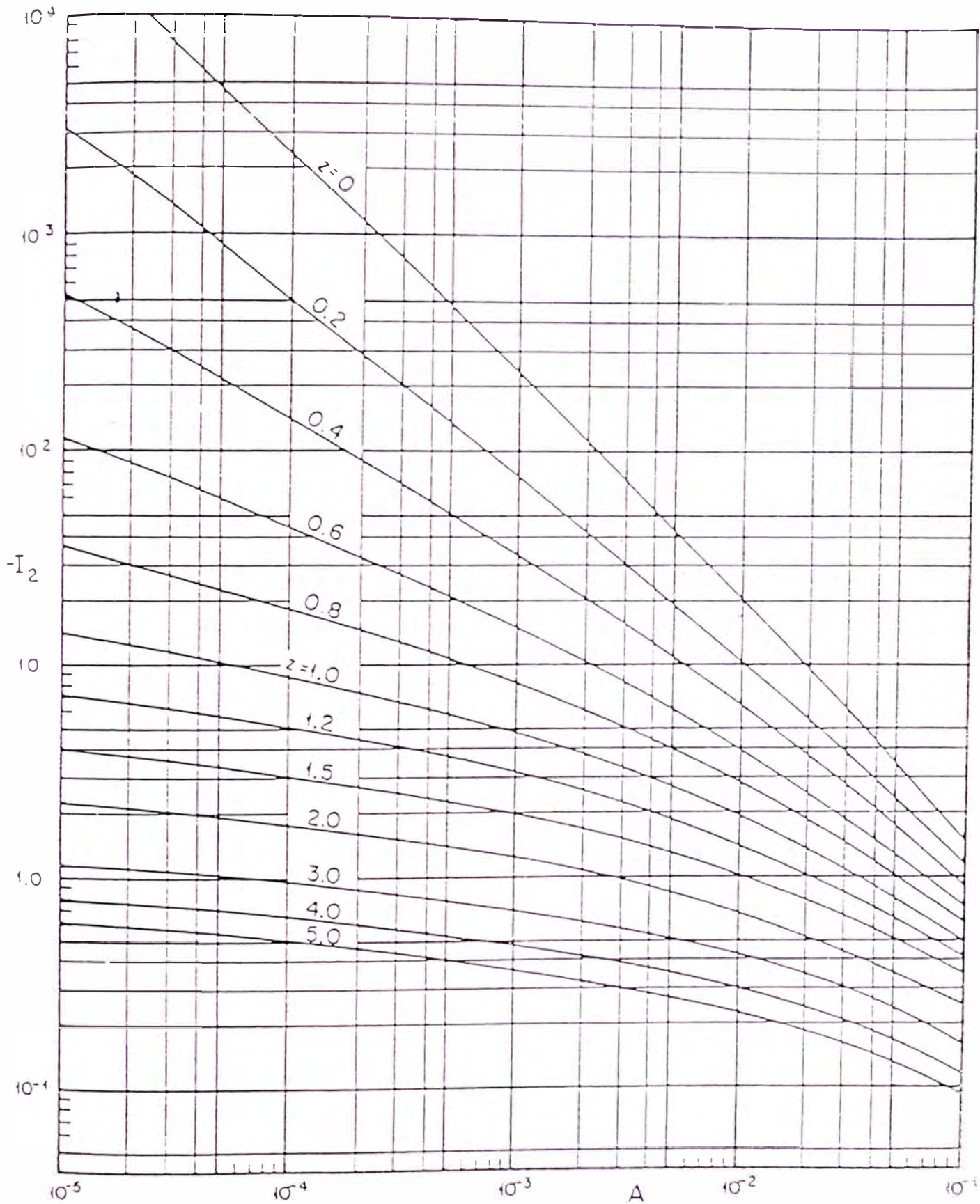
ANTIDUNAS

GRAFICO N° 1.4



Función I_1 , en términos de A y z

GRAFICO N° 1.5 Primera Integral elaborada por Einstein para determinar el gasto sólido en suspensión



Función I_2 en términos de A y z

GRAFICO N° 1.6 Segunda Integral elaborada por Einstein para determinar el gasto sólido en suspensión

MUESTREADOR CILINDRICO

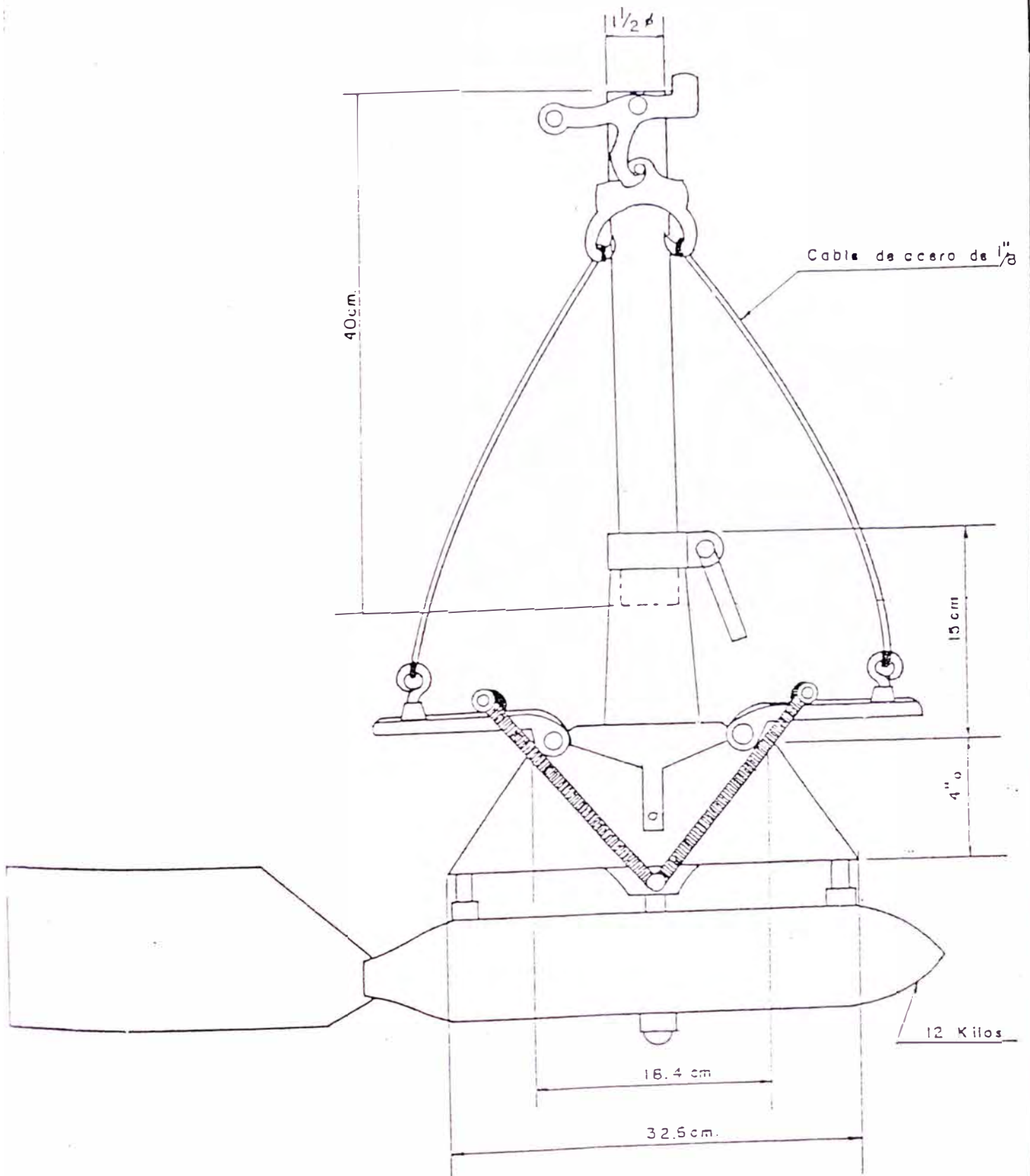
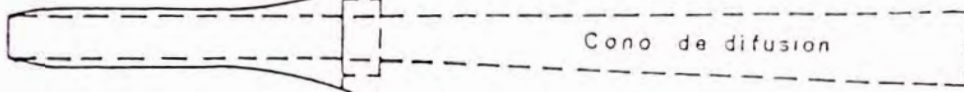


GRAFICO N° 1.7

BOTELLA DE DELFT

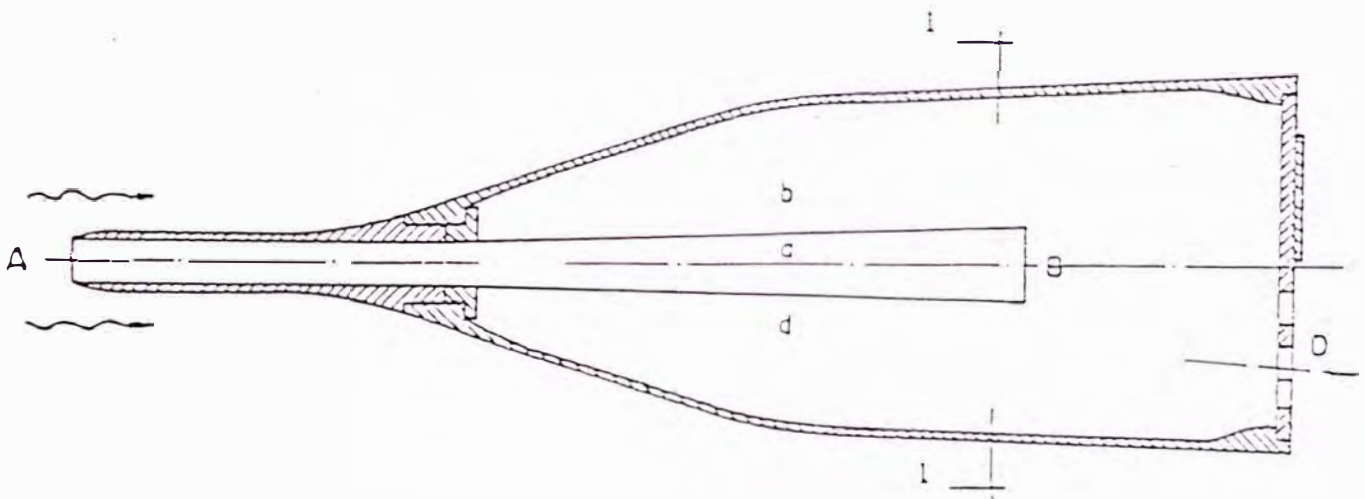
Orificio de entrada



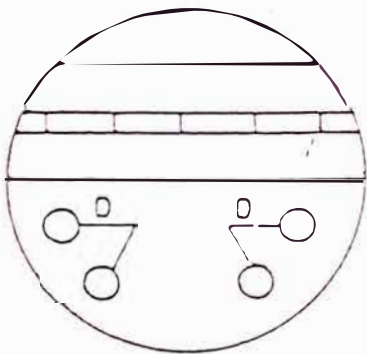
Cono de difusion

Cuerpo principal

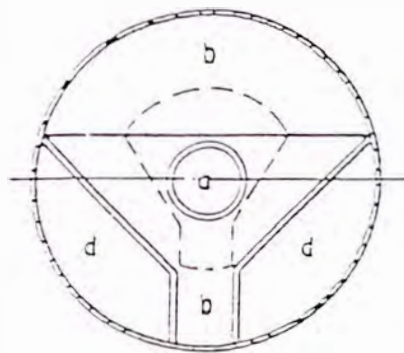
VISTA LATERAL



CORTE



VISTA POSTERIOR



SECCION TRANSVERSAL I-I

GRAFICO N° 1.8

CAPITULO II

INFORMACION BASICA Y EVALUACION DE LA CUENCA DEL RIO CHILLON EN EL TRAMO EN ESTUDIO

2.1 LOCALIZACION

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 Carabayllo, 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.

2.1.1 Area en Estudio

El área en estudio está comprendida desde la Hacienda Caballero que se encuentra a una altura promedio de 400 m.s.n.m. perteneciente al distrito de Carabayllo, hasta la desembocadura en el Océano Pacífico teniendo un recorrido aproximadamente de 29 km; esta parte es la más importante de la cuenca del río Chillón por ser un valle de mayor producción agrícola, así como

también es la zona más vulnerable, como se observa en las figuras N° 2.1 y N° 2.2.

2.2 HIDROLOGIA

El río Chillón tiene su origen en la laguna de Chuchón y Chonta a 4,850 m.s.n.m., alimentándose de las precipitaciones que caen en las partes altas de su cuenca colectora y con los deshielos de la cordillera La Viuda, con una descarga anual promedio de 8,8 m³/s, cuenta con un área de drenaje total de 2,444 km², recorre una distancia total de 126 km. y presenta una pendiente promedio de 3.85%.

La superficie de la cuenca húmeda es de 1,040 km², es decir, que el 42% del área contribuye sensiblemente al escurrimiento superficial; en su curso superior, hasta la localidad de Canta, tiene una pendiente de 6%; en su curso medio, de la localidad de Canta a la de Santa Rosa de Quives, una pendiente de 5% y en su curso inferior, a partir de Santa Rosa de Quives, en donde el valle empieza a abrirse, la pendiente disminuye a 2%. En este último tramo, el río ha formado un cono de deyección, sobre el cual se encuentra la zona agrícola más importante de la cuenca.

En su recorrido, recibe el aporte de varios ríos o quebradas, siendo las más importantes Olivar, Trapiche, Socos, Toraracra, Hurimayo, Huancho, Yamecoto y Acocancha, por la margen derecha y Culebras y Arahua, por la margen izquierda, siendo esta última la más importante de toda la cuenca; recibe en su paso los aportes de las lagunas de Sapaycocha, Yanavilla, Tuctucocha, Azulcocha, Huandacocha y Chuchón. Así mismo, de las quebradas de Huandro, Jajanshi, y, a la altura de Culluhuy, las aportaciones de las lagunas de Juanshi y Aconcocha. Es abastecido en

la época de estiaje por los aportes regulables de las lagunas de Chuchón, Leoncocha y Azulcocha, como se detalla en el siguiente cuadro.

CUADRO N° 2.1
Riachuelos y quebradas de la cuenca del Chillón

Río o quebrada	Longitud (km)	Pendiente (%)
Chillón	126	3.85%
Culebras	22	9.73%
Arahuay	43	7.91%
Olivar	14	9.29%
Trapiche	17	5.18%
Socos	27	7.78%
Tararacra	17	15.29%
Huarimayo	14	21.79%
Huancho	17	12.35%
Yamecoto	13	15.00%
Acocancha	12	12.08%

El agua empleada para satisfacer los requerimientos del valle del río Chillón, se puede clasificar, de acuerdo a su procedencia, en cuatro tipos:

- a. Agua superficial de escurrimiento natural, proveniente de la cuenca del río Chillón.
- b. Agua superficial de régimen regulado, proveniente de las lagunas embalsadas localizadas en la cuenca del río Chillón.
- c. Agua subterránea, extraída mediante bombeo de los pozos ubicados en la llanura aluvial del valle.
- d. Agua subterránea que aflora en puquios y drenes y que es incorporada al sistema de riego del valle.

AMBITO FISICO DE LA CUENCA DEL RIO CHILLON

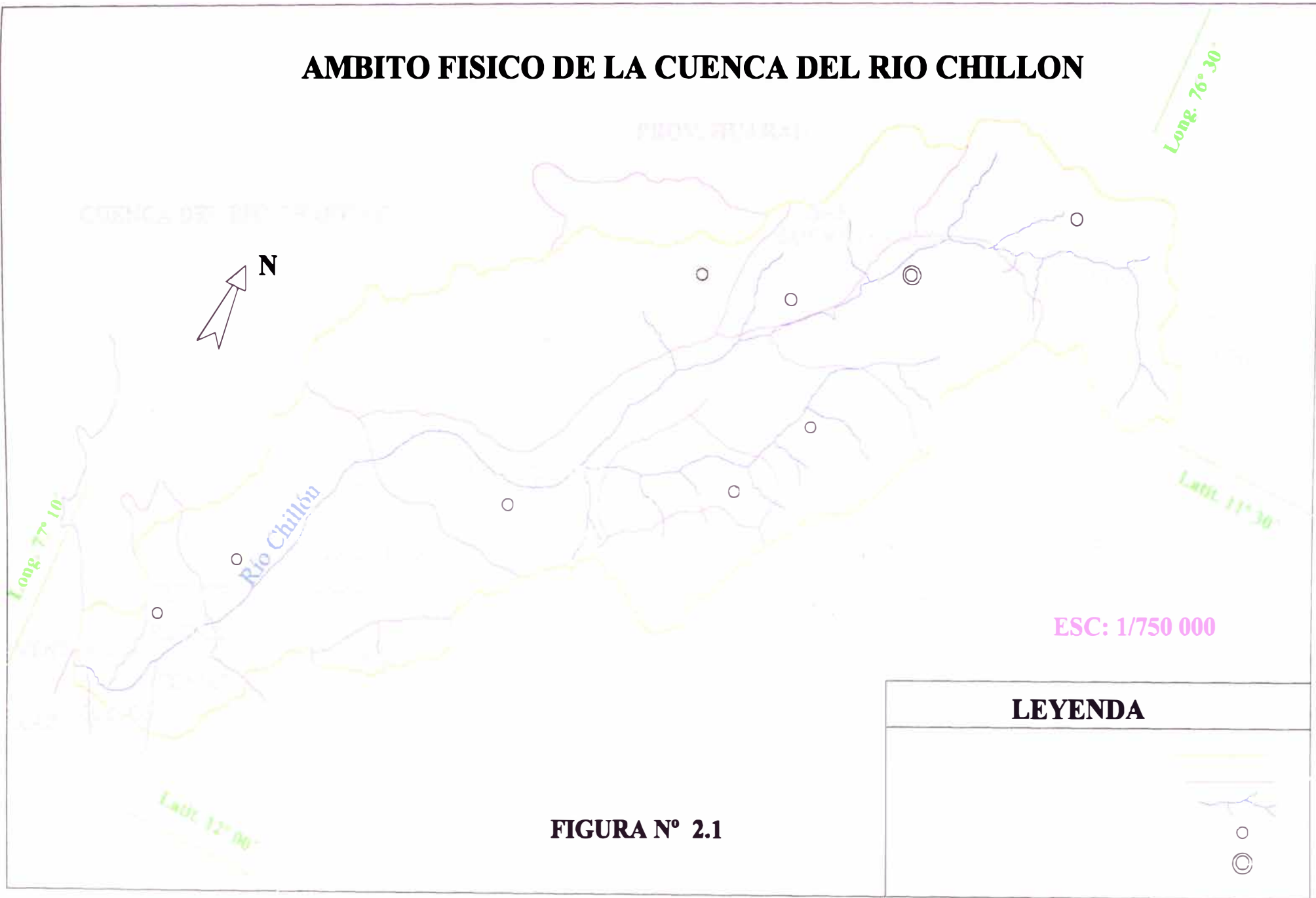


FIGURA N° 2.1

LEYENDA

-
-
-

SECCION LONGITUDINAL DEL RIO CHILLON

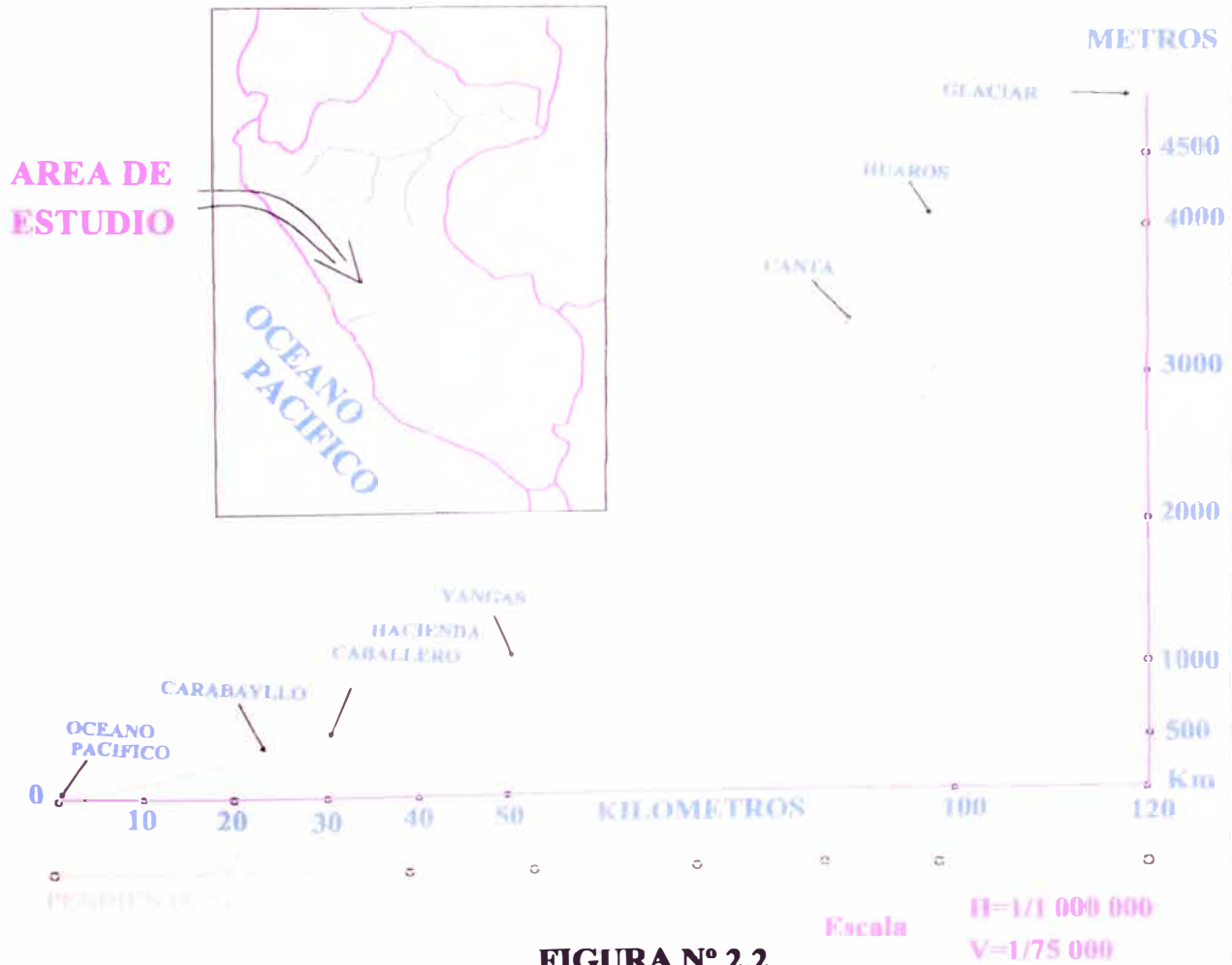


FIGURA N° 2.2

2.3 MORFOLOGIA

Se muestra en el Cuadro N° 2.2 las variaciones de la pendiente longitudinal del río desde la Hacienda Caballero situada a 400 m.s.n.m. hasta la desembocadura.

CUADRO N° 2.2

Tramo	Pendiente (%)
H. Caballero - Pte. Panamericana	1.4
Pte. Panamericana – Desembocadura	1.3

En la parte baja de la cuenca, Pte. Panamericana - Desembocadura el ancho de su cauce principal varía entre aproximadamente 10 – 120m, para la zona del Pte. Panamericana – H. Caballero el ancho de su cauce principal varía entre aproximadamente 12 - 500m.

2.4 TOPOGRAFIA Y VEGETACION

2.4.1 Fisiografía

El relieve general de la cuenca es el que se caracteriza a prácticamente la mayoría de los ríos de la vertiente occidental, es decir, el de una hoya hidrográfica alargada, de fondo profundo y quebrado y de pendiente fuerte; presenta una fisiografía escarpada y en partes abruptas, cortada por quebradas de fuerte pendiente y estrechas gargantas. La cuenca se encuentra limitada por

cadena 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 geoforma:

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 está ligada a procesos eólicos.

2.4.2 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 segundo 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, como se observa en la figura N° 2.3.

2.4.3 Regiones Geográficas

Según la clasificación del Dr. Pulgar Vidal, el tramo en estudio pertenece a la región Chala.

- **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, Carabayllo, San Martín de Porres,

Los Olivos, Caudivilla, Chocas, Caballero y Trapiche, como se aprecia en la figura N° 2.4.

2.4.4 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.

Ecologicamente 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.

En su ámbito rural dominaron hasta antes de 1969 una decena de medias y grandes haciendas capitalistas vinculadas tanto al mercado externo (azúcar y algodón) como al mercado interno (maíz, hortalizas, carnes y leche). La Reforma Agraria las expropió y convirtió en Cooperativas Agrarias de Producción.

En la década de los 80 diversos factores confluyeron al fraccionamiento de estas cooperativas agrarias, emergiendo los parceleros-pequeños propietarios como los actores sociales predominantes en esta parte de la cuenca. En la actualidad los extrabajadores socios de las empresas asociativas se dedican fundamentalmente a la producción de alimentos (papa, maíz, tomate y hortalizas) para los mercados limeños.

PERFIL LONGITUDINAL DE LA CUENCA DEL RIO CHILLON

PISOS ECOLOGICOS Y REGIONES NATURALES

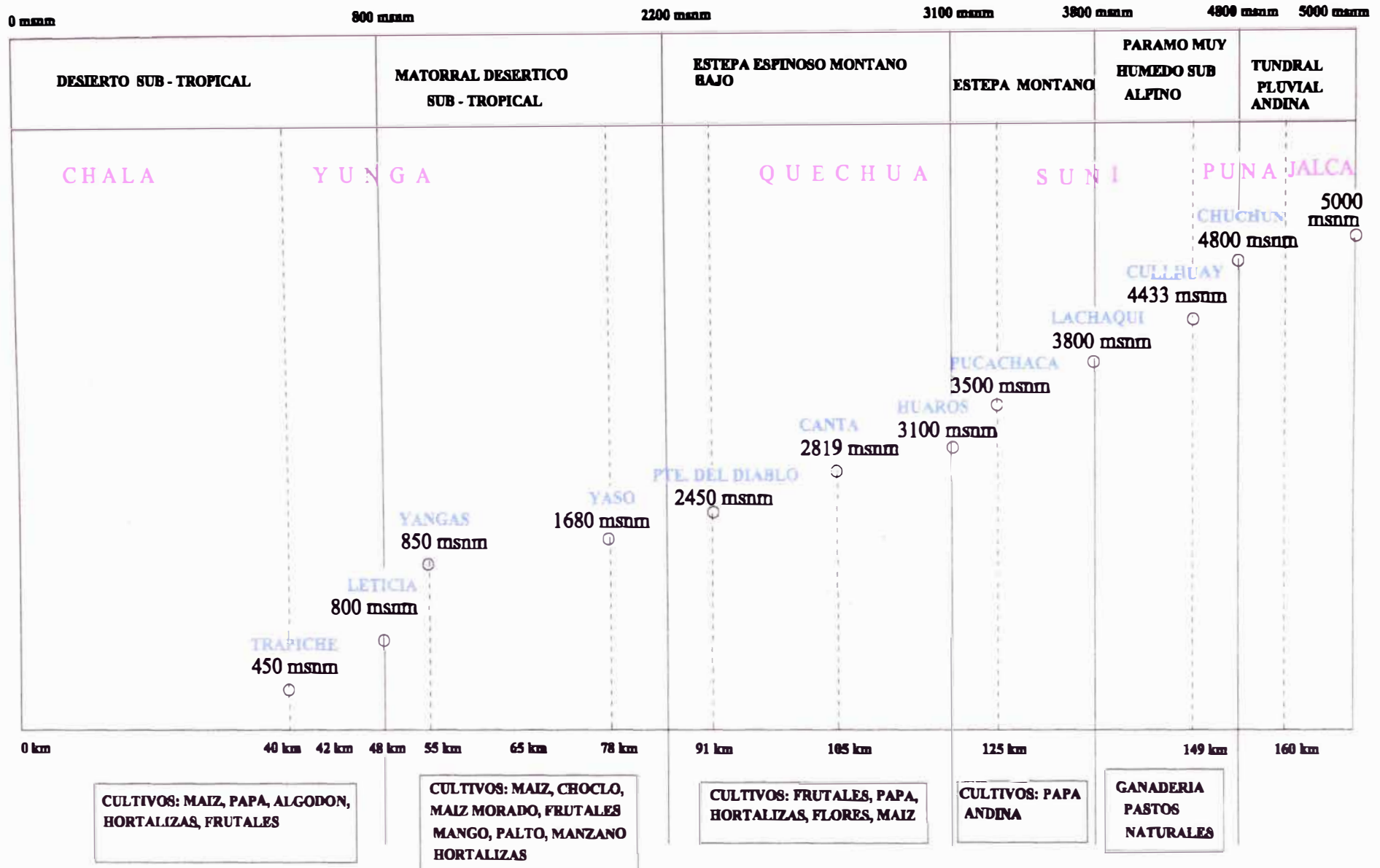


FIGURA N° 2.4

ASPECTOS GEOLOGICOS

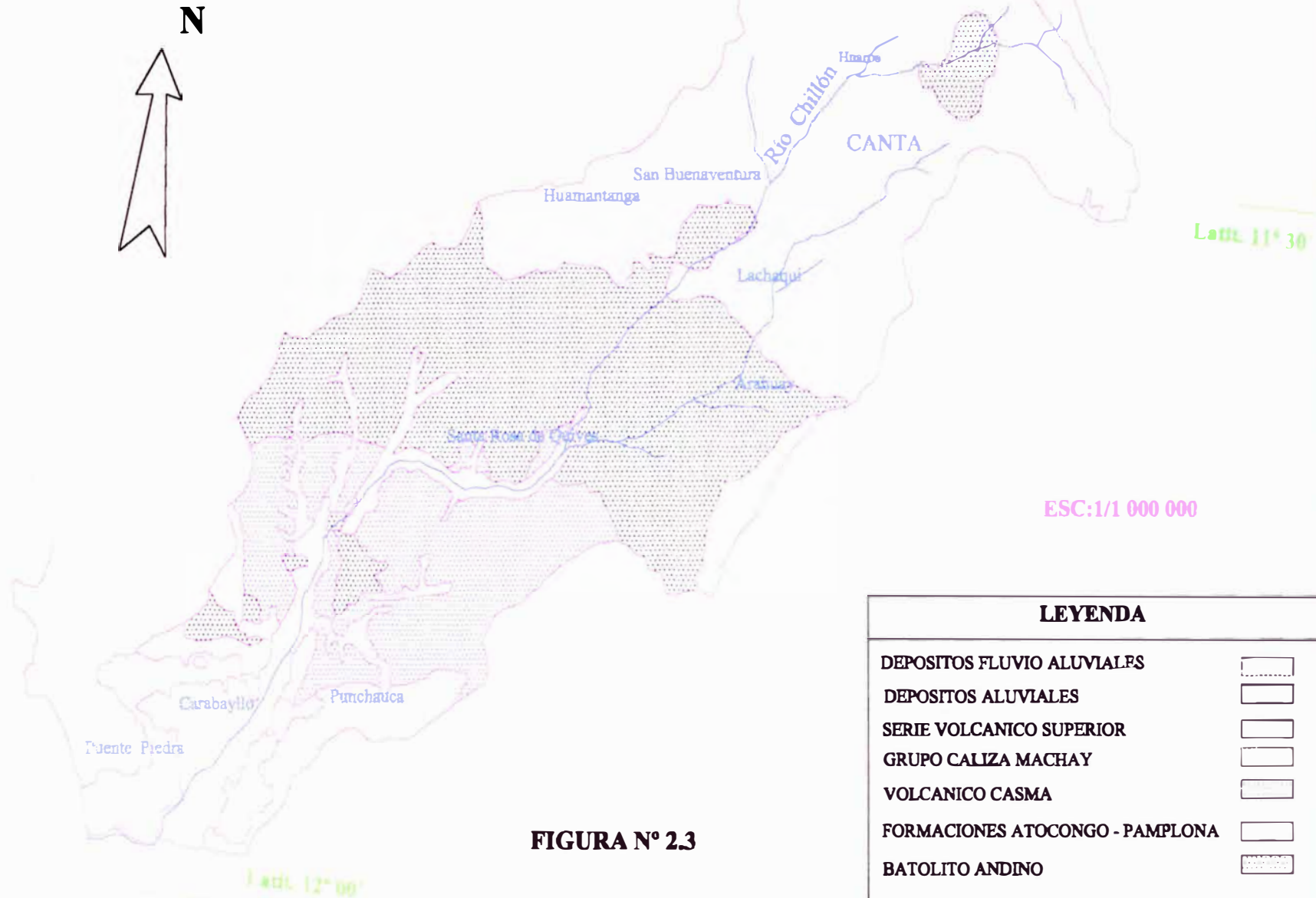


FIGURA N° 2.3

LEYENDA	
DEPOSITOS FLUVIO ALUVIALES	
DEPOSITOS ALUVIALES	
SERIE VOLCANICO SUPERIOR	
GRUPO CALIZA MACHAY	
VOLCANICO CASMA	
FORMACIONES ATOCONGO - PAMPLONA	
BATOLITO ANDINO	

2.5 METEOROLOGIA

2.5.1 Clima

En la cuenca existen siete estaciones meteorológicas, de las cuales sólo funciona una (Canta), cuya localización se halla en la parte alta. Esto obliga a que en la parte baja se tome como referencia datos de estaciones situadas en cuencas vecinas (Rímac, Lurín y el aeropuerto), realizando extrapolaciones que nos permitan encontrar los valores climatológicos correspondientes. En el siguiente cuadro se detallan las estaciones y en la figura N° 2.5 su ubicación.

CUADRO N° 2.3
Relación de estaciones de la cuenca

N°	Estación	Tipo	Altitud m.s.n.m.	Ubicación
1	Canta	CO	2,832	Canta
2	Huamantanga	PLU	3,398	Huamantanga
3	Huaros	PLU	3,585	Huaros
4	Lachaqui	PLU	3,668	Lachaqui
5	Pariacancha	PLU	3,800	Huaros
6	Collique	CO	120	Carabayllo
7	Canta	PLU	2,942	Canta
8	Callao	CO	2	Callao

CO: Climatología ordinaria, PLU: pluviométrica

2.5.2 Temperatura

La temperatura varía a través del año y de acuerdo a la altitud. En la parte baja 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. En la zona de la sierra se presentan, inclusive, temperaturas de 0 °C en la cordillera. En el valle la temperatura no es un factor limitante para las actividades agropecuarias en tanto que en las zonas altas de la sierra la presencia de heladas sólo permiten el desarrollo de pastos naturales y cultivos altamente especializados, como se indica en el cuadro siguiente.

CUADRO N° 2.4
Temperaturas

Altitud m.s.n.m.	T prom. °C	Lugar referencial	Problemas para el agro
0 a 450	16	Trapiche	-----
580 a 2,450	18	Zapán	-----
2,780 a 3,500	15	Canta, Punchauca	-----
3,500 a 3,800	10-0	Cullhuay	Presencia de heladas
3,800 a 4,433	1.3	Chuchón, La Viuda	Sólo gramíneas forrajeras naturales

2.5.3 Precipitación Pluvial

La precipitación pluvial en la cuenca varía desde escasos milímetros en la costa, a un promedio estimado de 1,000 mm anuales en la cordillera. La franja del litoral está influenciada por la condensación de las neblinas invernales de la costa (junio-agosto) procedentes del Océano Pacífico. En los sectores comprendidos entre los 2,200 y 3,100 m.s.n.m. las lluvias son más abundantes con un promedio de precipitación anual de 350 mm, apreciándose que las lluvias tienden a ser más intensas a medida que la altura se incrementa. Así tenemos que entre los 3,100 y 3,800 m.s.n.m. el promedio de precipitaciones es de 800 mm. Por encima de esta altura se estima que las lluvias llegan a un promedio de 1,000 mm anuales.

Considerando la distribución de las lluvias podemos dividir la cuenca en dos sectores: una de ellas denominada "cuenca seca" comprendida entre el nivel del mar y la cota entre los 2,000 y 2,200 m.s.n.m., abarcando una extensión de 1,450 km², con precipitaciones anuales de 250 mm; y, la otra llamada "cuenca húmeda" comprendida aproximadamente entre los 2,200 m.s.n.m. y la línea divisoria continental, abarcando una extensión de 1,039 km², donde las precipitaciones varían entre los 250 y 1,000 mm. y las lluvias se registran con mayor intensidad durante los meses de octubre a mayo, por encima de los 3,800 m.s.n.m. se observa precipitaciones todo el año.

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 agosto, siendo los demás meses transicionales entre las dos épocas, como se puede apreciar en el siguiente cuadro.

CUADRO N° 2.5
Precipitación y temperatura promedio mensual
de Canta (2819 m.s.n.m.)
En los años 1984 - 1998

Mes	Precipitación (mm)	Temperatura °C
Enero	75.5	13.4
Febrero	75.1	13.2
Marzo	92.8	13.0
Abril	33.2	13.5
Mayo	1.7	14.1
Junio	0.0	13.8
Julio	0.0	14.0
Agosto	0.2	13.9
Setiembre	6.9	14.1
Octubre	16.7	13.8
Noviembre	9.7	13.5
Diciembre	43.8	13.3

La lámina precipitada promedio 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.

La precipitación pluvial nula e insignificante en el valle hace que la agricultura, necesariamente, se desarrolle bajo condiciones de riego. En la parte de sierra donde la precipitación es abundante, la agricultura es de secano o mixta.

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° 2.5 se indica la ubicación de estaciones pluviométricas.

ESTACIONES METEOROLOGICAS DE LA CUENCA DEL CHILLON

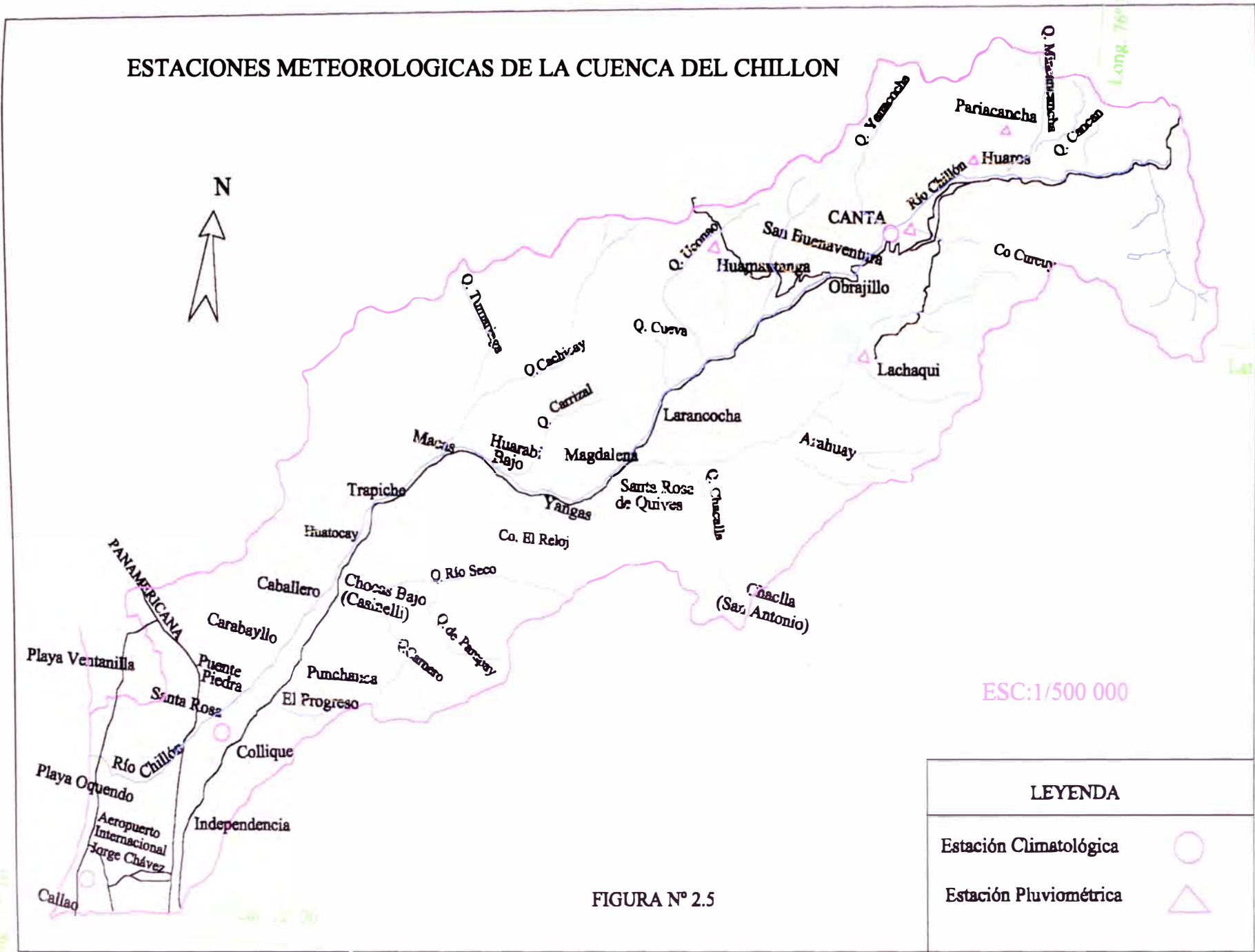


FIGURA Nº 2.5

2.6 SUELOS

2.6.1 Series, Perfiles, Salinización

Por su naturaleza los suelos que existen en la cuenca 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.

El área del valle (cuenca seca), 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.

El 7% (1,080 Has) de los suelos tiene problemas 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 ambos márgenes del río sufren una acción erosiva que socava las tierras adyacentes al río (riberas) y, en otros lugares, es depositado material de desecho (basurales, desmontes) alterando sus características originales. No existen políticas de manejo y conservación de riberas.

Los suelos del valle poseen una fertilidad entre baja y media, por lo que se hace necesario el establecimiento de programas de abonamiento y fertilización de acuerdo a las exigencias de los cultivos que se implanten.

2.6.2 Capacidad de Uso

Existe una fuerte presión hacia gran parte de la zona agrícola especialmente en la parte baja de la cuenca, la que tiene su origen principal en la falta de apoyo al sector agrícola (políticas estatales, créditos, asesoría) y por la falta de control urbano de parte del gobierno municipal; esta presión se materializa en la depredación del suelo agrícola (urbanizaciones, ladrilleras); tal es el caso que solamente en Carabayllo existen alrededor de 15 asociaciones de vivienda que se ubican en 100 hectáreas de uso agrícola, representando cerca de 1,000 familias. Las zonas marginales depredan también las cosechas de los productores del valle.

2.6.3 Uso del Suelo en la Sub Cuenca Seca

A pesar de contar con buenos suelos y un clima no limitante, los rendimientos que se alcanzan en el valle están por debajo del promedio de producción del departamento. Esto se debe a la carencia de módulos de extensión y de transferencia de tecnología, agravado en los últimos años por la crisis económica (precios de insumos agrícolas, inexistencia de crédito agrario, etc.), que han determinado que se dejen de lado algunas actividades o se disminuya las dosis de insumos.

La intensidad de uso del suelo es de 1.3%, debido a la siembra de cultivos intensivos (hortalizas), los que siembran hasta en tres campañas al año.

El principal problema que afecta a este recurso y que atenta contra el valle como tal, es el cambio de uso del suelo agrícola por la habilitación urbana, producto del crecimiento de la ciudad.

En lo que se refiere al valle, algunos estudios consideran que de 11,270 Has. de uso agrícola que tenía el valle en 1,972 han quedado 6,492 Has. en 1,990, habiendo desaparecido casi por completo toda la parte baja del valle.

Otro de los peligros es el uso del suelo para elaborar ladrillos, observándose este problema especialmente en el distrito de Puente Piedra. En la actualidad se ha contabilizado aproximadamente 31 ladrilleras.

Con respecto al tramo en estudio, en el valle se puede identificar dos sectores desde el punto de vista de su conformación, condiciones de producción y relaciones con el borde urbano. Esta especial sectorización nos permite apreciar la diversidad de uso del suelo:

- a) **Sector bajo:** tiene suelos de buena calidad y moderadamente profundos. La influencia negativa la ejercen la expansión urbana industrial del Callao y la habitacional de San Martín de Porres y Los Olivos. Estas características, aunadas a la cercanía al cordón urbano de la capital, han hecho que la mayoría de sus suelos se hayan urbanizado, quedando muy poca extensión para uso agrícola (Puente Piedra, Callao y Los Olivos).

b) Sector medio: A este sector corresponden mayormente Carabayllo; tiene los mejores suelos del valle y aún se usa en la explotación agrícola no obstante las deficiencias de la infraestructura de riego; sin embargo, los usos residenciales y recreacionales a lo largo de la Panamericana Norte y las tensiones derivadas de los flujos de transporte, insinúan ya la urbanización del área. Así mismo, la localización de industrias en los ejes Panamericana y Callao-Ventanilla constituyen un avance negativo para el uso agrícola por el desencadenamiento de situaciones inciertas respecto a la rentabilidad del suelo agrícola, a esto se suma la destrucción de las tierras de cultivo por la fabricación de ladrillos.

A continuación incluimos el cuadro N° 2.6 donde se clasifican los suelos según su aptitud bajo riego. No corresponde exactamente a la realidad porque no considera las tierras perdidas por urbanización, pero nos puede ilustrar sobre la cantidad y calidad de los suelos del valle.

Es importante mencionar que la pérdida de suelos con fines de urbanización se ha dado principalmente sobre la clase 1, en la que, según estimaciones de los últimos 30 años, se han perdido cerca de 4,000 Has.

CUADRO N° 2.6

Clasificación de los suelos según su capacidad para el riego

Clase	Has.	Capacidad
1	8,619	Muy apta
2	714	Apta
3	754	Apta
4	1,925	Aptitud limitada
5	1,428	No apta

Por tanto, la clasificación de suelos y la capacidad de uso de los mismos ha variado notablemente, persistiendo un peligro real de pérdida de la capacidad productiva agraria del valle.

2.7 ORDENAMIENTO TERRITORIAL

El Ordenamiento Territorial indica la forma como se está usando el territorio y como debe usarse dentro de un propósito general de buscar el bienestar colectivo y sostenido.

El ordenamiento territorial en el Perú, tiene varios instrumentos de planificación: Plan Regulador y Zonificación de usos de suelo, reglamento de habilitación y subdivisión de tierras.

2.7.1 Crecimiento Acelerado de la Ciudad versus Despoblamiento de su Area Rural

Mientras en la Cuenca Alta encontramos tasas negativas que nos indican que se está produciendo el despoblamiento de dicha área, en la Cuenca Media se está produciendo un lento proceso de crecimiento poblacional.

A diferencia de ellas en la Cuenca Baja, donde se ubica el Cono Norte de Lima, actualmente se da un acelerado crecimiento poblacional, que viene principalmente concentrándose en los distritos de Puente Piedra, Ventanilla y Carabayllo.

El despoblamiento de la Cuenca Alta está relacionado con la ausencia de políticas que incentiven la agricultura. Ante la falta de incentivos, la ciudad ejerce un rol predominante.

Como efectos de este proceso tenemos en la Cuenca Alta y Media, el abandono de tierras de cultivo, la intensificación de la migración a Lima (especialmente jóvenes) y el deterioro de las condiciones de vida de las comunidades.

2.7.2 La Problemática del Centralismo

Lima, como centro del conjunto del sistema nacional y de la región, presenta un desarrollo macrocefálico, donde los centros urbanos menores se articulan directamente con la metrópoli.

En la Cuenca Baja, en el Cono Norte, se ubica el lugar de residencia, los paraderos de transporte y los clubes sociales de canteños en Lima.

Esta área metropolitana, por otra parte, se estructura en base a distritos que presentan diferentes niveles de consolidación y asumen un rol diferenciado respecto al crecimiento poblacional. Así podemos diferenciar:

Distritos Consolidados, con niveles de tugurización : San Martín de Porres, Independencia.

Distritos en expansión acelerada: Ventanilla, Ancón, Puente Piedra, Carabaylo.

Distrito en expansión moderada: Los Olivos.

Pobreza urbana y pobreza rural

En general en la Cuenca existe una población mayormente pobre. La calidad del hábitat urbano y rural está ligada a las posibilidades de acceder a mejores niveles de vida; la calidad de hábitat de los distritos del Cono es relativamente baja, como se puede observar en el siguiente cuadro.

CUADRO N° 2.7

Calidad del hábitat

Distritos	% Con serv. Agua	% Con serv. Desa.
Carabaylo	56.76	52.83
San Martín P.	70.74	69.44
Comas	72.53	69.25
Pte. Piedra	22.94	12.50
Ancón	22.66	21.64
Ventanilla	25.32	22.71
Santa Rosa	28.71	20.11
Independencia	76.58	74.07
Los Olivos	50.61	49.97

2.7.3 Ocupación Expansiva del Area Urbana versus Pérdida de Reservas Agroecológicas

El Cono Norte como área urbana de influencia sobre la Cuenca tiene un patrón de crecimiento expansivo, con una densidad promedio, superior a Lima Metropolitana, sin embargo, al interior del Cono, las densidades no son homogéneas.

Se estima que entre 1981-1990 se incorporaron al área urbana cerca de 2,835 Has. 73% sobre suelo agrícola y 27% sobre terrenos eriazos. La expansión sobre suelo agrícola ha sido tradicionalmente el proceso por el cual ha crecido el Cono Norte de Lima.

En los dos últimos años, paralela a la ocupación de eriazos en los distritos de Ancón y Ventanilla se está produciendo un desmesurado crecimiento urbano sobre suelo agrícola en el distrito de Carabaylo y Puente Piedra.

Según datos del Censo Agrario, la superficie cultivada de distritos ha disminuido considerablemente, como se aprecia en el siguiente cuadro

CUADRO N° 2.8
Densidades (Hab. / Ha.)

Distritos	Densidad
Carabaylo	308.03
San Martín de P.	10,305.72
Comas	8,294.40
Puente Piedra	1,444.34
Ancón	65.97
Ventanilla	1,374.54
Santa Rosa	191.77
Independencia	13,332.07
Los olivos	13,193.48

Si tenemos en cuenta ritmos de pérdida agrícola, encontraremos, que en el último año se ha perdido más de la tercera parte de las tierras perdidas durante los seis años anteriores.

2.7.4 Agotamiento de Areas de Expansión y Deterioro del Espacio Urbano

Para el año 2000, según estimaciones en Lima, de continuar el patrón de crecimiento extensivo, se agotarán las pocas áreas de expansión. En el Cono Norte aún se tiene un stock mínimo de áreas disponibles y estas son fundamentalmente los suelos militares (36% del área del Cono).

En el Cono Norte de Lima, como resultado del acelerado crecimiento urbano se están produciendo dos procesos diferenciados. Por un lado, el "relleno" de los espacios aún existentes en los distritos y por otro lado, la ocupación de las áreas no aptas para la habilitación urbana que presentan riesgos ambientales.

Así tenemos:

CUADRO N° 2.9

Distritos	Zonas de Relleno Sanitario N° Lotes
Carabaylo	395
Puente Piedra	2034
Ventanilla	215

Las zonas más sensibles de pérdida son las áreas verdes. En el Cono Norte están en peligro:

- ◆ Parque Metropolitano, localizado en el distrito de Carabaylo, y que con 43 Has. cubriría parte del déficit de áreas verdes de Lima Metropolitana.
- ◆ Area Ecológico-Forestal, ubicada en el distrito de Ventanilla.

2.7.5 Características Demográficas

- Rasgos demográficos básicos

Según el Censo Nacional de 1993 en la cuenca del Chillón habitan 1'315,477 habitantes. La población urbana es la predominante, alcanza al 98.8%. Vive sobre todo en los distritos de Comas, San Martín, Puente Piedra, Ventanilla, Los Olivos y Carabaylo, esto es en las zonas bajas del

valle sometidas durante las tres últimas décadas a un acelerado proceso de ocupación y urbanización, e integradas a la metrópoli limeña.

- Migración y despoblamiento

Un fenómeno demográfico destacable es la pérdida progresiva de habitantes de las provincias serranas del Departamento de Lima, a favor de la gran urbe limeña. Tendencia a la que no escapa la provincia de Canta, como se aprecia nítidamente en el cuadro N° 2.10.

La densidad demográfica de la provincia de Lima sobresale con respecto a las otras provincias del Departamento. Ventaja que ha aumentado en las tres últimas décadas. Si en 1972 la población de la provincia de Canta representaba solo el 0.5% del total departamental; en 1993 dicho porcentaje descendía a 0.2%, como se puede apreciar en el siguiente cuadro.

CUADRO N° 2.10
Población urbana y rural de los distritos de Canta y Carabayllo
1972 y 1993

Distrito	1972			1993			
	Urbana	Rural	Total	Urbana	Rural	Total	
Canta	N°	2,449	1,830	4,279	2,754	392	3,146
	%	57.23	42.77	100	87.54	12.46	100
Carabayllo	N°	26,025	1,822	27,847	98,492	8,051	106,543
	%	93.48	6.60	100	92.50	7.50	100

Como ya indicamos, en los distritos de la provincia de Lima ubicados en la zona baja del valle (Comas, Puente Piedra, Los Olivos, Ventanilla y Carabaylo) el porcentaje de población que vive en las áreas urbanas es sumamente elevado, según el Censo de 1993 alcanza el 98%. En la provincia altoandina de Canta el 60% de sus habitantes reside en centros poblados censalmente urbanos.

2.8 CONTAMINACION AMBIENTAL EN LA CUENCA DEL CHILLON

2.8.1 Generalidades

El medio ambiente es el conjunto de factores físicos, químicos y biológicos que al interactuar con la energía solar, y, en concordancia con las buenas prácticas del ser humano orientan a la consecución de su bienestar.

La polución es la presencia de sustancias que han sido introducidas en el Medio Ambiente, sea en el aire, en el agua o en el suelo, en cantidades que van en contra de la capacidad de autopurificación de la naturaleza. Estas sustancias pueden convertir las aguas, el aire o el suelo en ámbitos inadecuados, nocivos para la salud.

La naturaleza puede asimilar contaminantes, condición comunmente conocida como capacidad de autopurificación, cuyos alcances constituyen una característica peculiar y dependen del carácter dinámico de la misma.

Es cuestión fundamental que la capacidad de asimilación de contaminantes no debe ser sobrepasada, por lo cual es necesario efectuar el seguimiento para determinar esta capacidad a fin de explotarla al máximo, sin desmedro de los usos actuales y además de integrarla como elemento básico en los planes de desarrollo y control de la contaminación.

2.8.2 Características Climáticas

De manera general describiremos las características climáticas que imperan en la Cuenca, a fin de permitir apreciar la interrelación existente entre las fuentes de emisión de los contaminantes y el deterioro del recurso.

- Vientos

El viento es un parámetro muy sensible a la interacción de los distintos elementos y factores climáticos.

La presencia de edificios en las ciudades impide una mayor circulación del viento por presentar una mayor área de exposición, por ende, disminuye la velocidad del viento. Como se sabe, la altura de rugosidad de las ciudades es mayor incluso que la de los obstáculos orográficos (a menos que estos últimos sean muy altos).

En general los vientos se dirigen de las altas a las bajas presiones tanto en invierno como en verano, variando su dirección por el efecto de la brisa de mar lo que es detectado por el giro antihorario del viento, especialmente

entre las 13 y 19 horas. Esto tiene particular importancia ya que implica la redistribución de los contaminantes en suspensión, en un abanico de unos 90 grados, lo que explicaría la distribución espacial y temporal de los contaminantes.

Los vientos son del sur y sur oeste con velocidades de 3.6 km/h y 9.6 km/h respectivamente.

La ubicación del Cono Norte de acuerdo a las condiciones de viento y geomorfológicos lo ha colocado como una área receptora de la contaminación importada, es decir, los elementos contaminantes producidos en otras zonas, son trasladados y acumulados en el Cono Norte. Como ejemplo señalaremos que en los distritos de Comas y Carabaylo se presentan los índices más altos de contaminación por sólidos sedimentables superando las 5 Tm/Km²/mes (parámetro establecido como límite permisible).

- *Nubosidad estructura vertical*

La disposición de los estratos de nubes sobre el espacio de la Cuenca determina la existencia de dos zonas en las cuales es determinante su influencia. La primera zona se ubica hasta los 1,000 metros de altitud en la cual se forma un colchón de nubes produciendo el efecto de inversión térmica. Dicho colchón actúa como verdadera tapa que impide o limita la dispersión vertical. Es necesario en ese sentido avanzar en nuestro conocimiento de la estructura vertical de la atmósfera de la cuenca para

explicar las clases de estabilidad atmosférica debajo de la inversión, ya que este parámetro es crucial si se desea estimar la capacidad de dispersión de contaminantes emitidos.

La zona comprendida sobre los 1,000 m.s.n.m. se encuentra despejada, no presenta este techo de nubes por lo que la dispersión de los contaminantes y renovación del aire se da sin dificultad, siendo el flujo de aire tanto en sentido horizontal como vertical.

- Precipitación

Factor muy importante a considerarse en la disolución y traslado de los elementos y/o compuestos contaminantes. La Cuenca también presenta dos zonas bien definidas al respecto: aquella comprendida entre el nivel del mar y los 2,000 m.s.n.m. con una precipitación menor de 250 mm anuales, precipitación que no produce escorrentía siendo nulo su aporte al caudal del río.

La zona comprendida entre los 2,200 y 5,000 m.s.n.m. presenta precipitaciones entre 250 y 1,000 mm anuales y aporta tanto por escorrentía superficial como por infiltración a la recarga de los acuíferos subterráneos produciendo la disolución natural y el arrastre de los elementos presentes en el perfil del suelo.

2.9 SITUACION AMBIENTAL ACTUAL

En esta parte de la cuenca corresponde a la zona de mayor densidad poblacional y de mayor diversidad de actividades económicas productivas, como la agricultura, industria y comercio, lo cual trae consigo una complejidad de relaciones entre las fuentes de emisión de contaminantes y su regulación con el curso, presentando así los distritos que la integran problemas comunes que requieren una solución en conjunto.

En este tramo en estudio la calidad del agua subterránea está expuesta a procesos de contaminación de cuatro formas:

2.9.1 Contaminación Agropecuaria

El uso de aguas negras (sin tratamiento) en el riego, que a su vez es una fuente de recarga del acuífero, está contaminando el agua subterránea con metales tóxicos, biocidas, fertilizantes nitrogenados, orines ganaderos, etc.

Estos podrían estar generando incremento de salinización y disminución de la calidad para uso doméstico.

2.9.2 Contaminación de Botaderos

La existencia de botaderos de basura y depósitos de transferencia, en diversos puntos; con la presencia de aguas superficiales, infiltran al acuífero con aguas ácidas y tóxicas.

2.9.3 Contaminación Industrial

Los residuos industriales (líquidos y sólidos) de la zona Rímac- hillón contaminan las aguas subterráneas por infiltraciones tóxicas (ácidas, metales pesados, etc.).

2.9.4 Contaminación Natural

La recarga hídrica desde los ríos contaminados y el flujo subterráneo, produce el incremento del contenido de sales, teniendo mayores contenidos salinos cuando llegan al borde litoral y al mar.

A continuación se muestran los resultados obtenidos por el Departamento de Desarrollo Urbano, ONG - ALTERNATIVA, en la parte baja de la cuenca

- Distrito de Carabayllo

En este distrito se realizó muestras del cultivo, calidad de agua subterránea y de aire; las muestras de cultivo corresponden al cultivo de lechuga en parcelas aledañas a la localidad del poblado de Chocas, no encontrando en ellas residuos de plomo, nitrato, y pesticidas.

En la zona de Punchauca carretera de Lima a Canta altura del km 25 se evaluó la calidad del agua subterránea por corresponder a un surtidor de agua que abastece a la población que no cuenta con el servicio de agua potable.

La calidad de aire se evaluó a la altura del km 18 de la Av. Túpac Amaru (local del municipio).

Los resultados obtenidos se presentan a continuación en el siguiente cuadro:

CUADRO N° 2.11

Parámetro	Resultado	Limite Max. Permisible	% sobre L.M.P.
AGUA SUBT			
Temperatura	24 °C	<20	S.L.P.
Dureza total	700 mg/l	150	367% S.L.P.
Alcalinidad total	204 mg/l	120	70% S.L.P.
Sólidos solubles	1052 mg/l	500-1500	110% S.L.P.
Sólidos suspendidos	8 mg/l	Ausencia	S.L.P.
Sulfatos	287 mg/l	250	15% S.L.P.
Nitrógeno total	2.1 mg/l	03	600% S.L.P.
Fósforo total	0.2 mg/l	0.1	100% S.L.P.
Coliformes totales	2.3×10^2	Ausencia	S.L.P.
Coliformes fecales	4.3×10^1	Ausencia	S.L.P.
Salmonellas	0.0	Ausencia	Normal
AIRE			
PTS	237.59 ug/m ³	350 ug/m ³	D.L.P.
+ Pb	0.38	1.5 ug/m ³	D.L.P.
+ Cd	ND	0.05 ug/m ³	D.L.P.
- SO ₂	29.8 ug/m ³	800 ug/m ³	D.L.P.
- CO	5.5 ppm	20 ppm	D.L.P.

por los valores apreciados en el cuadro se interpreta que:

- El agua no es apta para el consumo humano en forma directa, debido a que las concentraciones halladas sobrepasan los límites permisibles establecidos.

- En la calidad del aire las concentraciones de las Partículas Totales en Suspensión (PTS) la concentración no supera los 350 ug/m³, valor para 24 horas de medición, el que no debe ser excedido más de una vez al año. Sin embargo el valor encontrado (237.59 ug/m³) por 24 horas de medición sobrepasa la media geométrica anual que es de 150 ug/m³, hecho que amerita un monitoreo continuo.

Parámetros meteorológicos

El viento predominante se presenta del Sur y Suroeste con intensidad en promedio de 0.6 m/s que son consideradas como "débiles"; se aprecia también algunas variaciones de la dirección del viento de Oeste, variaciones propias del efecto de "valle" y del medio día.

Las temperaturas son bajas (18.5 - 21.5 °C) y condicionan una situación de estabilidad atmosférica que no contribuye a los procesos de dispersión de los contaminantes.

La Humedad Relativa no es muy elevada (59 - 79 %), esto es indicativo de la poca asociación que pudiera tener con las concentraciones de los contaminantes estudiados.

- Distrito Los Olivos

Zona Pro Lima

Se evaluó la calidad de agua subterránea y corresponde a un surtidor (pozo) ubicado al costado del Canal SANTA MARIA Urb. Pro Lima, San Diego, a la altura del Puente peatonal; margen izquierda del río Chillón.

Los resultados obtenidos se presentan a continuación en el siguiente cuadro:

CUADRO N° 2.12

Parámetro	Resultado	Limite Max. Permissible	% sobre L.M.P.
AGUA SUBT			
Temperatura	24 °C	<20	S.L.P.
pH	8.2	5-9	Normal
Dureza total	800 mg/l	150	433 % S.L.P.
Alcalinidad total	436 mg/l	120	263 % S.L.P.
Sólidos solubles	1436 mg/l	500-1500	187 % S.L.P.
Sólidos suspendidos	15 mg/l	Ausencia	S.L.P.
Sulfatos	281 mg/l	250	12 % S.L.P.
Nitrógeno total	4.7 mg/l	03	1467 % S.L.P.
Fósforo total	3.6 mg/l	0.1	3500 % S.L.P.
Plomo	0.37 mg/l	0.1	270 % S.L.P.
Coliformes totales	5.7 x 10 ³	Ausencia	S.L.P.
Coliformes fecales	2.4 x 10 ³	Ausencia	S.L.P.
Salmonellas	1.2 x 10 ²	Ausencia	Normal

De acuerdo a los resultados del análisis de las muestras de agua, sólo los Cloruros, Cobre y Arsénico no sobrepasan los límites permisibles. No ocurre así con el resto de parámetros físicos, Químicos y bacteriológicos que sobrepasan los límites permisibles establecidos; mostrando la mala calidad de agua que se distribuye de tal fuente.

La mala calidad de agua es indudable y puede ocasionar trastornos en la salud de los consumidores, sobre todo por la presencia de bacterias y demás elementos.

La fuente de contaminación de estos acuíferos lo constituye las infiltraciones del canal Santa María el cual lleva en dilución los residuos del lavado de escorias y la materia orgánica propia de la basura que se arroja.

- *San Martín de Porres*

En la zona de Chuquitanta se analizó el recurso suelo agrícola y un cultivo de consumo directo como es el rabanito.

Los resultados obtenidos se presentan a continuación en el siguiente cuadro:

CUADRO N° 2.13

Parámetro	Resultado	Limite Max. Permisible	% sobre L.M.P.
SUELOS			
Nitratos	93 ug/g	50	86 % S.L.P.
Fosfatos	20.18 ug/g	NE	
Potasio	3.56 ug/g	1 – 2	78 % S.L.P.
Mercurio	< 0.01 ug/g	0.08	D.L.P.
Plomo	450 ug/g	13	3362 % S.L.P.
Arsénico	0.57 ug/g	5 – 10	D.L.P.
Cobre	60.75 ug/g	55	10 % S.L.P.
Cadmio	2.10 ug/g	0.02	10400 % S.L.P.
CULTIVOS			
Nitratos	<0.001 mg/l		
Plomo	trazas		

Como se aprecia en el cuadro a nivel de suelos la zona de Chuquitanta, presenta valores de Mercurio y Arsénico por debajo de los valores límites; Mientras que las concentraciones de Nitratos y Potasio presentan valores altos que indican una sobre fertilización en las prácticas agrícolas. Las concentraciones de Plomo y Cadmio son elevadas y superan ampliamente los valores de referencia.

El desarrollar cultivos bajo estas condiciones de suelo y de agua implica estar realizando una actividad que atenta contra la salud del público

consumidor puesto que los cultivos desarrollados tendrán en su constitución metales pesados como el plomo y el cadmio que al ser consumidos producen un envenenamiento crónico.

La principal fuente de contaminación a este nivel lo constituye la utilización de aguas servidas para el riego, siendo estas captadas en el río Chillón mediante el canal Santa María (Pro Lima) e incorporándose a ellas los desagües que son interceptados en su recorrido.

- Provincia del Callao

Zona Oquendo

En esta zona se evaluó la calidad de suelo, agua subterránea y cultivos.

Los resultados obtenidos se presentan a continuación en el siguiente cuadro:

CUADRO N° 2.14

Parámetro	Resultado	Limite Max. Permissible	% sobre L.M.P.
AGUA SUBT			
Dureza total	1100 mg/l	150	633 % S.L.P.
Alcalinidad total	256 mg/l	120	113 % S.L.P.
Sólidos solubles	1884 mg/l	500-1500	277 % S.L.P.
Sólidos suspendidos	8 mg/l	Ausencia	S.L.P.
Sulfatos	500 mg/l	250	100 % S.L.P.
Nitrógeno total	4.2 mg/l	03	1300 % S.L.P.
Fósforo total	0.71 mg/l	0.1	610 % S.L.P.
Coliformes totales	4.6 x 10 ³	Ausencia	S.L.P.
Coliformes fecales	1.3 x 10 ²	Ausencia	S.L.P.
Salmonellas	3.0	Ausencia	S.L.P.
SUELO			
Nitratos	115 ug/g	50	130 % S.L.P.
Fosfatos	26.3 ug/g	NE	
Potasio	2.19 ug/g	1 - 2	10 % S.L.P.
Mercurio	< 0.01 ug/g	0.08	D.L.P.
Plomo	550 ug/g	13	4131 % S.L.P.
Cadmio	1.60 ug/g	0.02	7900 % S.L.P.
CULTIVO			
Nitratos	< 0.001 mg/l		
Plomo	< 0.0001 mg/l		

Los valores hallados determinan que se trata de una agua no apta para consumo humano, la sola presencia de bacterias indica el peligro que implica su utilización.

A nivel de suelo agrícola y cultivos la problemática que presenta Oquendo es similar a la descrita en la zona de Chuquitanta puesto que utilizan la misma fuente de riego y los cultivos sembrados son principalmente hortalizas.

2.10 CARACTERISTICAS DE LAS DESCARGAS DEL RIO CHILLON

2.10.1 Fuentes de Agua

La extensión total de la cuenca es de 2,444 km² (cuadro N° 2.15), perteneciendo una superficie de 1,040 km² (42%) a la cuenca húmeda (sierra), es decir al área que contribuye sensiblemente al escurrimiento superficial, encontrándose por encima de la cota de los 2,500 m.s.n.m. (provincia de Canta).

CUADRO N° 2.15

Extensión de la cuenca, longitud y pendiente del Río Chillón

Extensión de la cuenca (km ²)			Longitud km	Pendiente promedio
Húmeda	Seca	Total		
1,039	1,405	2,444	126	3.85 %

La parte superior de la cuenca presenta lagunas por defecto de la glaciación. En la actualidad se cuenta con diez lagunas reguladas que tienen una capacidad máxima de regulación de 33.80 millones de m³. Las más importantes son las represas de las lagunas Chunchón, Leoncocha y Azulcocha del distrito de Huaros que en conjunto tienen una capacidad de 19.30 millones de metros cúbicos.

De igual manera existen otras lagunas menos importantes cuyas aguas son empleadas en el riego de las partes altas. Estas son : Chupacocha, Turmanyacocha y Arpao para la zona de Canta; Azulcocha para la zona de Carhua; Quinan para la zona de Lachaqui; Yanacocha para las zonas de San Buenaventura y San Miguel; y, Chalhuancocha para la zona de Huaros. Estas lagunas en conjunto tienen una capacidad de regulación de 14.50 millones de metros cúbicos. Al respecto, ver cuadro N° 2.16

CUADRO N° 2.16

**Localización y capacidad de almacenamiento de los recursos
Hídricos (lagunas y represamiento) en la cuenca**

Distritos	Lagunas	Estado Actual	Capacidad de almacenamiento (m3)
Canta	Chupacocha	R	3000,000
	Turmanya	R	2000,000
	Arapa	SR	1500,000
	Azulcocha	R	3000,000
Huaros	Chuchón	R	9200,000
	Leoncocha	R	4000,000
	Azulcocha	R	6000,000
	Chalhuacocha	SR	500,000
	Yaraula	SR	2000,000
	Huando	SR	3000,000
	Los Mellizos	SR	4000,000
Lachaqui	Chuluscocha	SR	3000,000
	Quinán	R	1000,000
San Miguel	Quisa	SR	1000,000
	Yanacocha	R	8000,000
Arahuay	Tarabillo	R	1000,000
	Huixo	R	1000,000
	Yarcán	SR	1000,000
Huamantanga	Chaucay	R	1000,000
	Ullancay	R	500,000

R: Represada

SR: Sin represar

Fuente: Región Agraria VI - Lima 1997

En el valle se tiene aproximadamente 250 pozos de extracción de agua subterránea, así también se dispone de numerosos afloramientos naturales de aguas subterráneas denominadas manantiales en algunas zonas donde el nivel freático es muy superficial.

Los afloramientos más importantes se presentan en la parte alta del valle, aguas abajo del puente trapiche, afloramiento de menor importancia se presentan en la parte media y baja del valle, en los alrededores del Cerro Choque (cerca de Puente Piedra) y en Anapuquio (Hda. Naranjal y Chuquitanta).

2.10.2 Características de las Descargas

El río Chillón cuenta con 6 estaciones de aforo: Pariacancha, Obrajillo, Larancocha, Puente Magdalena, Puente Huarabí y Desembocadura. La estación más importante es la ubicada en el puente Magdalena, su cuenca de recepción alcanza los 1,241 km². Como se detalla en el siguiente cuadro.

CUADRO N° 2.17

Estaciones de aforo del río Chillón

Estación	Altitud	Lat.	Long.	Tipo	Area (km2)	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: Linnigráfica

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

Para el estudio de descargas se ha usado los datos medidos en la estación Puente Huarabí - Puente Magdalena.

En el siguiente cuadro N° 2.18 se presentan los caudales máximos y mínimos diarios.

CUADRO N° 2.18

Serie anual de descargas máximas en base a las descargas máximas diarias (m³/s) del Río Chillón Estación Puente Magdalena

Año	Q Máx.	Q Mín.	Año	Q Máx	Q Mín.
1919/20	72.00	1.520	1935/36	52.40	1.020
1920/21	75.00	0.925	1936/37	39.30	1.000
1921/22	71.00	0.800	1937/38	67.20	0.605
1922/23	68.00	1.600	1938/39	83.70	0.740
1923/24	56.00	1.320	1939/40	63.70	0.820
1924/25	96.80	0.950	1940/41	79.35	0.940
1925/26	65.10	1.580	1941/42	91.85	1.200
1926/27	19.00	1.850	1942/43	71.52	1.000
1927/28	50.00	1.350	1943/44	81.09	1.600
1928/29	76.50	1.580	1944/45	43.25	0.700
1929/30	52.60	1.100	1945/46	112.00	0.900
1930/31	43.60	1.340	1946/47	42.45	0.600
1931/32	75.00	1.100	1947/48	45.00	0.499
1932/33	153.70	1.100	1948/49	107.00	1.200
1933/34	83.70	1.100	1949/50	70.00	0.850
1934/35	136.20	1.096	1950/51	85.00	1.364

**Serie anual de descargas máximas en base a las descargas máximas
diarias (m³/s) del Río Chillón Estación Puente Magdalena**

Año	Q Máx	Q Mín	Año	Q Máx	Q Mín
1951/52	70.00	1.200	1975/76	42.50	1.390
1952/53	78.20	1.200	1976/77	65.45	1.280
1953/54	50.70	1.280	1977/78	30.10	1.000
1954/55	120.00	1.520	1978/79	47.48	0.870
1955/56	49.50	0.900	1979/80	32.71	0.395
1956/57	40.20	0.390	1980/81	35.10	0.600
1957/58	38.56	0.650	1981/82	28.40	0.500
1958/59	72.33	1.255	1982/83	20.00	1.100
1959/60	28.53	0.300	1983/84	30.30	0.400
1960/61	28.80	0.698	1984/85	28.00	2.040
1961/62	40.00	0.579	1985/86	30.00	0.700
1962/63	42.84	0.475	1986/87	35.00	0.500
1963/64	36.00	0.420	1987/88	29.00	0.450
1964/65	180.13	0.498	1988/89	47.00	1.000
1965/66	60.28	0.204	1989/90	38.00	0.360
1966/67	130.31	0.256	1990/91	31.00	0.500
1967/68	20.42	0.413	1991/92	36.00	0.400
1968/69	35.24	0.352	1992/93	29.20	0.250
1969/70	150.18	0.352	1993/94	27.10	0.300
1970/71	56.90	0.765	1994/95	35.20	0.240
1971/72	180.00	0.765	1995/96	30.30	1.100
1972/73	49.60	1.400	1996/97	31.20	0.300
1973/74	s/d	1.352	1997/98	70.00	0.700
1974/75	98.52	1.500			

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 periodos 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° 2.19

CUADRO N° 2.19

Descarga mensual, del río Chillón (1980 - 1998)

Meses	Módulo 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

Como se puede apreciar en el cuadro N° 2.19, 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 setiembre 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.

Las aguas superficiales constituyen la fuente principal de riego, no obstante su irregularidad. Es por ello que el uso de aguas subterráneas complementa el riego en tiempo de estiaje; existe suficiente recurso hídrico y lo que se debe

mejorar es su administración y uso, es en el mes de julio donde se presentan mayores problemas, los que pueden irse superando con el cambio de cultivos y prácticas

En el cuadro N° 2.20 se muestran algunos cultivos que se producen en el tramo en estudio.

CUADRO N° 2.20

Cultivos	
Algodón	Alfalfa
Maíz chala	Camote
Papa	Vid
Ornamentales	Sorgo
Maíz amarillo	Manzanos
Tomate	Hortali. Mayores
Frijol grano	Hortali. menores

2.11 ANALISIS HIDRAULICO

2.11.1 Métodos de Análisis

De las varias distribuciones de valores extremos hay dos que tienen mayor aceptación, al haber demostrado que se ajustan bien al fenómeno de las crecidas de nuestros ríos: la distribución de valores extremos tipo I o ley de Gumbel y la distribución log - Pearson tipo III.

- Ley de Gumbel

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

$$X = X_M + K \cdot \sigma_X$$

Donde:

X , caudal con una probabilidad dada

X_M , media de la serie de caudales pico

σ_X , desviación estándar de la serie

K , un factor de frecuencia definido por cada distribución. Es una función del nivel de probabilidad asignado a X .

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.

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 es la ecuación de 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

- a. Se ordena los valores de mayor a menor, sin importar el año de ocurrencia.
- b. 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:

$$P = m / (N+1)$$

Donde:

N: Número total de valores de la muestra

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

- c. Se calcula la media aritmética de los valores de caudales pico, así como la desviación estándar
- d. Se halla los valores de Y_n y σ_n , interpolándolos en la tabla anterior, según el número de datos disponibles.
- e. Se halla los valores de "K", para distintas probabilidades.
- f. Se halla los caudales de crecida para los distintos tiempos de retorno.

En el siguiente cuadro se ha aplicado el método de Gumbel a los caudales máximos diarios obtenido en la estación Pte. Magdalena.

CUADRO N° 2.21**Máximas avenidas del río Chillón - Método de Gumbel
Estación Puente Magdalena**

N° ORDEN	CAUDAL	PROBABIL.	TR
1	180.133	0.013	80
2	180	0.025	40
3	153.7	0.038	26.67
4	150.175	0.050	20
5	136.2	0.063	16
6	130.307	0.075	13.33
7	120	0.088	11.43
8	112	0.100	10.00
9	107	0.113	8.89
10	98.515	0.125	8
11	96.8	0.138	7.27
12	91.85	0.150	6.67
13	85.612	0.163	6.15
14	85	0.175	5.71
15	83.7	0.188	5.33
16	83.7	0.200	5.00
17	81.09	0.213	4.71
18	79.35	0.225	4.44
19	78.2	0.238	4.21
20	76.5	0.250	4
21	75	0.263	3.81
22	75	0.275	3.64
23	72.325	0.288	3.48
24	72	0.300	3.33
25	71.52	0.313	3.2
26	71	0.325	3.08
27	70	0.338	2.96
28	70	0.350	2.86
29	70	0.363	2.76
30	68	0.375	2.67
31	67.2	0.388	2.58
32	65.45	0.400	2.50
33	65.1	0.413	2.42
34	63.7	0.425	2.35
35	60.28	0.438	2.29
36	56.9	0.450	2.22
37	56	0.463	2.16
38	52.6	0.475	2.11
39	52.4	0.488	2.05

Máximas avenidas del río Chillón - Método de Gumbel
Estación Puente Magdalena

Nº ORDEN	CAUDAL	PROBABIL.	TR
40	50.7	0.500	2.00
41	50	0.513	1.95
42	49.601	0.525	1.90
43	49.5	0.538	1.86
44	47.48	0.550	1.82
45	47	0.563	1.78
46	45	0.575	1.74
47	43.6	0.588	1.70
48	43.25	0.600	1.67
49	42.84	0.613	1.63
50	42.5	0.625	1.6
51	42.45	0.638	1.57
52	40.2	0.650	1.54
53	40	0.663	1.51
54	39.3	0.675	1.48
55	38.558	0.688	1.45
56	38	0.700	1.43
57	36	0.713	1.40
58	36	0.725	1.38
59	35.237	0.738	1.36
60	35.2	0.750	1.33
61	35.1	0.763	1.31
62	35	0.775	1.29
63	32.714	0.788	1.27
64	31.2	0.800	1.25
65	31	0.813	1.23
66	30.300	0.825	1.21
67	30.3	0.838	1.19
68	30.1	0.850	1.18
69	30	0.863	1.16
70	29.2	0.875	1.14
71	29	0.888	1.13
72	28.8	0.900	1.11
73	28.525	0.913	1.10
74	28.4	0.925	1.08
75	28	0.938	1.07
76	27.1	0.950	1.05
77	20.42	0.963	1.04
78	20	0.975	1.03
79	19	0.988	1.01

$Y_n = 0.556$

$Q_{\text{medio}} = 62.036$

$\sigma_n = 1.189$

Desviación estándar = 35.575

TR	Y GUMBEL	K GUMBEL	CAUDAL (m³/s)
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

Como resultado de aplicar el método de Gumbel a los caudales máximos diarios del río Chillón, en la estación Puente Magdalena, se obtuvo lo siguiente:

CUADRO N° 2.22
Máximas Avenidas estimadas con diferentes probabilidades P de
ocurrencia

Período de Retorno (años) Tr = 1/P	Caudal de Avenida Q (m3/s)
10	113
50	162
100	183
200	204
500	231
1000	252

2.11.2 Determinación de la Avenida de Diseño

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

$$J = 1 - (1 - P)^n \dots\dots\dots (I)$$

Donde:

J = Riesgo de falla

n = Vida útil de la estructura

- ◆ Para el encauzamiento de un río de lecho móvil, en la que involucra áreas agrícolas asumimos:

$$J = 25\%$$

$$n = 25 \text{ años}$$

En (I) tenemos :

$$0.25 = 1 - (1 - 1/T)^{25}$$

$$T = 87.4 \text{ años}$$

Tomamos:

$$Tr = 100 \text{ años}$$

- ◆ Para el encauzamiento de un río de lecho móvil, en la que involucra vidas humanas asumimos:

Para $J = 5\%$

$$n = 25 \text{ años}$$

En (I) tenemos:

$$0.05 = 1 - (1 - 1/T)^{25}$$

$$T = 487 \text{ años}$$

Tomamos:

$$Tr = 500 \text{ años}$$

2.12 RESEÑA HISTORICA DE FENOMENOS NATURALES EN LA CUENCA DEL RIO CHILLON

Los efectos del fenómeno del Niño se aprecian mejor cuando impactan sobre dos variables: población e infraestructura. El valle del Chillón ha sido un valle tradicionalmente rural, y que ha venido mostrando claramente dicho rasgo hasta mediados de este siglo. Contando apenas con un centro poblado de importancia en la cuenca baja el pueblo de Carabayllo y en consecuencia presentarse una baja densidad demográfica.

Sin embargo, el acelerado proceso de transformación de tierras de cultivo en zonas urbanas genera una variable crítica pues siendo común el desborde del río en la normal época de creciente y con mayor razón durante eventos tipo Niño, dicha población se encuentra en situación altamente vulnerable, como es el caso de las urbanizaciones situadas en la margen izquierda de la cuenca baja.

Los efectos sobre la infraestructura son los que mejor se aprecian en el pasado. Las manifestaciones del fenómeno en 1891 inhabilitaron la infraestructura ferrocarrilera del valle. Por el valle atravesaba el ferrocarril Lima - Ancón, el cual venía operando desde 1870. Los informes señalan la destrucción del puente sobre el cual se asentaba la línea férrea al cruzar el río Chillón debido a los desbordes provocado por éste. La circulación se interrumpió por espacio de quince días hasta que la línea fue rehabilitada.

Es probable que los efectos del fenómeno de 1925 en el valle hayan sido en esencia semejantes, aunque ampliando la destrucción de infraestructura a la carretera la cual ya estaba en operación.

Las casas haciendas que todavía se yerguen en el valle inferior se encuentran protegidas del desborde del río; Punchauca y Caballero gozan de relativa protección debido a su distante emplazamiento respecto al río. Sin embargo, las inundaciones provocadas por el río han afectado en (1998) a población agrícola de la zona, destruyendo sus viviendas, dichos pobladores no han encontrado mejor refugio que ocupar la casa Hacienda Caballero, en una acción que no puede admitirse sino como pasajera y circunstancial.

2.13 INUNDACIONES

2.13.1 Consideraciones Generales

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 está relacionado con el crecimiento urbano, industrial, ampliación de áreas agrícolas, etc., desarrollo que ocurre generalmente en las llanuras de inundación.

El tramo del valle del río Chillón donde pueden ocurrir grandes inundaciones está comprendido entre la cota de 450 m.s.n.m., aguas abajo de la zona de Pedregal (Hacienda Caballero) y la desembocadura.

2.13.2 Inundaciones Producidas en la Parte Baja de la Cuenca Durante el Fenómeno del Niño 1998

Han ocurrido inundaciones en la zona de Chuquitanta un área cercana a la desembocadura del río en el mar, San Martín de Porres, ya que en esta zona no existen defensas ribereñas, la cual tuvo un caudal de avenida de aproximadamente $70 \text{ m}^3/\text{seg}$ con un período de retorno menor de 10 años. El

área afectada fue de aproximadamente de 20 hectáreas, la inundación dañó cultivos y viviendas rurales.

2.13.3 Zonificación de las Areas de Inundación

Para zonificar las áreas de inundación se han seleccionado los siguientes caudales de avenidas:

a. Tramo Caballero - Puente Panamericana

Esta zona es agrícola y no existen Asentamientos Humanos a orillas del río. Se selecciona un caudal de avenida de $183 \text{ m}^3/\text{seg.}$, el cual tiene un período de retorno de $Tr = 100$ años. En el plano N° 2.1 se muestra aproximadamente las áreas que pueden ser afectadas por inundaciones causadas por el caudal de avenida mencionado.

b. Tramo Puente Panamericana – Desembocadura

En este tramo existe 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, ver foto N° 2.1.

Se selecciona un caudal de avenida de $231 \text{ m}^3/\text{s}$, el cual tiene un período de retorno de $Tr = 500$ años. En algunos tramos las precarias defensas ribereñas existentes fallarían ocasionando inundaciones. En el plano N° 2.1 se muestra las áreas que pueden ser afectadas.

En el cuadro N° 2.23 se indican las áreas que pueden ser afectadas por las avenidas antes mencionadas.

CUADRO N° 2.23

Cantidad de hectáreas que pueden ser afectadas en la parte baja de la cuenca del río Chillón ante la ocurrencia de avenidas

Tramo	Caudal de Avenida (m³/s)	Area Agrícola (Ha)	Area Urbana (Ha)
Caballero - Pte. Panamericana	183	2400	260
Caballero - Pte. Panamericana	231	8650	880
Pte. Panamericana - Pte. Inca	231	25	115
Pte. Inca - Desembocadura	231	500	45

2.14 EVALUACION DE LOS SISTEMAS DE PROTECCION EXISTENTES

En base a las visitas hechas a la zona de estudio, que está comprendida entre la cota de 400 m.s.n.m. y la desembocadura, se ha evaluado los sistemas de protección existentes:

- a) **Tramo Caballero- Puente Panamericana.-** En este tramo no existe ningún sistema de protección del valle. Dada las características del valle y la pendiente del río en esta zona pueden ocurrir inundaciones. En las fotos N° 2.2, 2.3,

2.4,2.5, 2.6 y 2.7, se puede ver las características del valle en la zona de H. Caballero, Punchauca, Huacoy, Progreso, Caudivilla y Gallinazos.

- b) **Tramo Puente Panamericana- Puente Inca.-** En este tramo existe la mayor concentración de urbanizaciones. El tramo se encuentra protegida por diques construidos sin tomar en cuenta las Especificaciones Técnicas adecuadas. En la zona de San Diego el material del dique es muy fino y no es el apropiado para un dique. En este lugar el nivel de fondo del río se encuentra por encima de la cota promedio de la urbanización tal como se puede ver en la foto N° 2.10. Aguas arriba de la urbanización San Diego en muchos tramos los diques se han construido sobre material orgánico de poca resistencia.

En general los diques no tienen enrocado de protección en los taludes de aguas arriba. Por otro lado en algunos tramos la altura de los diques es tal que pueden ser rebasados con la ocurrencia de una avenida extraordinaria.

En la foto N° 2.8 se muestra el dique de protección a la altura de la urbanización Pro Lima, y en las fotos N° 2.9 y N° 2.10 se muestra el dique que protege a la urbanización San Diego.

- c) **Tramo Puente Inca - Desembocadura .-** En el primer tramo de aguas arriba, en la zona de Chuquitanta no existen diques de protección, tal como se puede ver en las fotos N° 2.11 y N° 2.12. Desde un tramo situado aguas arriba del Puente Gambetta hasta las cercanías de la desembocadura el río esta encauzado con gaviones que se hallan destruidos, poniendo en peligro a los Asentamientos Humanos Márquez y Víctor Raúl Haya de la Torre, tal como se puede ver en las fotos N° 2.13 y N° 2.14.

2.14.1 Selección del Tipo de Encauzamiento

El tramo en estudio se ha dividido en tres tramos en el que se ha seleccionado para cada tramo un tipo de encauzamiento de acuerdo a las áreas que van ha proteger y al riesgo que una determinada avenida podría ocasionar, así tenemos:

- a. **Tramo I (18.250 km):** Hacienda Caballero - Puente Panamericana, que por tener grandes áreas agrícolas y contar con material en el lecho del río se ha seleccionado gaviones para encauzar este tramo.
- b. **Tramo II (5.310 km):** Puente Panamericana - Puente Inca, que por tener áreas urbanas al costado del río, que se encuentran por debajo de la cota de fondo del río, se ha seleccionado diques con revestimiento de enrocado.
- c. **Tramo III (5.451 km):** Puente Inca - Desembocadura, también cuenta con áreas agrícolas en gran parte de este tramo, se ha seleccionado gaviones para el encauzamiento de este tramo.



FOTO N° 2.1 Observamos que el fondo del cauce se encuentra por encima del nivel promedio de la urbanización San Diego. (Progresiva km 5+631)



FOTO N° 2.2 Hacienda Caballero, el río no está encauzado. (Progresiva km 29+011)



FOTO N° 2.3 Punchauca, el río se desplaza lateralmente, no hay diques de protección al valle. (Progresiva km 24+000)



FOTO N° 2.4 Huacoy, el río toma diferentes cauces, debido a que no está encauzado. (Progresiva km 18+511)



FOTO N° 2.5 Progreso, también no está protegido el valle. (Progresiva km 17+911)



FOTO N° 2.6 Caudivilla, el río no está encauzado. (Progresiva km 17+311)



FOTO N° 2.7 Gallinazos, el río no presenta diques de protección.
(Progresiva km 12+000)



FOTO N° 2.8 Pro Lima, los diques de protección se hallan destruidos.
(Progresiva km 8+811)



FOTO N° 2.9 San Diego, los diques de protección son inadecuados.
(Progresiva km 6+431)

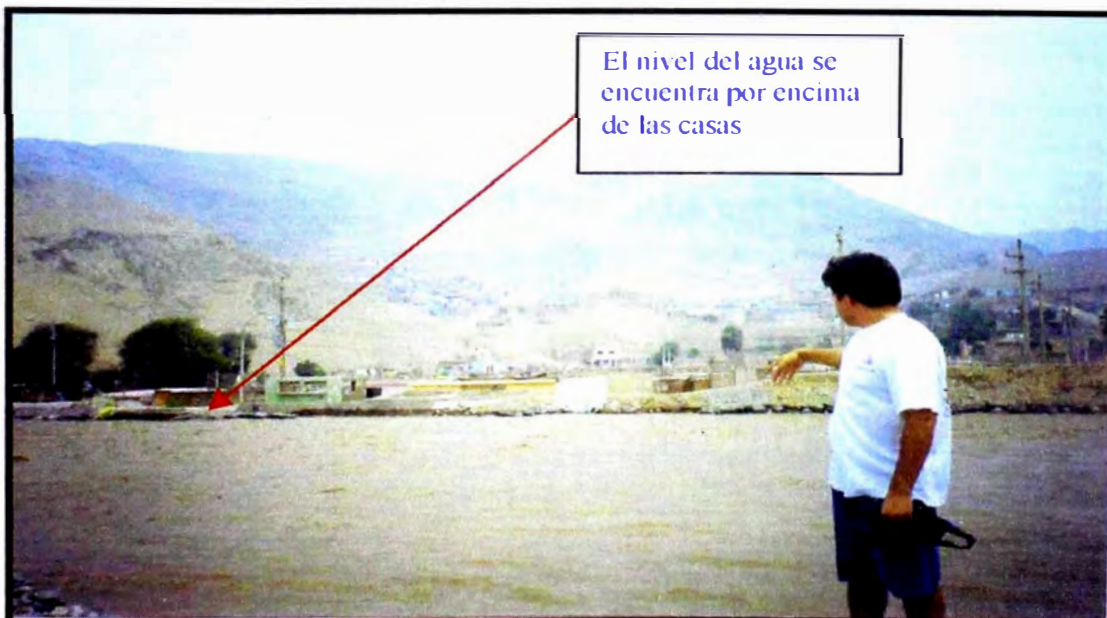


FOTO N° 2.10 San Diego, el dique no protegería una avenida mayor.
(Progresiva km 6+231)



FOTO N° 2.11 Chuquitanta, el río se desplaza lateralmente, no existe diques de protección. (Progresiva km 4+181)



FOTO N° 2.12 Chuquitanta, el río no está encauzado. (Progresiva km 4+931)



FOTO N° 2.13 A. H. Márquez y Víctor Raúl, gaviones están destruidos.
(Progresiva km 0+600)



FOTO N° 2.14 Desembocadura, gaviones de protección están destruidos.
(Progresiva km 0+60)

CAPITULO III

DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ENCAUZAMIENTO

3.1 PREDIMENSIONAMIENTO GENERAL

Puesto que el comportamiento del río Chillón es muy irregular, con problemas de erosión y sedimentación, es recomendable construir las obras de encauzamiento con materiales flexibles y económicos. La ventaja de las estructuras flexibles (hechas de enrocados y rellenos, bloques sueltos de concreto o gaviones) es que pueden someterse a asentamientos y soportar mejor las socavaciones sin perder su función.

3.1.1 Diques de Encauzamiento

a) Generalidades

Los diques son estructuras que evitan que el agua desborde su cauce e inunde extensas áreas; generalmente son elementos longitudinales paralelos al curso del río, los que pueden ser construidos de tierra o de concreto armado. Los diques de tierra tienen la ventaja de que son económicos y se aprovechan los materiales del lugar, sin embargo por la necesidad de la estabilidad subtienden taludes casi planos, en esta condición un dique de cualquier altura requiere un ancho de base considerablemente grande.

En áreas rurales los costos de terreno son razonables y pueden ser cubiertos por el financiamiento, sin embargo, en el ámbito urbano de las grandes ciudades esto es muy difícil motivo por el cual se opta por los diques de concreto armado. Un ejemplo de un dique típico se muestra en la siguiente figura.

DIQUE TIPICO

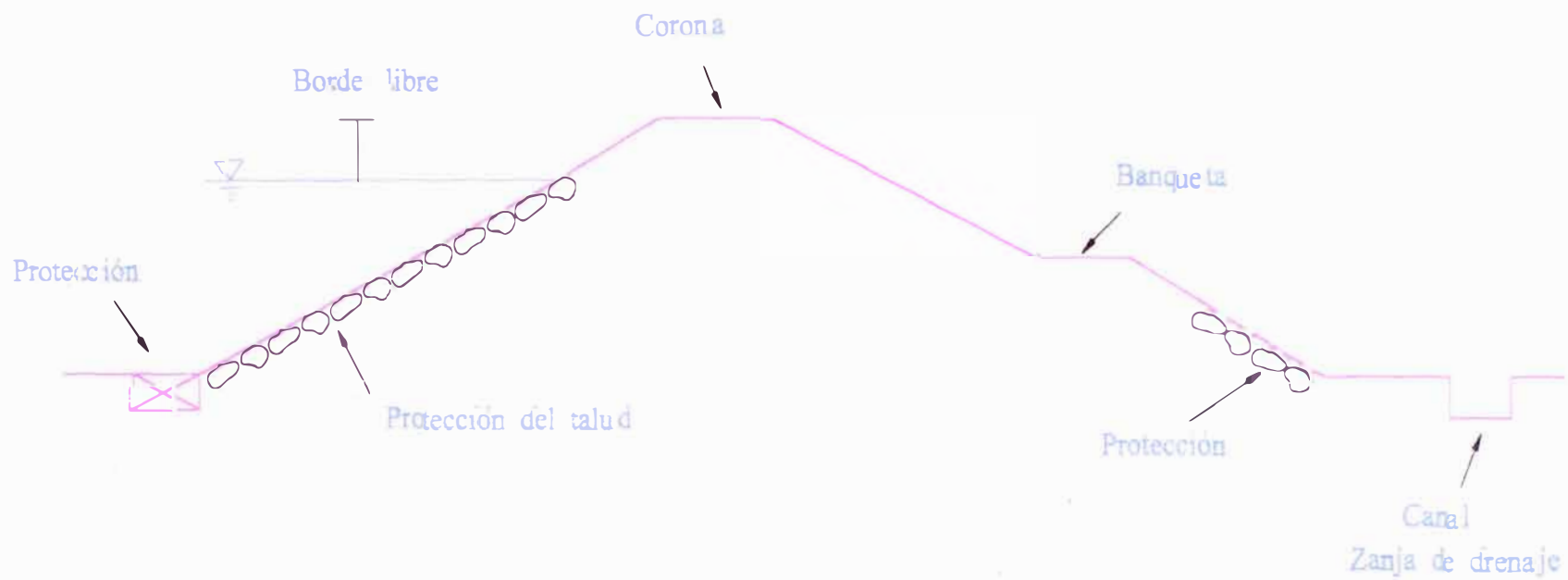


FIGURA Nº 3.1

Cuando el recubrimiento no se puede apoyar sobre la orilla por ser esta muy irregular, impropia a la finalidad de construir una defensa continua y regular, o es muy baja, o cuando se quiere establecer nuevas orillas alejadas de la orilla actual, se construyen diques, con revestimiento por lo menos en el talud en contacto con la corriente.

Estas protecciones marginales, diques, se apoyan directamente contra el talud de la orilla y fondo del cauce, se construyen con materiales que no pueden ser arrastrados por la corriente. Entre esos materiales y los del cauce generalmente se coloca un filtro que impide que las partículas finas puedan salir entre los huecos de la protección, debido a la turbulencia y vórtices producidos por la corriente y las rápidas fluctuaciones de las elevaciones de agua, sobretodo en época de avenidas. Los filtros granulares pueden reemplazarse por geotextiles que cumplen la misma función, son de más fácil colocación y proporcionan mayor durabilidad.

b) Ventajas

- ◆ Fijan la orilla en forma definitiva, sin permitir ningún desplazamiento posterior siguiendo las curvaturas de las riberas.

c) Desventajas

- ◆ Los diques de encauzamiento consisten en que dan protección para una cierta avenida de diseño pero si la avenida sobrepasa dicho valor, el diseño no es seguro, debido a que la avenida de diseño no es un cálculo exacto siempre existe la posibilidad de falla.

- ◆ Requiere un procedimiento de construcción cuidadoso, que encarece la obra.
- ◆ Su mantenimiento debe ser cuidadoso, ya que una falla, aún en una pequeña longitud, expone la integridad de la estructura en su conjunto.

d) Función principal de encauzamiento

- ◆ Servir como barrera protectora contra niveles altos en el río que produzcan inundaciones.

3.1.2 Tipos de Diques de Tierra

El tipo de sección de un dique no puede establecerse de antemano en forma rígida ya que dependerá de los materiales disponibles, la distancia de acarreo y de las características de la cimentación. Las combinaciones posibles dan lugar a una variedad ilimitada de secciones que, pueden sin embargo, agruparse en tres grupos:

a. Diques de sección homogénea

Estos diques tienen una sección compuesta por un solo material. Es el tipo de dique más antiguo y aún es utilizado hoy en obras chicas o donde no existe más que un material económicamente disponible. Un esquema de este tipo de dique se muestra en la figura N° 3.2.

b. Diques de sección mixta

Cuando se dispone de materiales de diferentes permeabilidades en volumen suficiente, suele ser conveniente y económico zonificarlos dentro de la sección. De esta manera se tendrá zonas que proporcionen impermeabilidad

al dique y a veces contribuyen en la estabilidad. Para estas zonas se puede utilizar suelos finos arcillosos o suelos más gruesos pero con alto contenido de finos. Hay también zonas, formadas por materiales granulares gruesos o por enrocamiento, que sirven para dar estabilidad pero a su vez son más permeables. Entre las dos zonas anteriores se construyen zonas de transición, con permeabilidad intermedia, que sirve de filtro protector a la zona impermeable y contribuyen a la estabilidad general. Además de esto la sección suele tener capas de enrocamiento protector contra la acción del oleaje, lluvias, etc. un esquema de este tipo de dique se muestra en la figura N° 3.3.

c. Diques especiales

Cuando no es posible utilizar diques de tierra debido a las condiciones topográficas o a los materiales disponibles, se diseñan estructuras especiales.

Se puede colocar un pequeño muro en la parte superior del dique, que compensará la altura que no se ha podido alcanzar con un dique convencional. La altura de este muro deberá llegar hasta el borde libre y es recomendable que no sea mayor de 80 cm. Cuando no se puede utilizar la solución anterior, se utilizará una estructura completa de concreto, un muro de retención el cual podrá estar cimentado con pilotes si fuera necesario.

Pueden también utilizarse muros en voladizo y tablaestacas, muros de gravedad o del tipo celular. Los muros deben diseñarse contra la presión hidrostática, incluyendo la subpresión y también contra el empuje de tierra, cuando se produzcan niveles bajos de corriente.

En general las protecciones marginales constan de las siguientes partes:

A. Cuerpo de la estructura.

Consiste en los rellenos del terraplén que constituyen los diques, o en el mismo muro en caso de usarse gaviones, tablaestacados, gravas y rocas con mortero, emboquilladas o losas de concreto; estos cuatro últimos son estructuras rígidas.

Su diseño está determinado por diversos factores:

- La altura necesaria para contener al río en sus mayores niveles de flujo.
- La estabilidad de los materiales que lo forman lo que determina la inclinación de sus taludes.
- El ancho mínimo de la corona, determinándose el ancho mínimo por aspectos constructivos para el trabajo del equipo de compactación del terraplén.

B. Revestimiento del talud.

Los revestimientos de los diques pueden hacerse con losas de concreto, gaviones, piezas prefabricadas de concreto de diferentes formas y enrocados. Su fin es impedir que se arrastren por acción de la corriente los materiales de las orillas o del cuerpo del dique.

Cuando se trata de revestimientos de gravas o enrocado el diseño está basado en determinar el tamaño nominal de la piedra, gradación y el espesor del revestimiento.

Las metodologías para determinar el tamaño nominal de la piedra está basado en:

- La fuerza de la corriente para arrastrar partículas granulares, expresado generalmente en función de la velocidad media del flujo.
- Factores de corrección para el peso específico de la piedra, la profundidad del flujo, el efecto talud del revestimiento en la fuerza de rozamiento resistente, condiciones hidráulicas (turbulencia y curvatura), ataque de oleaje, tipo del sistema de defensas y forma de ejecución.
- Especificaciones para la gradación del material, que generalmente establecen tres o cuatro rangos de proporción granulométrica, para porcentajes de 100%, 85%, 50% y 15% de paso a través de mallas estándar de cribado, siendo el tamaño nominal correspondiente al 50%.

Las especificaciones de espesores indicadas en diversas referencias generalmente establecen que el espesor debe ser por lo menos 1.5 veces el tamaño nominal de la piedra $D_n = D_{50}$, o el diámetro máximo D_{100} pero no menor que 0.30 m. Para obras ejecutadas bajo agua se recomienda aumentar en 50% el espesor por las dificultades constructivas. Para el caso de exposiciones severas vientos o impactos de material flotante, se recomienda aumentar el espesor en 0.15 o 0.30 m., acompañado por un apropiado incremento del tamaño del enrocado.

C. Revestimiento del pie del talud

La base del talud revestido está sometido a fuerzas de arrastre y erosiones mayores, por lo que es esencial protegerlo especialmente. Las soluciones típicas para enfrentar este problema, consisten en la construcción de dentellones de enrocado, gaviones o bloques que se profundizan en el cauce, o se prolongan sobre el lecho para que se acomoden posteriormente en la primera época de avenidas que sufra la estructura.

D. Filtros

Su fin es impedir la salida de las partículas finas del material de la orilla o de los diques a través de los espacios vacíos de los revestimientos, y al mismo tiempo permitir el paso del agua a través del mismo filtro. Los filtros pueden consistir de materiales granulares o de fibras sintéticas (geotextiles) o naturales.

TIPOS DE DIQUES DE TIERRA

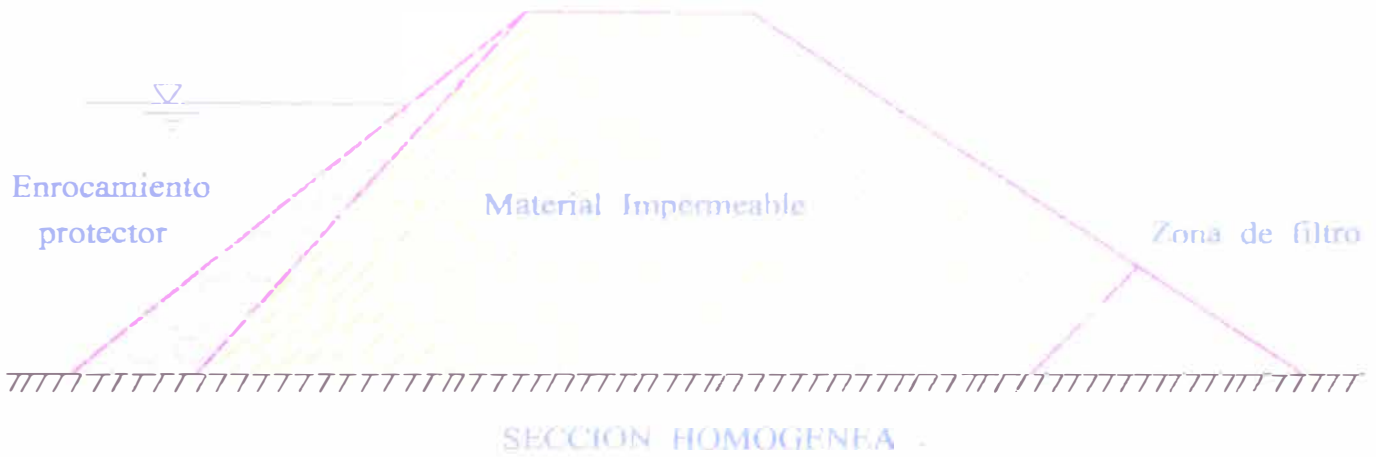


FIGURA Nº 3.2

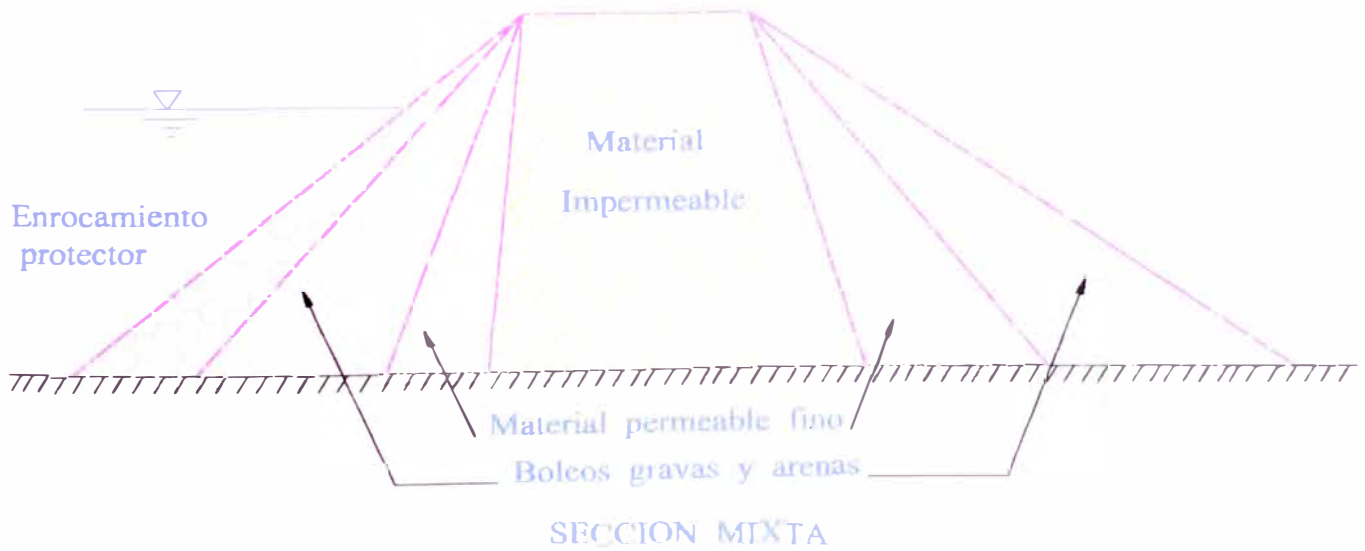


FIGURA Nº 3.3

3.1.3 Gaviones

El término gavión procede del latín Cavea que significa jaula, cajón o canasta.

Los primeros gaviones se utilizaron entre los egipcios y chinos, que confeccionaban jaulas de mimbre y bambú rellenas con piedras, para contención del agua en las orilla de los ríos Nilo y Amarillo.

El gavión en su versión moderna, fue creado y desarrollado por la Officine Maccaferri de Bologna (Italia), que en 1983 lo utilizó en la protección del río Reno, obra donde hasta el día de hoy los gaviones continúan su trabajo con eficacia.

Las estructuras construidas a base de gaviones son la solución ideal para mantener inalterada la ecología de cualquier región. El gavión, después de fabricado, sólo requiere ser llenado con piedras (por mano de obra no especializada) y amarrado a sus adyacentes, para constituirse en una estructura consolidada. A continuación se detallan datos importantes de los gaviones:

1. Descripción básica de los gaviones

El gavión galvanizado es un elemento con forma de prisma rectangular con paredes constituidas por red metálica fuertemente galvanizadas, con mallas hexagonales a doble torsión, que se llena con grava o material rocoso de tamaño apropiado.

Todos los bordes, ya sea de la pieza central y de las marginales, son reforzados con alambre de hierro galvanizado de diámetro más grande.

Esta ingeniosidad, además de fortalecer notablemente la estructura metálica, facilita el empleo de los gaviones, permitiendo la confección de cajas rectangulares bien encuadradas y por tanto la perfecta alineación de los elementos con buen efecto estético.

Esta operación de juntar entre sí varios elementos por medio de costuras resistentes, es indispensable para volver la obra de gaviones monolítica y ponerla en condición de tolerar fuertes deformaciones sin perder nada su eficiencia.

Los gaviones en forma de caja, en sus medidas tipo y convenientemente colocados y amarrados son idóneos para cualquier tipo de estructura hidráulica que un técnico puede proyectar.

Características técnicas

Los gaviones se definen técnicamente por:

- Las dimensiones de la caja. Estas pueden ser 3x1x1, 2x1x1, 3x1x0.5, 2x1x0.5 o cualquier otra dimensión que requiera el proyectista, expresada en metros.
- Las dimensiones del hexágono de la malla a doble torsión
- El diámetro y recubrimiento galvanizado del alambre expresado en milímetros.
- El diámetro del alambre de borde.

2. Dimensiones de la malla y especificaciones

La malla de forma hexagonal puede tener diversas dimensiones.

Las más empleadas en nuestro medio son, de 100 mm x 120 mm; de 80 mm x 100 mm; y de 60 mm x 80 mm.

La doble torsión es adoptada y recomendada por los constructores para evitar los inconvenientes detectados en el uso de la malla de gavión de torsión simple. La doble torsión evita que la malla se desarme si algún alambre se corta accidentalmente, o si es necesario cortar la malla para hacer pasar a través de ella una tubería.

Por otra parte la cantidad de alambre de amarre que se suele utilizar, es de 6 al 8 % del peso del gavión con un diámetro igual a 2.2 mm.

3. Recubrimiento y calidad del alambre

El fenómeno de la corrosión reduce notablemente la vida útil de la malla de alambre, aspecto que debe tenerse siempre presente para realizar una estimación aceptable de la vida de una estructura de gaviones y su consiguiente valoración económica.

El efecto de la corrosión varía notablemente de un lugar a otro, según la agresividad del ambiente. En general se pueden establecer cuatro ambientes típicos donde se utilizan estructuras de gaviones con distintos efectos.

CUADRO N° 3.1
EFFECTO DE CORROSION

Ubicación	Efecto
Ambiente rural	Baja corrosión
Ambiente urbano	Moderada corrosión
Ambiente marítimo	Alta corrosión
Ambiente industrial	Mayor corrosión

El recubrimiento disminuye con el tiempo debido a los siguientes factores:

- Ambiente en que se encuentran
- Abrasión provocada por el material en suspensión y rodado, en la base antisocavante y las paredes del muro.
- Acción del agua.
- Tensión a la que está sometido el alambre.

Considerando estos efectos podríamos estimar la vida útil del recubrimiento de zinc. A continuación presentamos información indicativa de la vida útil del recubrimiento según ambientes, que sin embargo está sujeta a variaciones.

CUADRO N° 3.2
CUADRO DE VIDA UTIL DEL RECUBRIMIENTO

Ambiente	Tipo de Malla (mm)	
	60 x 80	80 x 100
Rural	35 años	45 años
Urbano	15 años	18 años
Marítimo	11 años	13 años
Industrial	4 años	5 años

Cuando es posible obtener muestras de agua y analizar su pH, se puede determinar con cierta certeza como atacará esta al alambre. Un agua con pH = 8.8, prácticamente no afecta a la corrosión del zinc. Si dicho pH está dentro del rango comprendido entre 5.7 y 12.2 la corrosión del zinc será aún reducida.

En caso de existir condiciones altamente corrosivas, se debe usar un revestimiento de P.V.C. sobre el galvanizado. Este tratamiento es una solución económica para evitar el deterioro del alambre en zonas costeras y en algunas áreas industriales.

Calidad del alambre: en la malla de 80 x 100 mm, se utiliza un alambón SAE 1010 de bajo contenido de carbono, lo que da una resistencia de 45 kg/mm².

El alambre de amarre es de 2.2 mm. de diámetro, blando, triple galvanizado y dúctil que permite mejor rendimiento en el cocido.

La galvanización es el factor de mayor importancia para la duración de los gaviones. La mínima capa de zinc en todos los alambres es de 250 gr/m². El galvanizado deberá ser resistente a la abrasión, golpes, torsión, oxidación, lo que se consigue con un galvanizado en que el zinc esté fundido en el acero para tener una buena adherencia.

4. Ejecución de estructuras gavionadas

Material de relleno

Por ser el gavión una estructura que actúa principalmente por gravedad, el mejor material de relleno es aquel que permitiendo la flexibilidad, asegura máximo de peso. Además, la roca debe cumplir ciertas condiciones de durabilidad, debe ser resistente a la corrosión química, atmosférica y mecánica. No debe pues ser degradada por el flujo de agua a través del gavión ni por los golpes de roca en suspensión.

Existen varios tipos de roca que cumplen las especificaciones anteriores, pero el más utilizado es el canto rodado de los ríos.

El peso específico del gavión depende del peso específico del material de relleno y del porcentaje de huecos en el interior del gavión.

La relación que nos da este valor es de la siguiente forma:

$$P_g = P_p (1 - n)$$

Donde:

P_g = peso específico del gavión

P_p = peso específico de la roca de relleno

n = % de vacíos

5. Armado e instalación

Los gaviones se presentan en paquetes, marcados cada uno con colores que corresponden a una determinada dimensión. En el lugar de trabajo la estructura metálica se desdobra y se extiende en el suelo. Alzando las paredes y cosiendo las aristas verticales con el alambre apropiado se obtienen las cajas. Dichas costuras son ejecutadas en modo continuo, pasando el alambre por todos los huecos de las mallas con doble vuelta cada dos huecos.

Después de preparado un cierto número de gaviones en forma de caja y reunidos en grupo, en número que varía según las posibilidades de ejecución, se colocan en su correspondiente ubicación, según el diseño, bien atados entre sí por medio de resistentes costuras a lo largo de todas las aristas en contacto.

Para realizar la costura se coloca el alambre de forma continua por los huecos de las mallas (lazadas), con doble vuelta por cada dos huecos (anillo).

Todos los gaviones deben ir amarrados entre sí, tanto los que son adyacentes como los que están superpuestos por anillos o grampas hechas con el mismo alambre. El tamaño de las piedras será siempre mayor al de la malla. Es conveniente amarrarlos entre sí, antes de rellenarlos para facilitar de esta manera la operación de costura.

Si la altura de los gaviones es de 1 metro, se deben colocar tirantes en el interior de estos, con el fin de evitar una excesiva deformación en las cajas, con el consiguiente amontonamiento de pedriscos y tener paredes lisas.

Los tirantes se colocan a 30 cm. de los bordes superior e inferior. En los gaviones de 50 cm. de altura es necesario colocar tirantes a 25 cm. del borde superior.

Los tirantes pueden ser colocados en forma horizontal o vertical, según su forma y función, de acuerdo a las necesidades en las distintas partes de la obra. Los tirantes verticales se utilizan por costumbre en los zampeados o en los revestimientos con gaviones sin diafragma altos de 0.50 mts. ó 0.30 mts. mientras los tirantes horizontales se emplean, como ya se dijo, con todos los gaviones altos de 1.0 mts.

La etapa de llenado con piedras es el paso más importante en la construcción de la estructura de gaviones, pues de ella depende su estabilidad. El tamaño de la piedra está directamente relacionado con el porcentaje de huecos en el gavión y por lo tanto con el peso específico y la capacidad de soporte de cada bloque.

A mayor tamaño de la piedras de relleno es mayor el porcentaje de huecos y menor es el peso específico obtenido. Por lo tanto, se recomienda que los gaviones colocados en la base de una obra (llamada colchoneta, que es el elemento que más se deforma) sean llenados con piedras más pequeñas. Como se puede apreciar en las figuras N° 3.4 y N° 3.5.

6. Propiedades de las estructuras con gaviones

En la ejecución de estructuras gavionadas se han podido comprobar las siguientes propiedades:

- a) flexibilidad: el material no es rígido y adopta la forma del suelo de fundación y se adapta a las socavaciones o asentamientos provocados por erosión, sin comprometer la estabilidad de la obra.
- b) Resistencia: la malla de alambre galvanizado posee la resistencia y la flexibilidad necesaria para soportar las fuerzas producidas por el agua y las masas de tierra. Los gaviones están provistos de diafragmas o separaciones interiores que no permiten que la piedras se desplacen dentro del gavión, contribuyendo de esta manera a formar una estructura más estable y sólida.

- c) Economía: las estructuras gavionadas son más económicas que las estructuras rígidas porque se puede utilizar mano de obra no calificada, y elementos rústicos de fácil disponibilidad (grava y piedra).

Como alternativa frente al concreto u hormigón ciclópeo, los gaviones presentan una estabilidad similar, a un costo menor.

- ◆ Permeabilidad: un muro de gaviones es permeable, lo que permite descargar las presiones hidrostáticas y estabilizar una pendiente, por la acción continua de drenaje y retención de partículas sólidas.
- ◆ Conservación del paisaje: como los gaviones permiten el crecimiento de vegetación se incorpora a medio ambiente que los rodea.
- ◆ Simplicidad de las obras: las obras de gaviones son siempre de una concepción simple. Los módulos del material imponen un sobredimensionamiento algunas veces y formas geométricas estándar.

Los gaviones presentan limitaciones cuando se utilizan en obras que requieren una larga vida útil, por la durabilidad de la malla de alambre, así como por la necesidad de disponer de abundante material de relleno en el lugar de la obra.

7. Evaluación y seguimiento de las obras de encauzamientos construidas

Una vez que se hayan empezado las construcciones de encauzamiento, se tiene que controlar cada año si las estructuras continúan todavía en las mismas condiciones para las cuales fueron construidas, y si las situaciones observadas están conforme a lo esperado.

Es normal adaptar las construcciones a las nuevas condiciones como puede ser erosión de fondo del río, cambio de dirección, estabilización del lecho, etc.

Al comienzo en los tramos donde previamente no hubo obras anteriores de encauzamiento, es recomendable ejecutar parcialmente las obras, otra estrategia es construir primero tramos de diques de prueba, usualmente con diseños con un período de retorno menor a 20 o 25 años.

Al año siguiente, luego de la temporada de crecidas, se analiza los resultados para determinar como debe continuarse la construcción, en el tramo efectuado y en los nuevos por ejecutar. La construcción de defensas ribereñas es un proceso de ensayar y corregir que toma años y a veces décadas, o siglos.

Se presenta a continuación una relación de actividades básicas como una primera aproximación a las tareas de control y seguimiento para obtener datos con que realizar las evaluaciones de las obras de encauzamiento:

- ◆ Monumentación de BM's de control vertical a lo largo de las defensas ribereñas construidas.

- ◆ Levantamiento de las riberas del río, con defensas ribereñas construidas a una escala 1/2000 y con coordenadas absolutas, donde estén referenciadas las obras (indicando longitud y dirección).
- ◆ Control del proceso de sedimentación.
- ◆ Control del proceso de erosión.
- ◆ Control del arrastre del enrocado de protección, para precisar el tamaño adecuado para cada tramo.
- ◆ Establecimiento de secciones de control para determinar niveles y caudales de avenidas.
- ◆ Control del efecto de las medidas adoptadas para mitigar el impacto ambiental, causado por las obras de encauzamiento
- ◆ Formación de especialistas en las labores de evaluación y seguimiento de las obras de encauzamiento.
- ◆ Organización de datos, registros, bibliografía y filmaciones del proceso de construcción, seguimiento y evaluación.
- ◆ Valorización de las obras y evaluación de las mejoras en la productividad económica de los terrenos ribereños para observar los rendimientos económicos del proyecto.

DETALLE DE ARMADO E INSTALACION

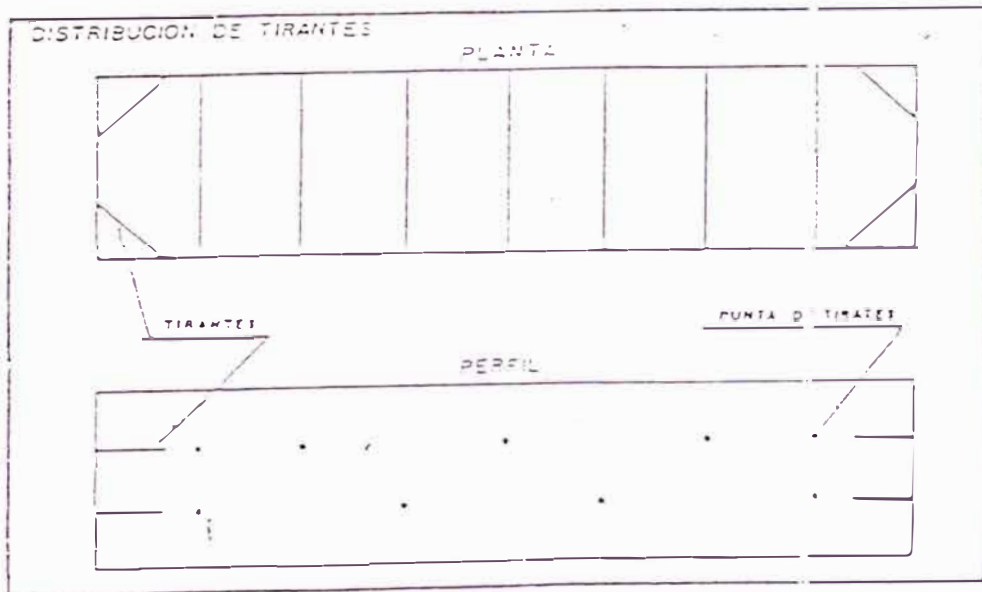
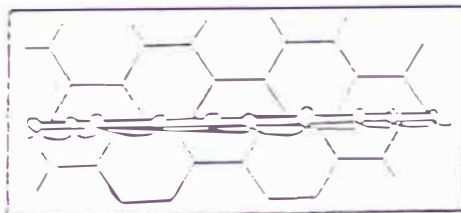
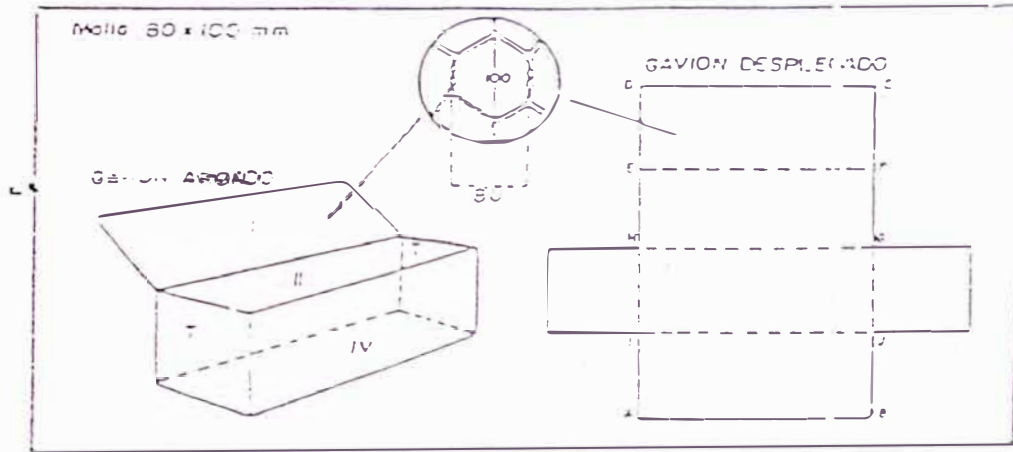


FIGURA N° 3.4

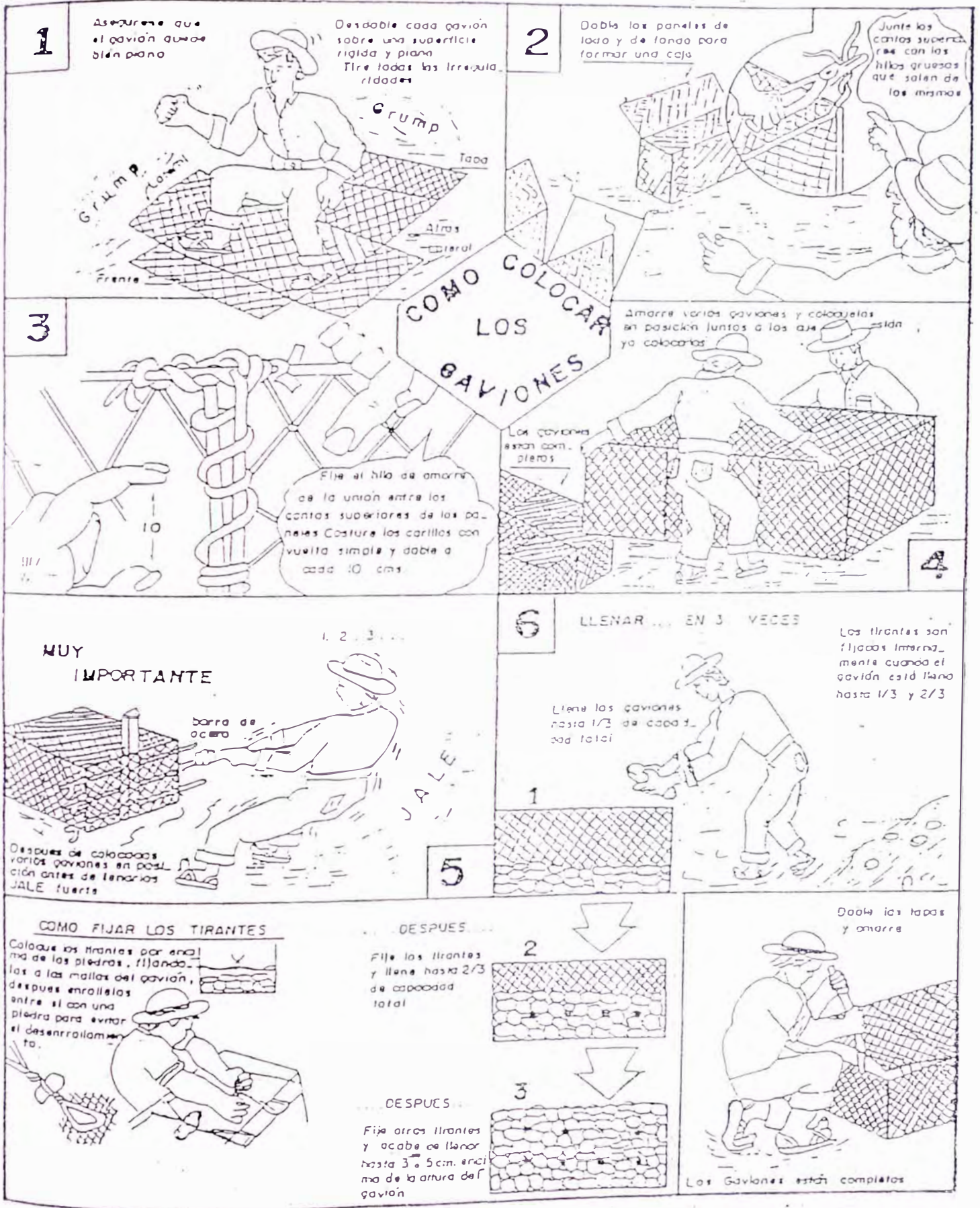


FIGURA N° 3.5

3.1.4 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.

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.

Los resultados se muestran en las figuras N° 3.6 y N° 3.7.

3.1.5 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”.

Para estimar el valor promedio de “n” se han utilizado valores de la rugosidad y perímetro mojado tanto del cauce como de las márgenes de enrocado, en el tramo Puente Panamericana – Puente Inca (Urb. San Diego).

FORMULA	n	VALORES	SAN DIEGO
HORTON Y EINSTEIN	$\left[\frac{\sum_1^n P_n n_n^{1.5}}{P} \right]^{2/3}$	n _i =0.038 n _c =0.040 n _d =0.038	n = 0.039
PAVLOSKII MUHLHOFER EINSTEIN BANKS	$\left[\frac{\sum_1^n P_n n_n^2}{P} \right]^{1/2}$	P _i =6.2 P _c =30 P _d =6.5	n = 0.040

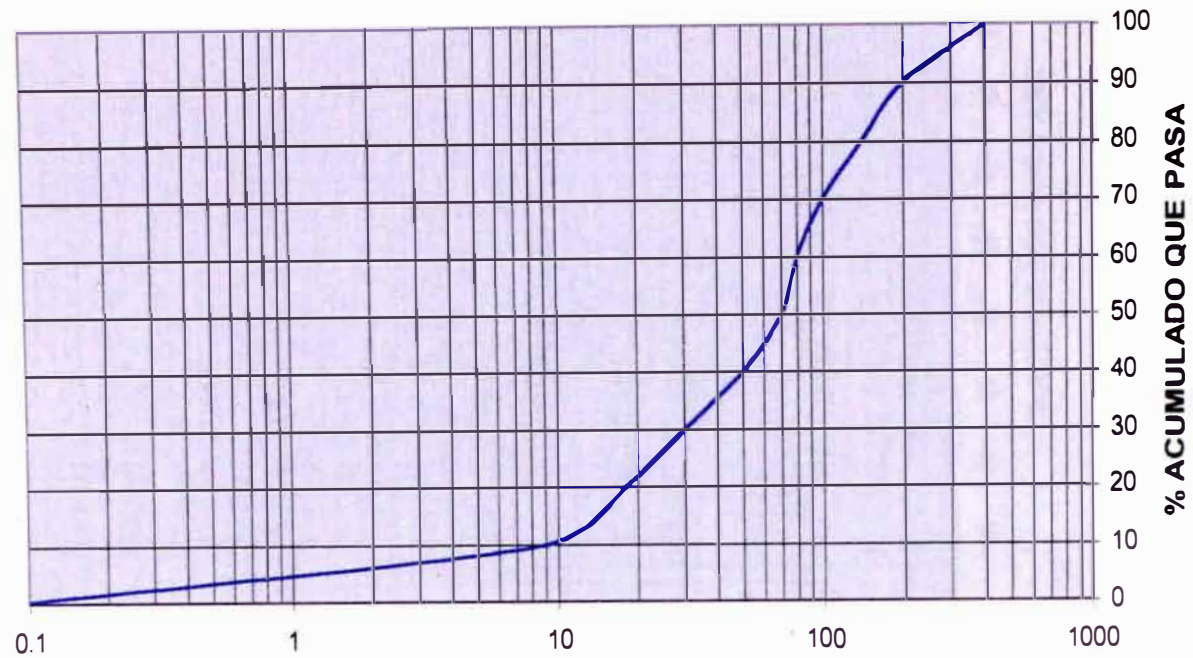
Los valores de “n”, para distintos materiales, se encuentran en tablas; del libro Hidráulica de Canales Abiertos, de Ven Te Chow, se ha encontrado lo siguiente:

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, también de los métodos para el cálculo de rugosidad compuesta anteriormente detallados 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.

GRANULOMETRIA DEL LECHO RIO CHILLON

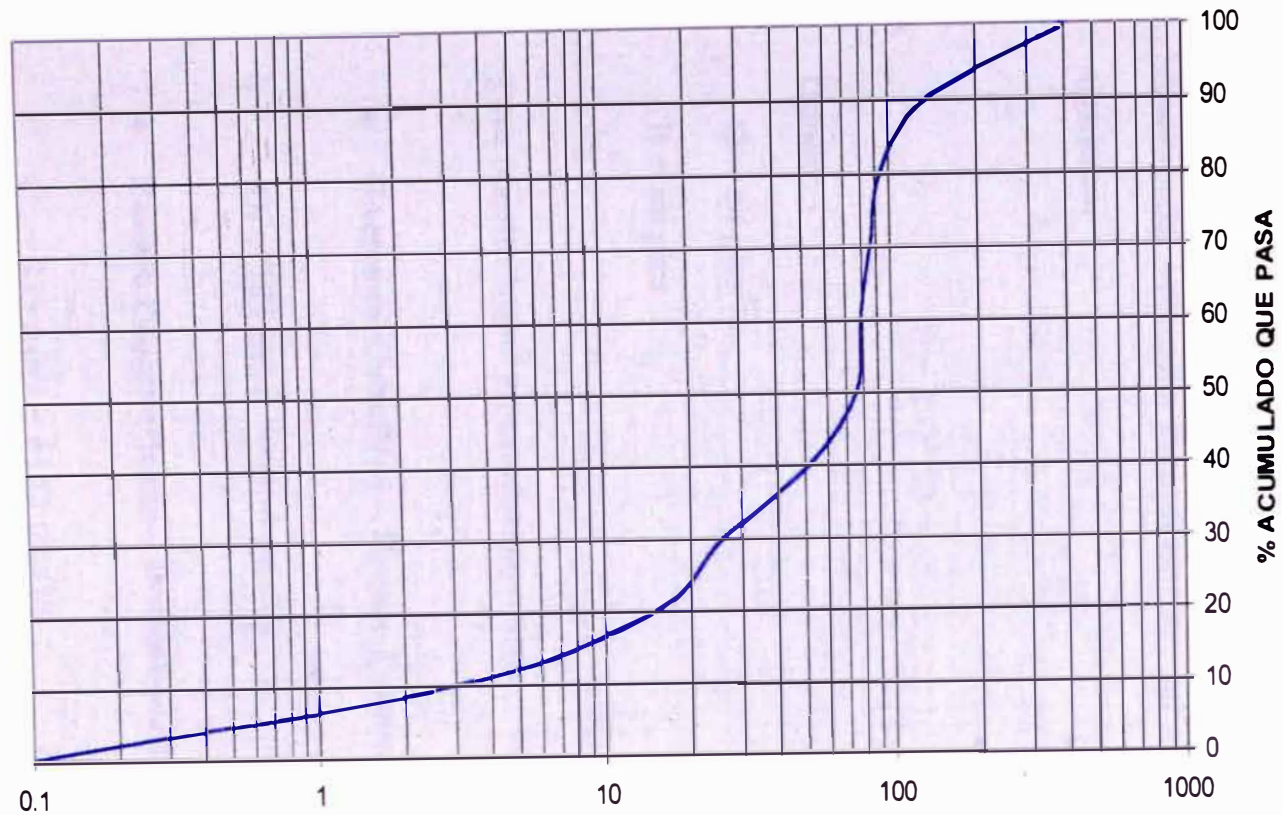


DIAMETRO DE LAS PARTICULAS EN mm (ZONA PUNCHAUCA)

$D_m = 67 \text{ mm.}$

FIGURA N° 3.6

GRANULOMETRIA DEL LECHO - RIO CHILLON



DIAMETRO DE LAS PARTICULAS EN mm (PTE. PIEDRA)

$D_m = 73 \text{ mm}$

FIGURA N° 3.7

3.2 SELECCIÓN DEL ANCHO Y GEOMETRIA DEFINITIVOS DE LAS SECCIONES PROPUESTAS

3.2.1 Selección del Ancho de Encauzamiento

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, Pakistan y Egipto. Sus ecuaciones, obtenidas empíricamente, en el sistema inglés, señalan lo siguiente:

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

Donde:

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

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

Para nuestro tramo en estudio tenemos:

◆ **Hacienda Caballero – Puente Panamericana**

$$Q_1 = 183 \text{ m}^3/\text{s} = 6458 \text{ pies}^3/\text{s} \quad B_1 = 8/3 * (6458)^{1/3} = 50 \text{ mt.}$$

◆ **Puente Panamericana - Desembocadura**

$$Q_2 = 231 \text{ m}^3/\text{s} = 8152 \text{ pies}^3/\text{s} \quad B_2 = 8/3 * (8152)^{1/3} = 54 \text{ mt.}$$

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 mts.

Q = caudal de diseño en m³/seg

Para nuestro tramo en estudio tenemos:

◆ **Hacienda Caballero – Puente Panamericana**

$$Q_1 = 183 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$B_1 = 3.26 * (183)^{1/2} = 44 \text{ mt.}$$

◆ **Puente Panamericana - Desembocadura**

$$Q_2 = 231 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$B_2 = 3.26 * (231)^{1/2} = 50 \text{ mt.}$$

c) Método de Altunin para material granular

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

Donde:

A = coeficiente dado por la expresión:

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

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:

$$A = (0.045 \cdot 10^{(5/3)})^{(3 / (3+5 \cdot 1))} = 1.32$$

Para nuestro tramo en estudio tenemos:

◆ **Hacienda Caballero – Puente Panamericana**

$$Q_1 = 183 \text{ m}^3/\text{s} \quad S_1 = 0.014 \quad B_1 = 1.32 \cdot (183)^{1/2} / S^{0.2} = 42 \text{ mt.}$$

◆ **Puente Panamericana - Desembocadura**

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

Estos métodos nos dan una idea tentativa del ancho de encauzamiento, pero por razones de no encarecer la obra construyendo diques muy altos (ancho de encauzamiento pequeño), y por otra parte ganar áreas de terreno para cultivo

(ancho de encauzamiento demasiado grande), se ha seleccionado un ancho $B = 60$ mt. para el tramo de la Hacienda Caballero hasta el puente Panamericana, en donde lo permita las construcciones de viviendas; para el siguiente tramo, debido a las construcciones de viviendas juntas al río que no permiten aumentar el ancho de encauzamiento, en este tramo el ancho es variable de acuerdo a como lo permitan las construcciones de viviendas hechas a orillas del río, este tramo corresponde a partir del puente Panamericana hasta el puente Inca; para el último tramo a partir del puente Inca hasta la desembocadura se ha seleccionado un ancho de encauzamiento promedio $B = 50$ mt. en las partes dónde se pueda ensanchar, en otras partes el ancho se acomoda de acuerdo a como las construcciones de viviendas lo permitan.

3.3 DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DE ENCAUZAMIENTO

3.3.1 Elementos Geométricos en el Cauce Actual del Río Chillón

Para el cálculo de los elementos geométricos de las secciones transversales del cauce actual del Río Chillón, se elaboró un programa de cómputo para determinar el perfil de agua (al ocurrir la avenida de diseño) para condiciones de flujo gradualmente variado, que a continuación se explica:

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.

a) Método de cálculo para el perfil del flujo

Existen varios métodos para calcular el perfil de flujo de un canal no prismático, el más utilizado es el método Estándar por Etapas, el cual es descrito a continuación:

◆ **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° 3.8 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:

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

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

Entonces la ecuación (e) queda:

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

El proceso de cálculo consiste en:

- a. La elevación del flujo y la descarga es conocida en la sección 1.
- b. La altura de energía es calculada conociendo la geometría de la sección y (a)
- c. La geometría de la sección 2 es conocida así como la distancia entre las secciones.
- d. Se asume una elevación de la cota de agua de la sección 2 y se calcula los valores del área y radio hidráulico.
- e. Se calcula la pérdida por fricción.
- f. Se calcula la altura de velocidad.
- g. Se calcula las otras pérdidas por transiciones si las hubiera.
- h. Se calcula la diferencia de energía entre las secciones 1 y 2.
- i. 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.
- j. Se compara el resultado de (i) con la altura de energía obtenida al asumir (d).

- k. 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.

◆ **Fundamentos para la elaboración del Programa de Cómputo**

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

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° 3.9

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

- Limitaciones del programa

Entre las siguientes limitaciones de la versión actual del programa, tenemos:

- El flujo es continuo
- El flujo es gradualmente variado (excepto en las estructuras hidráulicas como: puentes, alcantarillas. En estas localizaciones donde el flujo puede ser rápidamente variado, la ecuación de momento u otra ecuación empírica será usada)
- El flujo es unidimensional (los componentes de la velocidad en otras direcciones con respecto a la dirección del flujo no son consideradas).

TRAMO DE UN CANAL PARA LA DERIVACION DEL METODO ESTANDAR POR ETAPAS

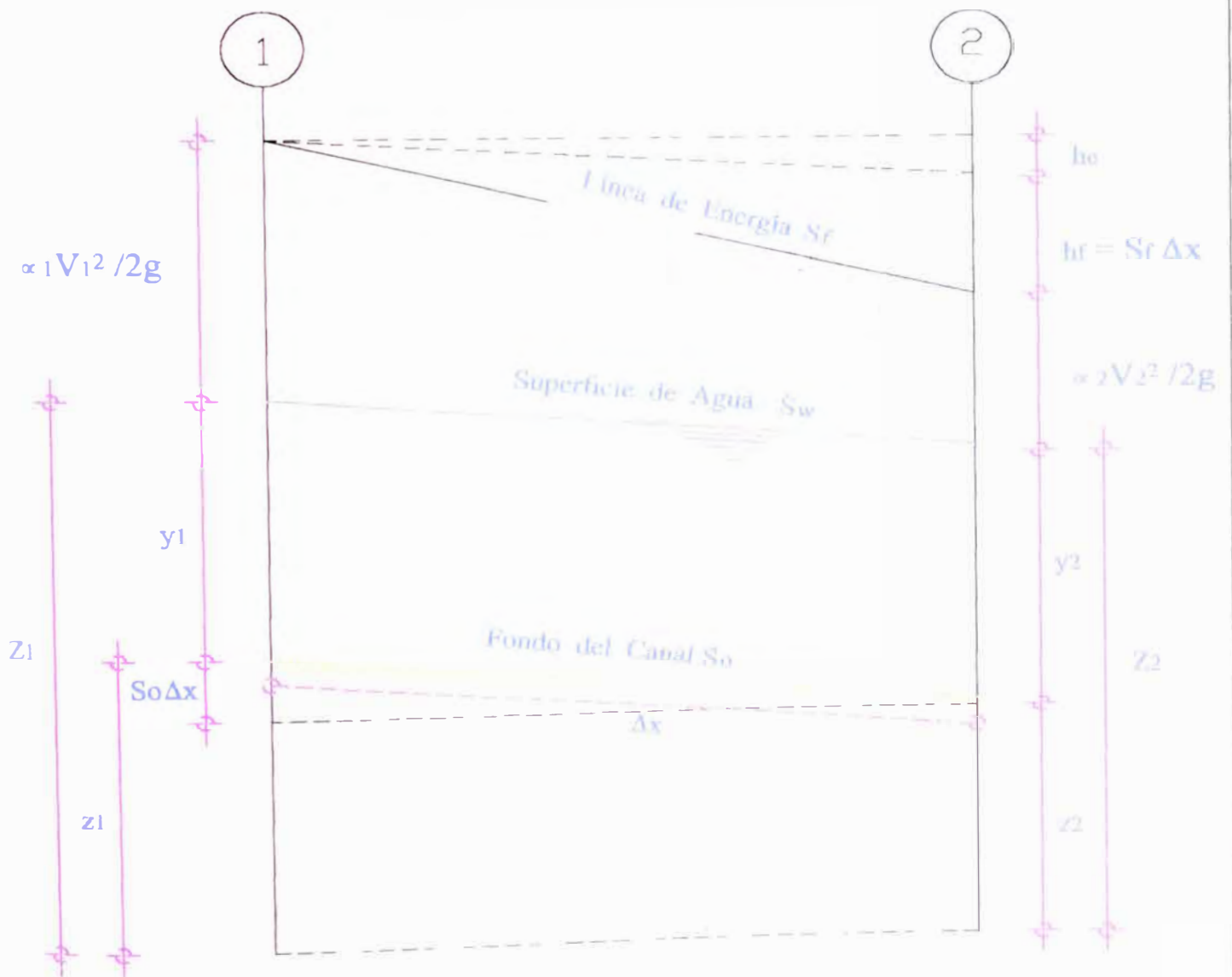
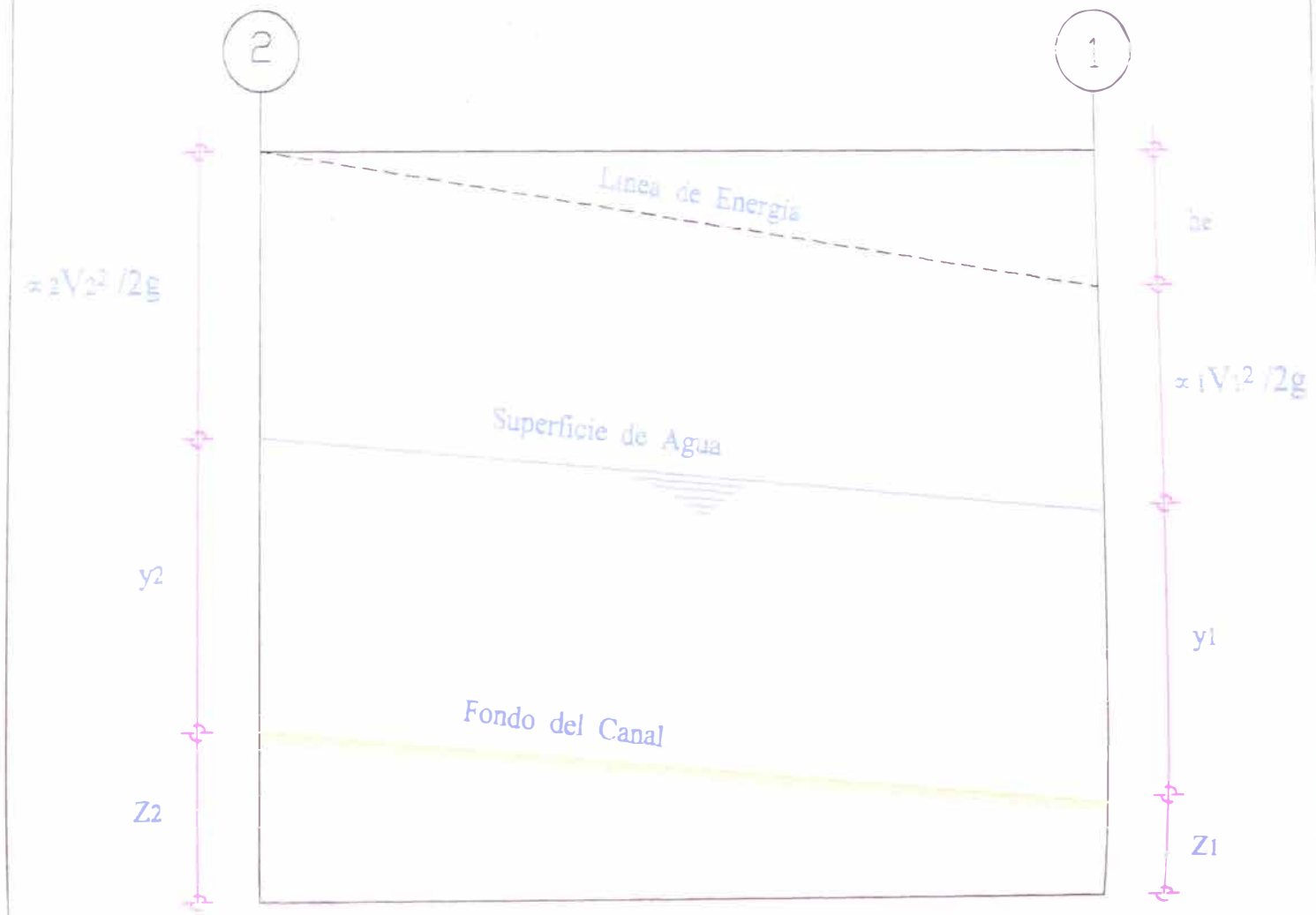


FIGURA Nº 3.8

TRAMO DE UN CANAL PARA LA DERIVACION DE LA ECUACION DE ENERGIA



- **Requerimiento 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

b) Número de Froude

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/seg)

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

$D = A / T$ = profundidad hidráulica (mt.)

T = ancho superficial (mt)

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

c) *Determinación del perfil del flujo*

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. Como se muestra en el plano N° 3.1, así como también la variación del tirante a lo largo del tramo en estudio, como se ve en el gráfico siguiente.

VARIACION DEL TIRANTE

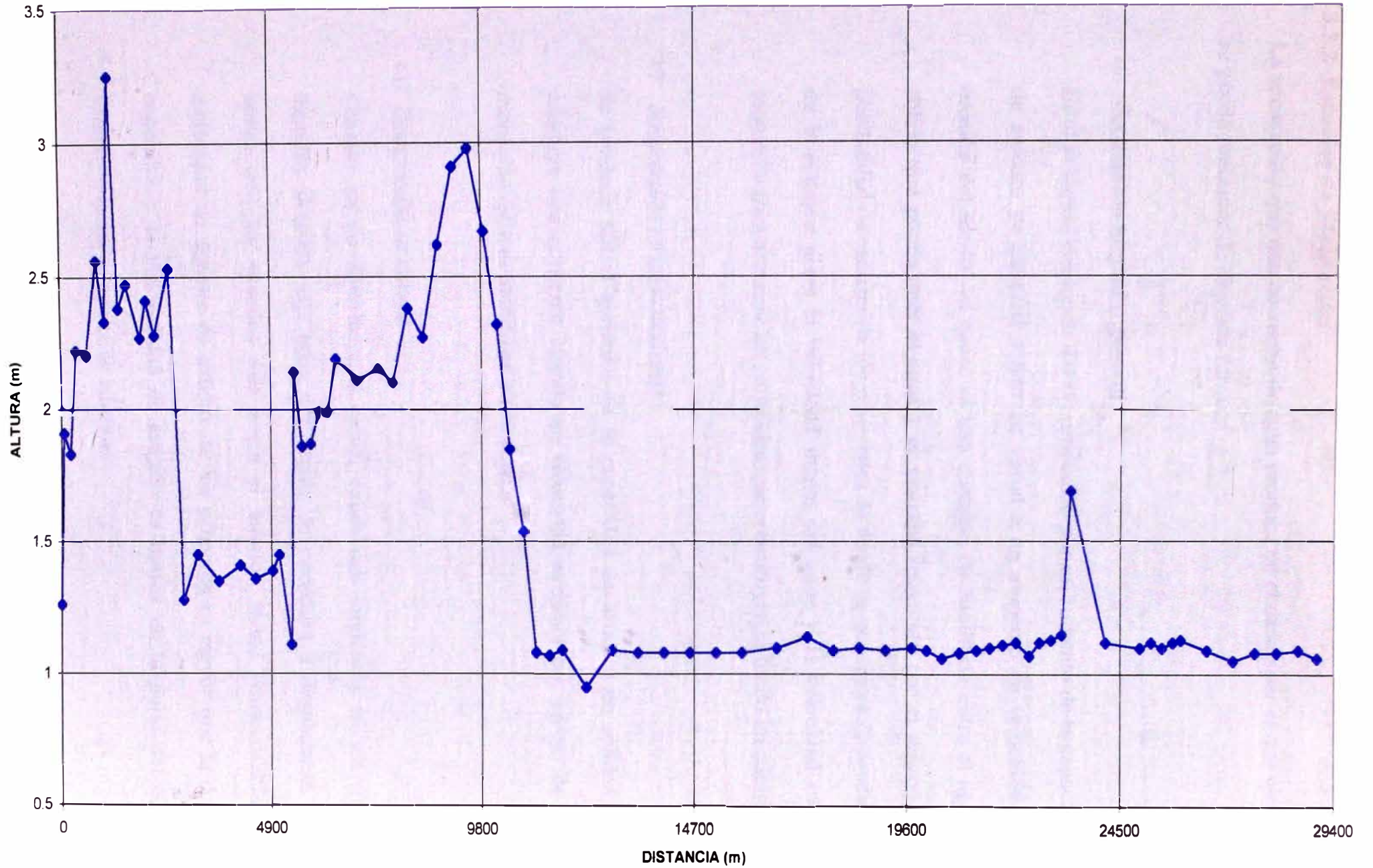


GRAFICO N° 3.0

3.3.2 Estudios de Socavación

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

a) *Socavación normal o 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 segundos 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 deleznable 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.

Cálculo de la socavación general

Para el presente estudio se ha calculado la socavación general y para su determinación se ha utilizado el método de Lischvan - 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:

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

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. (mt)

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

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

Q_d = gasto de diseño (m^3/seg)

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

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. (mt)

B_e = ancho efectivo de la sección. (mt)

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° 3.3.

μ = coeficiente que toma en cuenta el efecto de contracción producido por las pilas en el caso de existir un puente. Ver cuadro N° 3.4.

X = exponente variable para suelos no cohesivos u depende de D_m (mm). Como se muestra en el cuadro N° 3.5.

CUADRO N° 3.3
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

CUADRO N° 3.4
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 N° 3.5

Valores de x y $1/(1+x)$ para suelos no cohesivos

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

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

Para el estudio se ha tomado las secciones más críticas para cada tramo cuyos datos son:

◆ **Tramo Hacienda Caballero – Puente Panamericana**

Para este tramo se ha considerado los siguientes datos:

$$Q = 183 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D_m = 67 \text{ mm}$$

$$B_e = 60 \text{ m}$$

$$d_0 = 1.1 \text{ m}$$

$$d_m = 0.74 \text{ m}$$

$$\mu = 0.91$$

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

$$X = 0.288$$

$$\beta = 1.0$$

$$\alpha = 5.54$$

$$ds = 2.31$$

$$y = ds - d_0 = 2.31 - 1.10 = 1.21 \text{ m}$$

De lo cual se obtiene la profundidad de socavación para este tramo de

$$Y = 1.21 \text{ m.}$$

◆ Tramo Puente Panamericana – Puente Inca

Para este tramo se ha considerado los siguientes datos:

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

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

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

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

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

$$\mu = 0.86$$

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

$$X = 0.286$$

$$\beta = 1.05$$

$$\alpha = 2.559$$

$$d_s = 4.40$$

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

De lo cual obtenemos la profundidad de socavación para este tramo de

$$Y = 1.4 \text{ m.}$$

◆ Tramo Puente Inca – Desembocadura

Se ha calculado en dos tramos la altura de socavación, debido a la variación del ancho del cauce y la altura del tirante.

Para el primer tramo (Chuquitanta) se ha considerado los siguientes datos:

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

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

$$B_c = 50 \text{ m}$$

$$d_0 = 1.30 \text{ m}$$

$$d_m = 0.99 \text{ m}$$

$$\mu = 0.89$$

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

$$X = 0.286$$

$$\beta = 1.05$$

$$\alpha = 5.279$$

$$ds = 2.616$$

$$y = ds - d_0 = 2.616 - 1.30 = 1.32 \text{ m}$$

De lo cual obtenemos la profundidad de socavación para este tramo de

$$Y = 1.32 \text{ m.}$$

Para el segundo tramo (Puente Gambetta – Desembocadura), con un ancho promedio de $B_c=26\text{m}$ y una altura $d_0=2.50\text{m}$, se obtuvo una profundidad de socavación de $Y= 1.95 \text{ m}$

3.3.3 Cálculo del Estado de un Río (Entrelazado o Meándrico)

Según LANE encontró unas relaciones empíricas en función de la pendiente y el caudal que permiten predecir si se va a presentar un estado de río entrelazado o meándrico.

Las ecuaciones de LANE son:

$$\begin{aligned} \text{Si} \quad SQ^{1/4} &\leq 0.0017 && \text{(meandros)} \\ SQ^{1/4} &\geq 0.010 && \text{(entrelazado)} \end{aligned}$$

En donde:

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

Para nuestro caso tenemos:

$$S = 0.013$$

$$Q = 183 \text{ m}^3/\text{s} = 6457 \text{ pies}^3/\text{s}$$

Reemplazando los valores tenemos:

$$S*Q^{1/4} = 0.013*6457^{1/4} = 0.12$$

Comparando este resultado en la relación anterior, nos permite predecir que el estado del río va a ser entrelazado.

3.3.4 Estabilidad del Lecho del Río

Un canal es estable en lecho del río cuando no se produce movimiento alguno de las partículas que descansan en el fondo del canal.

La condición del movimiento de estas partículas define el límite de estabilidad del canal.

Debe cumplirse:

$$\tau_c \geq \tau_o$$

Donde:

τ_c = fuerza tractiva crítica

τ_o = fuerza tractiva unitaria o esfuerzo cortante medio

Cálculo de la estabilidad del lecho, para nuestro caso tenemos:

$$\gamma_s = 2100 \text{ k/m}^3$$

$$\gamma = 1000 \text{ k/m}^3$$

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

$$Y = 2.22 \text{ m}$$

$$S = 0.013$$

Reemplazando los datos tenemos:

$$\tau_o = \gamma * y * S = 1000 * 2.2 * 0.013 = 28.6 \text{ k/m}^2 = 280.57 \text{ N/m}^2$$

Del gráfico N° 3.1 de Shields, para $D_m = 73 \text{ mm}$ se tiene que $\tau_c = 59 \text{ N/m}^2$

Comparando tenemos que:

$$\tau_0 > \tau_c \quad \text{el lecho no es estable}$$

Según Shields para partículas mayores de 100 mm se tiene que:

$$\tau_c = C * (\gamma_s - \gamma) * D_m$$

Donde:

C = coeficiente de Shields que vale aproximadamente 0.047

D_m = diámetro medio de la partícula en mt.

Para un D_m = 203.2 mm (8"), tenemos:

$$\tau_c = 0.047 * (2100 - 1000) * 0.203 = 10.51 \text{ k/m}^2$$

Comparando tenemos que:

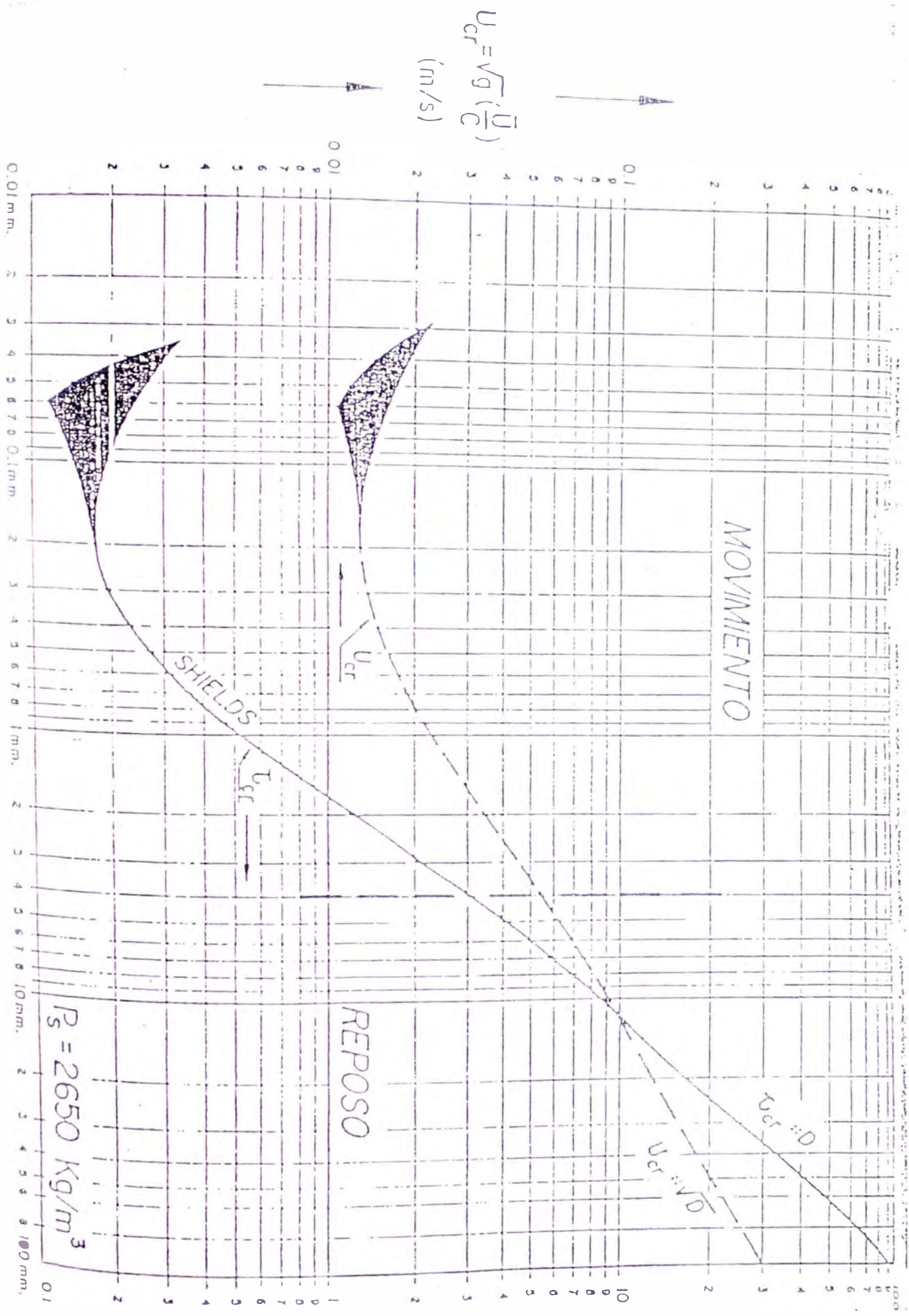
$$\tau_0 > \tau_c \quad \text{el lecho no es estable}$$

Tanteando, para un D_m = 381 mm (15")

$$\tau_c = 0.047 * (2100 - 1000) * 0.381 = 28.65 \text{ k/m}^2$$

Comparando tenemos que:

$$\tau_0 < \tau_c \quad \text{el lecho es estable}$$



$$U_{cr} = \sqrt{g \left(\frac{\bar{U}}{C} \right)}$$

(m/s)

$$T_{cr} \text{ (N/m}^2\text{)}$$

En el fondo

3.3.5 Determinación de la Carga de Fondo

Según Meyer – Peter y Müller, la carga de fondo se calcula por medio de la siguiente fórmula:

$$t''_F = 0.79 * (\tau_0 - \tau_c)^{3/2}$$

Para $t''_F = 0$ se obtiene las condiciones de iniciación de movimiento

$$\tau_c = 0.047 * \gamma''_s * d \qquad \tau_0 = \gamma * y * S$$

$$t_F = \gamma_s / (\gamma_s - \gamma) * t''_F$$

Donde:

t''_F = transporte sólido de fondo en k/s/m (pesado bajo el agua)

t_F = transporte sólido de fondo en k/s/m (pesado en seco)

τ_0 = esfuerzo cortante medio

τ_c = fuerza tractiva crítica

γ''_s = peso específico de las partículas sumergidas

γ_s = peso específico de las partículas secas

γ = peso específico del agua

d = diámetro medio

S = pendiente

Para nuestro caso tenemos los siguientes valores:

$$\gamma''_s = 2220 \text{ k/m}^3$$

$$\gamma_s = 2100 \text{ k/m}^3$$

$$\gamma = 1000 \text{ k/m}^3$$

$$d = 67 \text{ mm}$$

$$S = 0.013$$

$$y = 2.50 \text{ m}$$

Reemplazando los valores tenemos:

$$\tau_0 = 1000 * 2.5 * 0.013 = 32.5 \text{ k/m}^2$$

$$\tau_c = 0.047 * 2220 * 0.067 = 6.99 \text{ k/m}^2$$

Reemplazando τ_0 y τ_c tenemos:

$$t''_F = 0.79 * (32.5 - 6.99)^{3/2} = 101.79 \text{ k/s/m}$$

Entonces el transporte de sólido de fondo es:

$$t_F = 2100 / (2100 - 1000) * 101.79 = 194 \text{ k/s/m}$$

3.3.6 Diseño del Dique con Revestimiento de Enrocado (Tramo: Puente Panamericana – Puente Inca)

El diseño de un dique consiste de:

- a. determinación de la altura
- b. determinación del ancho de corona
- c. determinación de los taludes laterales
- d. revestimientos
- e. protección al pie del talud
- f. filtro
- g. análisis de estabilidad

a) Diseño de la Altura

La altura necesaria de un dique se obtiene agregando a la altura calculada por máxima descarga, una altura adicional llamada borde libre, este borde libre es una altura de seguridad.

El borde libre varía según las características climatológicas, de caudal, y de la zona a proteger. A continuación se muestra el cuadro, donde se recomienda la altura de borde libre según la descarga calculada.

CUADRO N° 3.6

Borde libre recomendado según la descarga de diseño

Descarga de diseño (m ³ /s)	Borde libre (m)
Menos de 200	0.6
200 – 500	0.8
500 - 2000	1.0

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

Entonces de acuerdo a esta tabla seleccionamos un borde libre de 0.80m.

b) Diseño del ancho de la Corona

El ancho de la corona se diseña de acuerdo a las características de cada río y de cada sección. El diseño depende de la importancia del dique, del material utilizado en su construcción, de la duración de la avenida, etc. sin embargo, al igual que ocurre con la altura del dique, no es conveniente cambiar el ancho de la corona de acuerdo a las necesidades de cada lugar ya que la población se ve influenciada psicológicamente. A continuación, se presenta el en siguiente cuadro la variación de anchos de corona según las descargas de diseño.

CUADRO N° 3.7

Ancho de corona recomendado según la descarga de diseño

Descarga de diseño (m ³ /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.

c) Pendiente del Talud del Dique

El talud de un dique varía mucho según el carácter 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.

d) Revestimientos

Debido a que los diques se construyen generalmente de tierra y arena, es necesario revestirlos para protegerlos de la erosión y la filtración del flujo de agua.

En general la altura del revestimiento del dique será igual al nivel de máxima avenida. Pero en secciones angostas del río, en lugares con probabilidad de fuerte viento, en la proximidad de la boca del río y en ríos rápidos, dicha altura será igual a la del dique.

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

Diámetro de las rocas de revestimiento

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

$$Peso\ min = \frac{2 * 10^{-5} * V^6 * S}{Sen(P - Z)^3 * (S - 1)}$$

Donde:

Peso mínimo = peso mínimo de la roca en libras

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

S = gravedad específica de la roca en tn / m^3

Z = talud del muro

V = velocidad del río en pies / s

Tenemos:

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

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

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

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

$$\text{Peso min} = 204 \text{ kg}$$

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

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

- 2) 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 = factor ($b=1.4$ para condiciones de mucha turbulencia)

V = velocidad máxima del agua = 3.64 m/s

γ_a = densidad del agua = 1000 k/m³

γ_r = densidad de la roca = 2650 k/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/seg

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 gráfico N° 3.2), encontramos que la probabilidad de no movimiento para d_{50} es del 90%, pero por tratarse de defensas ribereñas y para mayor seguridad tomamos la probabilidad del evento a un 99%, encontrando que (τ/τ_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%:

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

$$d \geq 0.53m$$

De los dos métodos anteriores seleccionamos que el diámetro mínimo de las rocas a ser colocadas para el enrocado para evitar los efectos de la socavación y garantizar estabilidad del talud, será de 0.60m. de diámetro.

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

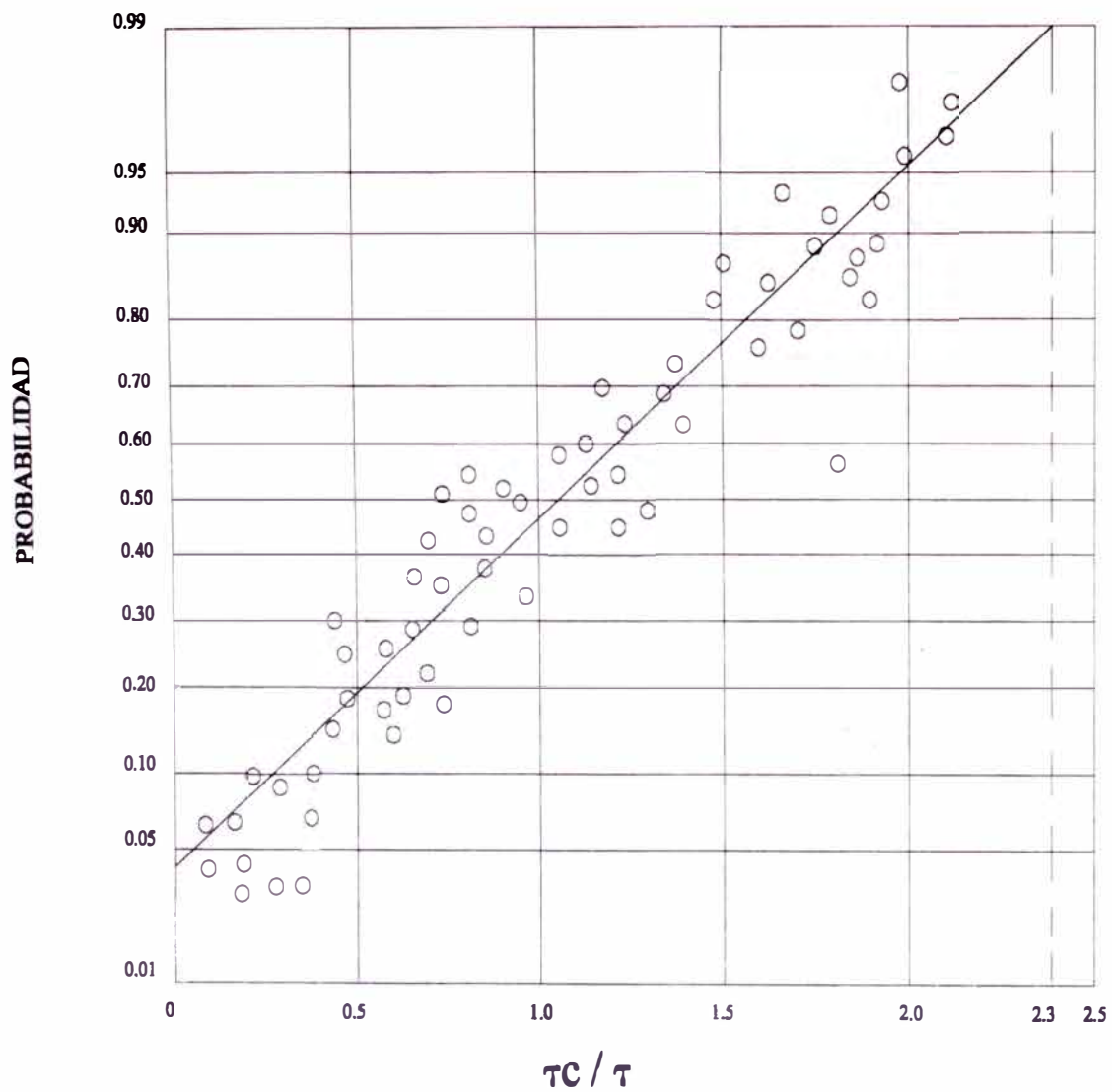


GRAFICO Nº 3.2

e) Protección al pie del dique

La construcción de una protección al pie de un dique permite una disminución de la fuerza del flujo y previene la socavación. Esta protección debe ser resistente a la fuerza de tracción, tener larga durabilidad y resistir las variaciones del flujo

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 $Y = 1.50\text{m}$, el cual es una prolongación de un talón de enrocado.

f) Filtros

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).

g) Análisis de Estabilidad

1) Estabilidad del dique

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° 3.10 y son:

W = peso de la dovela

KW = fuerza sísmica (k es el coeficiente sísmico)

U = fuerza de presión de poros (ul)

N' = fuerza normal efectiva en la base

S/F = fuerza de corte

E_i, E_{i+1} = fuerzas horizontales

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

$$W - U \cos \alpha - N' \cos \alpha - \frac{c'l + N' \tan \phi}{F} \sin \alpha = 0 \quad (3.3.1)$$

Donde c' y ϕ' son parámetros de resistencia al corte

Despejando N' obtenemos:

$$N' = \frac{W - U \cos \alpha - \frac{c'l \sin \alpha}{F}}{\cos \alpha \left(1 + \frac{\tan \phi' \tan \alpha}{F} \right)} \quad (3.3.2)$$

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

$$Mr = r \sum (c' + \sigma', \tan \phi') l = r (\sum c'l + \tan \phi' \sum N') \quad (3.3.3)$$

$$Md = r \sum W_i \sin \alpha + kW y_k \quad (3.3.4)$$

Donde y_k es el brazo de momento de la fuerza sísmica

Entonces el factor de seguridad está dado por:

$$F = \frac{r(\sum c'l + \tan\phi' \sum N')}{r \sum W_i \text{sen } \alpha + kW y_k} \quad (3.3.5)$$

Reemplazando el valor de N' de la ecuación (3.3.2) obtenemos:

$$F = \frac{r \sum ([c'l \cos\alpha + (W - U \cos\alpha) \tan\phi'])}{\sum (Wr \text{sen } \alpha + kW y_k)} \quad (3.3.6)$$

Donde:

$$M\alpha = \cos\alpha \left(1 + \frac{\tan\phi' \tan\alpha}{F} \right) \quad (3.3.7)$$

Con la ecuación (3.3.6) se procede a calcular el factor de seguridad para cada círculo de falla propuesto.

METODO DE BISHOP MODIFICADO

FUERZAS ACTUANTES EN UNA DOVELA TIPICA

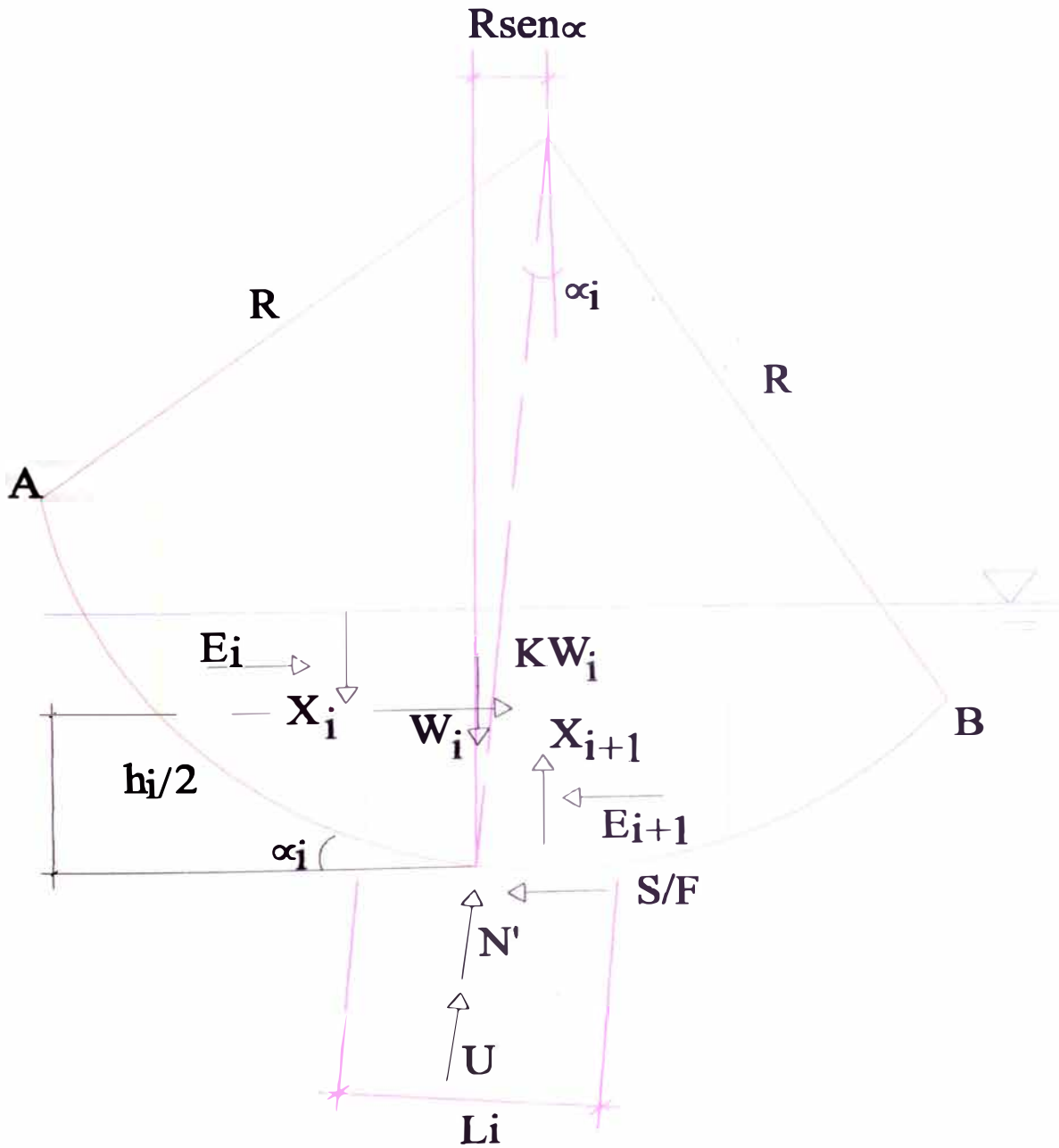


FIGURA N° 3.10

Los análisis de estabilidad han sido hechos para 3 condiciones:

Caso 1: Dique al final de la construcción

Caso 2: Durante la ocurrencia de la avenida de diseño

Caso 3: Dique en vaciado rápido

Los 3 casos se analizó aguas arriba y abajo; se utilizó sismo en los dos primeros casos.

Los factores de seguridad mínimos recomendados se dan en el cuadro N° 3.8 y en la figura N° 3.11 se muestra la zonificación del coeficiente sísmico k para presas pequeñas y medianas, en este caso se ha utilizado un valor de k igual a 0.15.

Los diques se construirán de material compuesto de grava arcillosa, los valores de γ , ϕ y c siguientes han sido obtenidos de ensayos realizados en muestras GC (terraplén) y GP (cimentación) similares a los existentes en la zona.

- Para la cimentación GP: $\gamma = 2.1 \text{ ton/m}^3$

$$\phi = 34^\circ$$

$$c = 0$$

- Para el terraplén GC: $\gamma = 1.9 \text{ ton/m}^3$
- Para el enrocado $\gamma = 2.65 \text{ ton/m}^3$ $\phi = 36^\circ$
- 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:

$$\phi = 20^\circ$$

$$C = 0$$

CUADRO N° 3.8

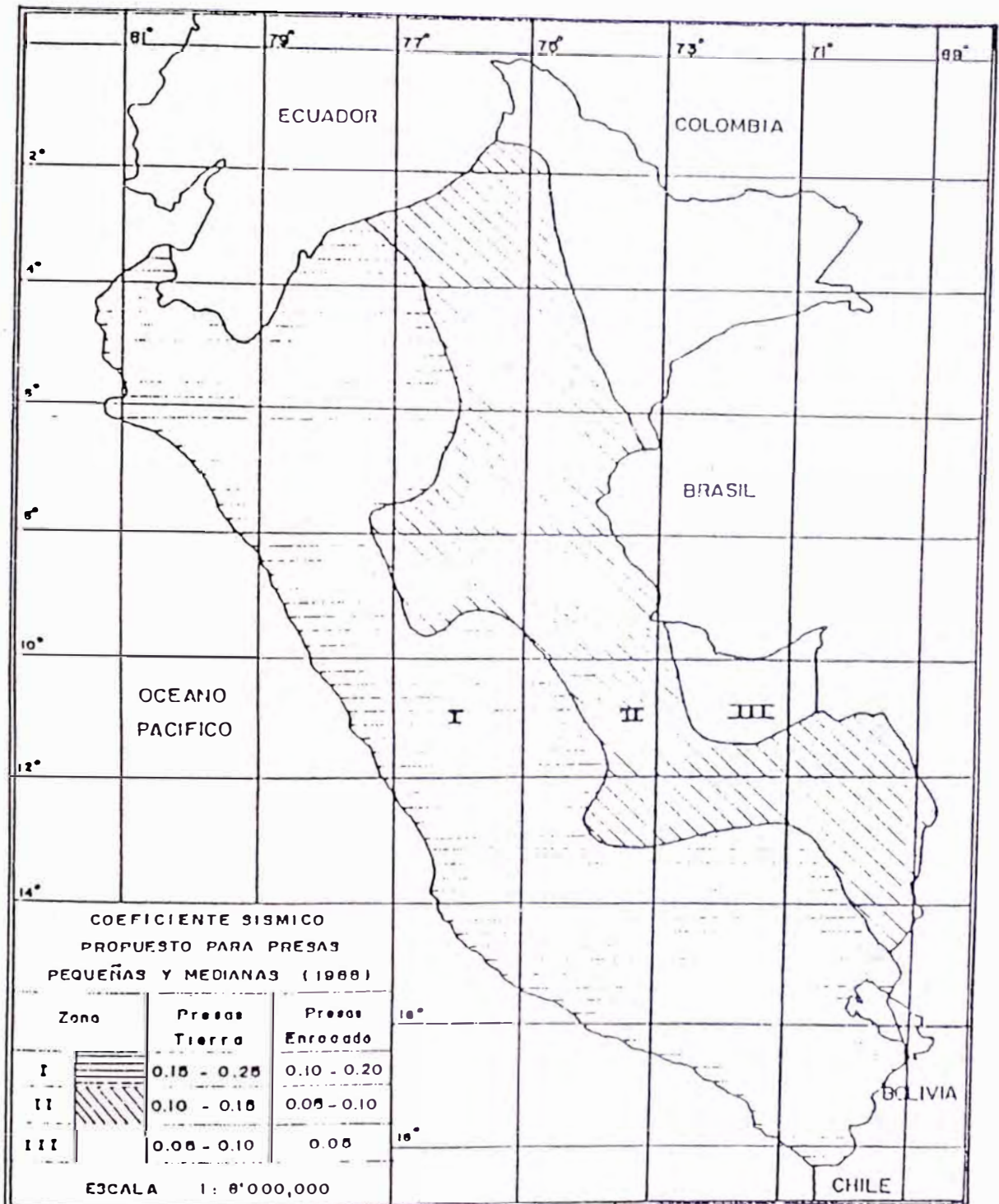
Factores de Seguridad Mínimos para el Diseño de Presas de Tierra (*)

Condición de Diseño	Factor de Seguridad	
	Aguas Ariba	Aguas Abajo
a) Al final de la construcción	1.3	1.3
b) Desembalse rápido	1.0	-----
c) Embalse lleno	-----	1.5
d) Sismo (sólo a) y c))	1.0	1.0

Fuente: Memorias del Seminario Diseño de Presas de Tierra.

Del 9 al 11 de Mayo de 1990 – CISMID

(*) Un dique y una presa pequeña de tierra tienen similares comportamientos.



Fuente: VII Congreso Nacional de Ingeniería Civil - 5-II de Setiembre 1986
Huaraz - Ancash.

FIGURA N° 3.11 Zonificación del Coeficiente Sísmico en el Perú

Con todos los datos arriba descritos y con ayuda de un programa de cómputo elaborado, se ha probado distintos círculos de falla pasando cerca al pie del dique y cuyos resultados se detallan en los cuadros y figuras siguientes.

CUADRO N° 3.9
Análisis del dique al final de la construcción
Talud Aguas Arriba

FS	Radio (m)
4.405	6.1
4.450	6.2
4.451	6.1
4.529	6.0
4.544	6.1

CUADRO N° 3.10
Análisis del dique al final de la construcción
Talud Aguas Abajo

FS	Radio (m)
2.894	6.1
2.920	6.3
2.926	6.2
2.947	6.4
2.957	6.2

CUADRO N° 3.11

Análisis del dique durante la avenida de diseño

Talud Aguas Arriba

FS	Radio (m)
1.523	6.3
1.560	6.2
1.582	6.1
1.594	6.1
1.622	6.1

CUADRO N° 3.12

Análisis del dique durante la avenida de diseño

Talud Aguas Abajo

FS	Radio (m)
3.193	7.4
4.267	6.4
4.332	6.6
4.485	6.7
4.578	6.3

CUADRO N° 3.13

Análisis del dique en vaciado Rápido

Talud Aguas Arriba

FS	Radio (m)
1.912	6.2
1.955	6.1
1.983	6.1
2.016	6.1
2.054	6.0

CUADRO N° 3.14

Análisis del dique en vaciado Rápido

Talud Aguas Abajo

FS	Radio (m)
1.739	7.4
2.606	6.4
2.874	6.6
3.076	6.7
3.146	6.2

CUADRO N° 3.15

Análisis del dique al final de la construcción

Con Sismo - Talud Aguas Arriba

FS	Radio (m)
3.076	6.2
3.084	6.1
3.092	6.1
3.133	6.1
3.138	6.0

CUADRO N° 3.16

Análisis del dique al final de la construcción

Con Sismo - Talud Aguas Abajo

FS	Radio (m)
2.302	6.1
2.318	6.3
2.319	6.1
2.323	6.2
2.325	6.2

CUADRO N° 3.17

**Análisis del dique durante la avenida de diseño
Con Sismo - Talud Aguas Arriba**

FS	Radio (m)
1.189	6.3
1.194	6.5
1.208	6.3
1.214	6.0
1.220	6.1

CUADRO N° 3.18

**Análisis del dique durante la avenida de diseño
Con Sismo - Talud Aguas Abajo**

FS	Radio (m)
1.548	7.4
1.958	6.4
2.032	6.6
2.117	6.7
2.246	6.4

Análisis de Estabilidad al Final de la construcción sin Sismo - Talud Aguas Arriba

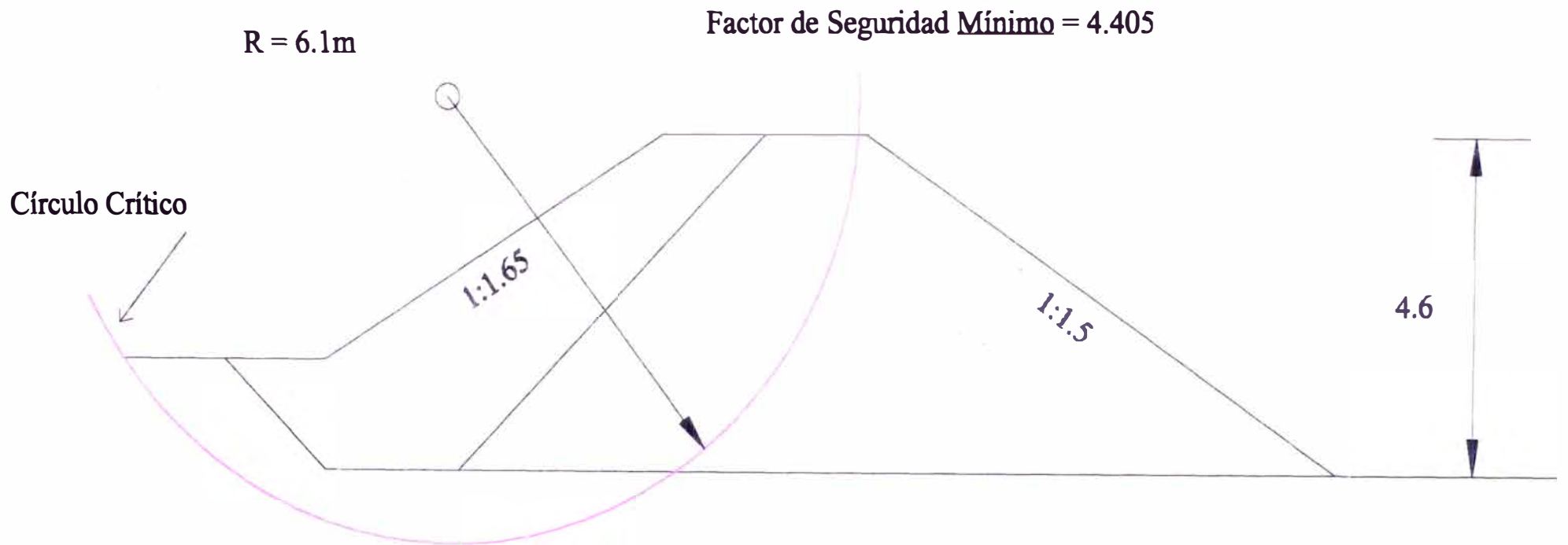


FIGURA N° 3.12

Análisis de Estabilidad al Final de la construcción con Sismo - Talud Aguas Arriba

Factor de Seguridad Mínimo = 3.076

R = 6.2m

FS = 3.076 RADIO = 6.2

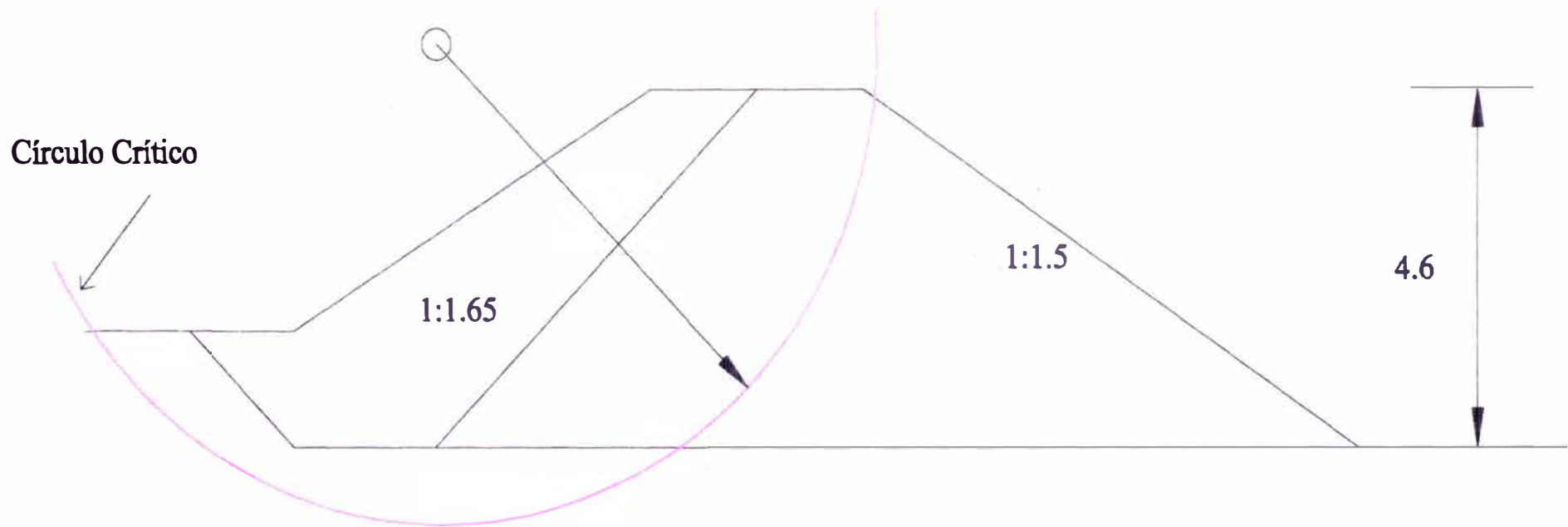


FIGURA N° 3.13

de Estabilidad Duante la Ocurrencia de la Avenida de Diseño

sin Sismo - Talud Aguas Arriba

Factor de Seguridad Mínimo = 1.523

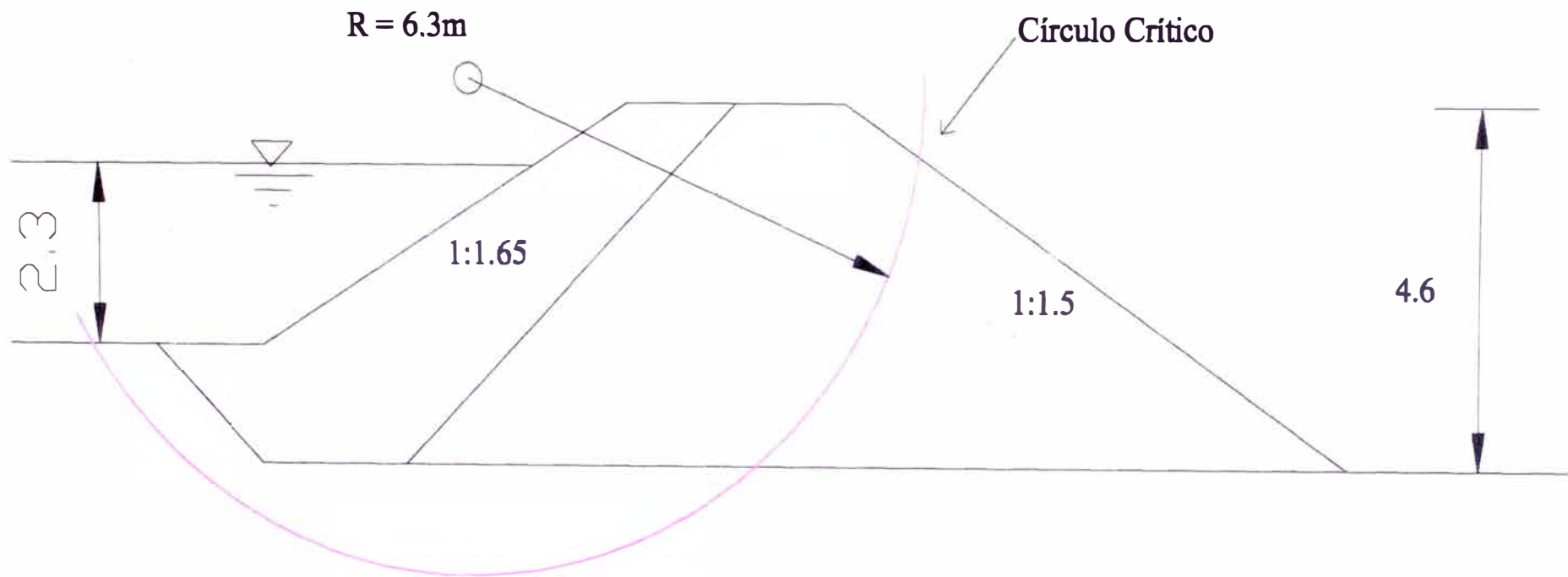


FIGURA N° 3.14

Análisis de Estabilidad Duante la Ocurrencia de la Avenida de Diseño con Sismo - Talud Aguas Arriba

Factor de Seguridad Mínimo = 1.189

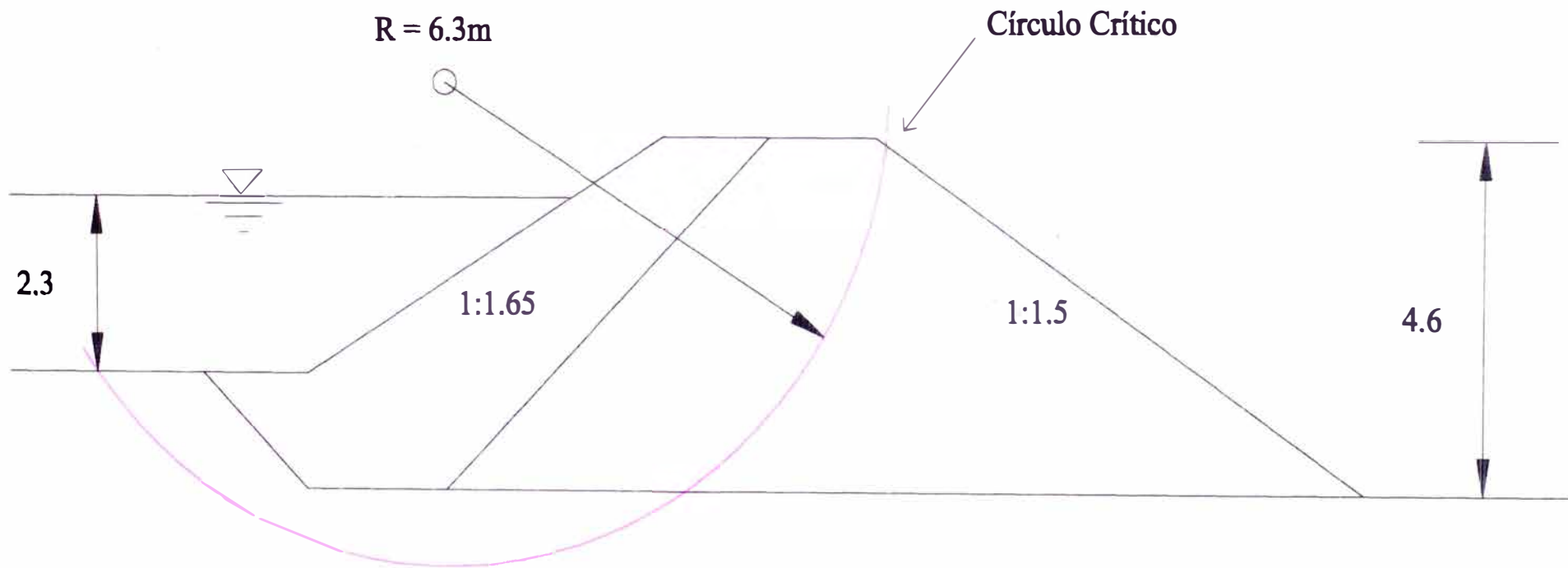


FIGURA Nº 3.15

Análisis de Estabilidad en Vaciado Rápido

Talud Aguas Arriba

Factor de Seguridad Mínimo = 1.912

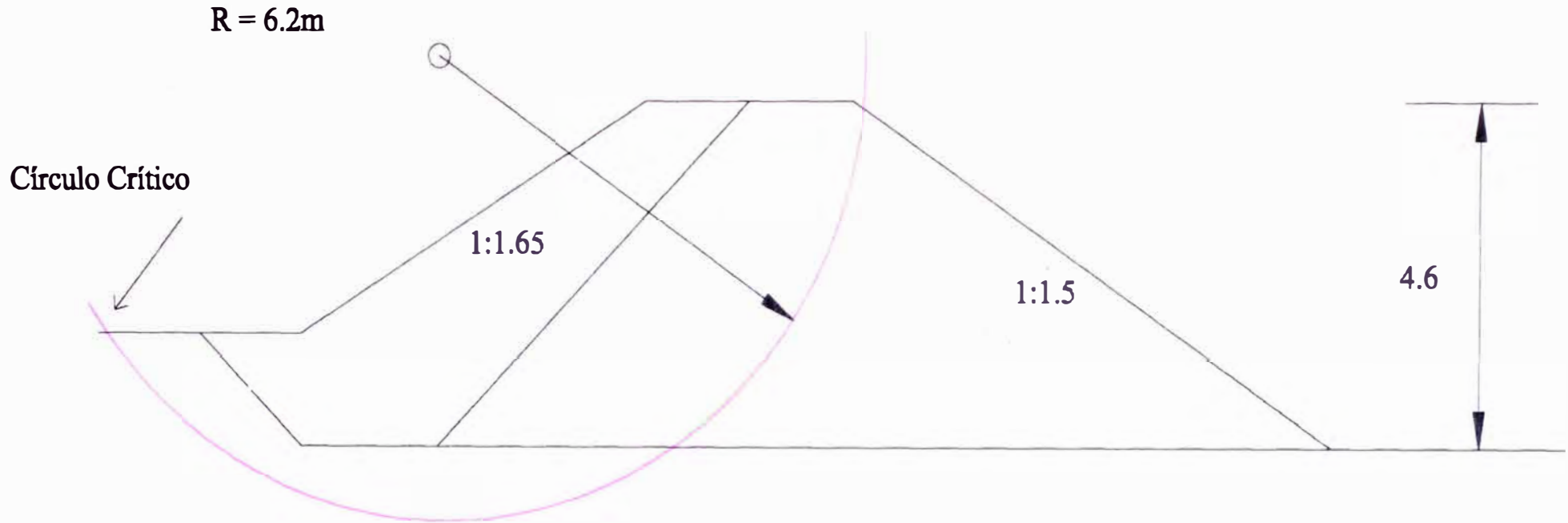


FIGURA N° 3.16

Análisis de Estabilidad al Final de la construcción sin Sismo - Talud Aguas Abajo

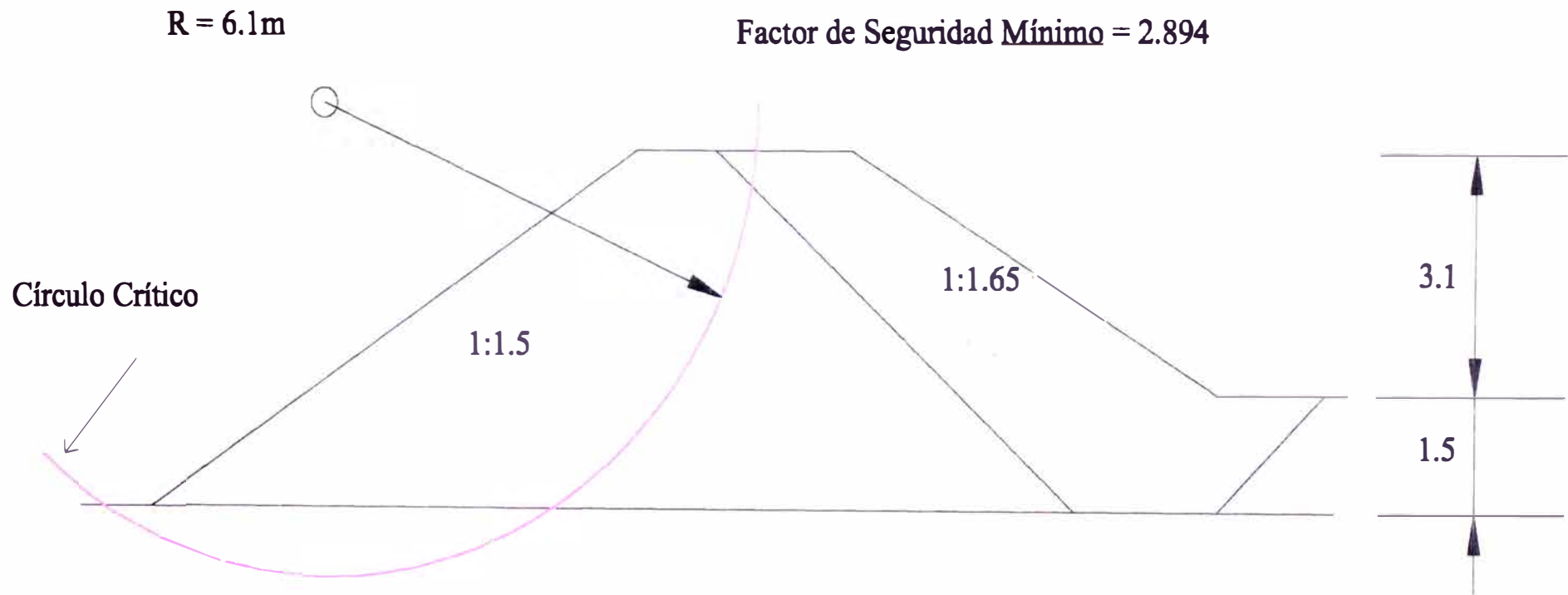


FIGURA N° 3.17

Análisis de Estabilidad al Final de la construcción con Sismo - Talud Aguas Abajo

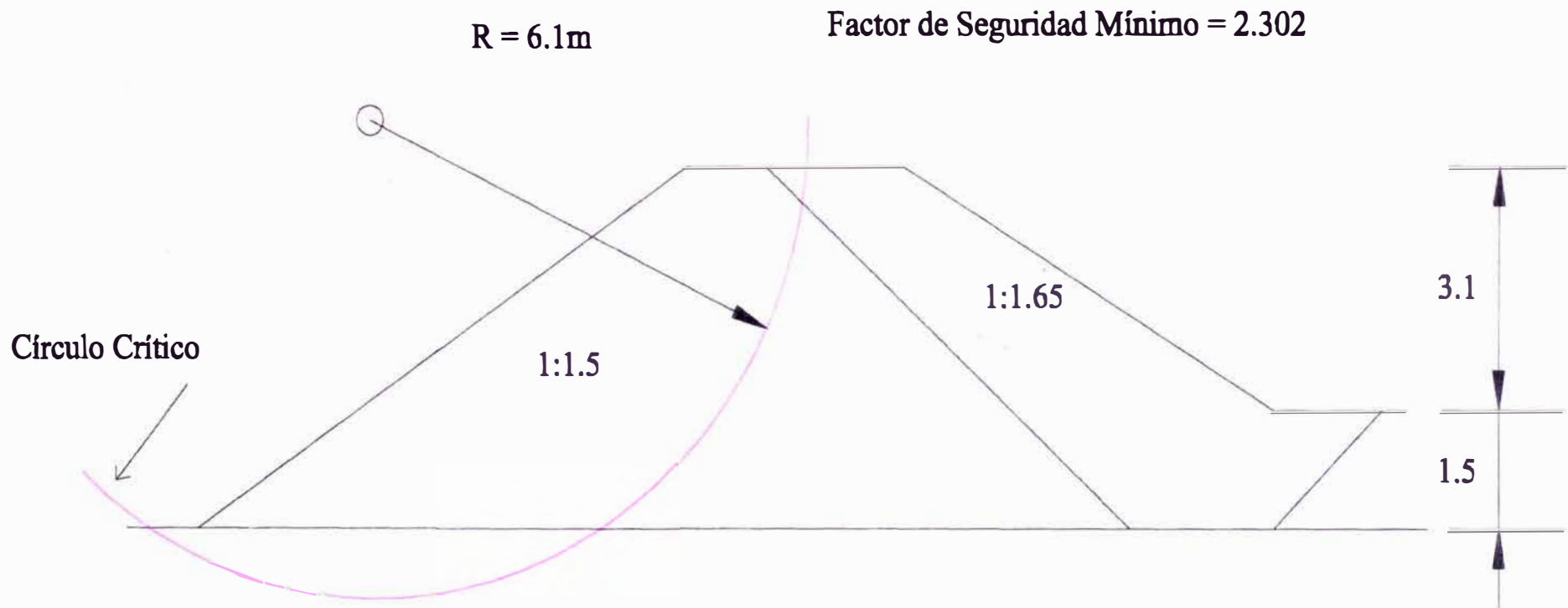


FIGURA N\u00b0 3.18

2) Estabilidad de la estructura de enrocado del dique

a) DESLIZAMIENTO

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

Se usa un coeficiente de deslizamiento C_d mayor o igual que 1.5

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

Donde:

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

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

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

Empuje activo

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

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

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

Donde :

ϕ = ángulo de fricción interna

θ = ángulo sobre la horizontal del talud del material

Para el cálculo de estabilidad del enrocado se ha considerado dos casos:

Para el primer caso tenemos los siguientes datos:

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

$$\phi = 30^\circ$$

$$\theta = 0$$

$$f = 0.6$$

$$h = 3.1 + 1.5 = 4.6 \text{ (ver fig. N}^\circ \text{ 3.19)}$$

Reemplazando en las fórmulas tenemos:

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

$$H_a = E_a = 1/2 * 0.33 * 2.1 * 4.6^2 = 7.33 \text{ Tn.}$$

Empuje pasivo

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

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

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

Reemplazando en las fórmulas tenemos:

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

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

Con referencia a la figura N° 3.20 tenemos:

$$Hr = f * \text{peso}$$

$$\rightarrow 0.6 * (W1 + W2) = 0.6 * (13.91 + 20.54) = 20.67 \text{ Tn.}$$

$$Cd = Hr / Ha \rightarrow 20.67 / 7.33 = 2.82 > 1.5 \text{ conforme}$$

b) 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 2.0

$$C_v = \frac{M_r}{M_v} \geq 2.0$$

Donde:

$M_r = \text{momento resistente}$

$M_v = \text{momento de volteo}$

Tomando la sumatoria de momentos en el punto A (ver figura N° 3.20)

$$M_r = E_p 1.5/3 + W_1 * 2.5 + W_2 * 5.0332 = 154.62 \text{ T- m}$$

$$M_v = E_a * 4.6/3 = 7.33 * 4.6/3 = 11.24 \text{ T- m}$$

$$C_v = M_r / M_v \rightarrow 154.62 / 11.24 = 13.76 > 2 \text{ conforme}$$

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

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

$$C_v = 11.59 > 2 \text{ conforme}$$

SECCION TIPICA DE ENROCADO (PRIMER CASO)

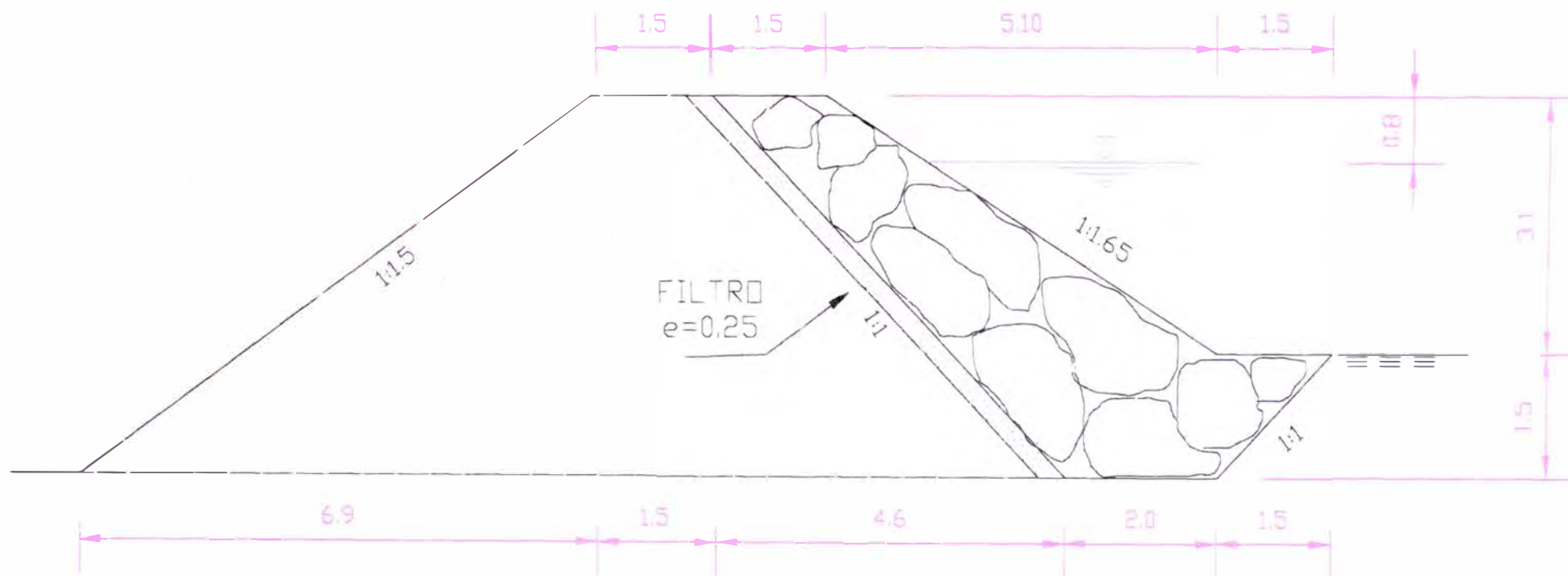


FIGURA Nº 3.19

ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LA ESTRUCTURA DE ENROCADO

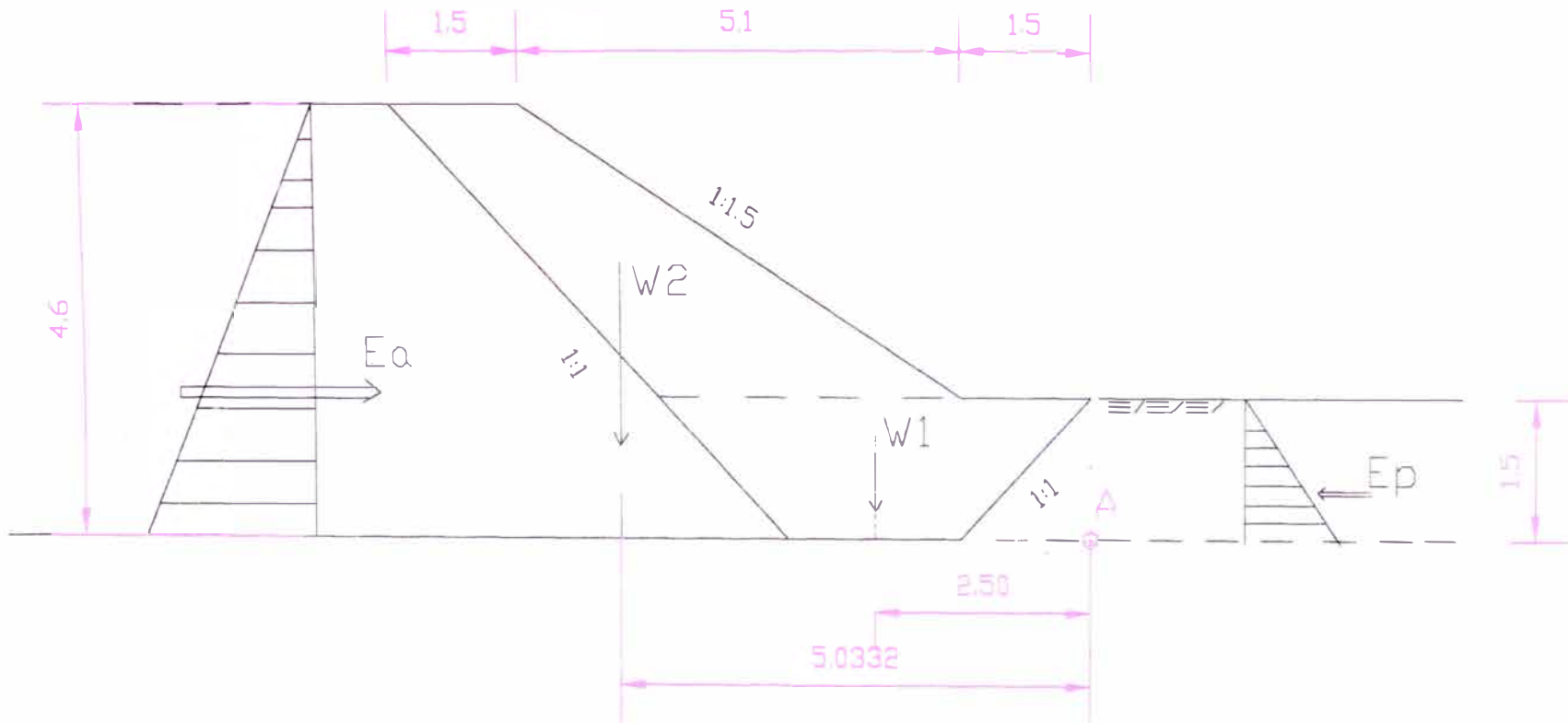


FIGURA N° 3.20

SECCION TIPICA DE ENROCADO (SEGUNDO CASO)

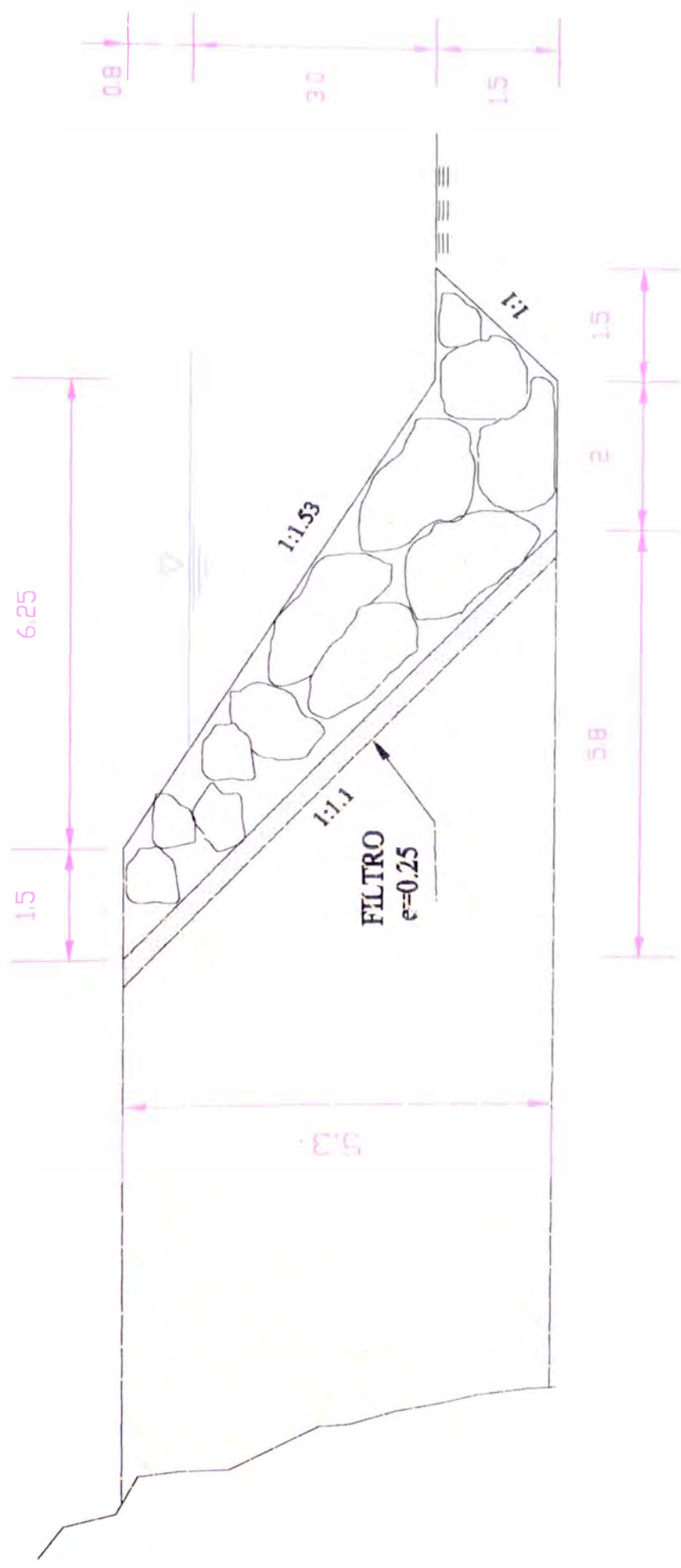


FIGURA N° 3.21

3.3.7 Diseño de Estructuras Gavionadas

Principios básicos de construcción

Para construir una obra de protección de gaviones, se debe considerar los siguientes aspectos:

- a. deformabilidad
- b. capacidad de soporte del suelo
- c. estabilidad
- d. diámetro del material de relleno
- e. construcción de la base antisocavante

a) deformabilidad de la obra

Si consideramos que cada bloque actúa como un elemento aislado, la deformabilidad queda garantizada en el gavión de acuerdo a datos experimentales, para soportar hasta 5 Ton/m³.

Vale decir que un cubo de 1m x 1m x 1m podrá soportar hasta 5 toneladas de peso. Esto equivale a 0.5 kg/m² sobre la base del gavión si consideramos:

$$P_p = 2.6 \text{ Ton/m}^3$$

$$n = 0.30 \text{ porcentaje de huecos}$$

$$P_p = 2.6 (1-0.30) \rightarrow P_g = 1.82 \text{ Ton/m}^3$$

b) Capacidad de soporte del suelo

Para determinar la capacidad de soporte del suelo, se debe recurrir al cálculo de este valor mediante el METODO DE TERZAGHI, que se detalla a continuación:

Cuando se trata de obras pequeñas y se está en condiciones de reconocer con certeza el tipo de terreno, se puede recurrir a valores de construcción para cimientos continuos.

Los terrenos de fundaciones no deberán soportar presiones superiores a las que más adelante se indican, cuando se trate de cimientos continuos como se muestra en el siguiente cuadro.

CUADRO N° 3.19
Presión Admisible

Naturaleza del Terreno	(kg/cm²)
roca dura, roca primitiva	20 a 25
roca blanda (toba, arenisca, caliza)	8 a 10
arenisca arcillosa	5 a 8
grava conglomerada dura	5 a 7
grava suelta o poco conglomerada	3 a 4
arena de grano grueso	1.5 a 2
arcilla compacta o con arena seca	1 a 1.5
arena de grano fino según su grado de capacidad	0.5 a 1.0
arcilla húmeda	0.5
fango o arcilla empapada	0.0

La ecuación de Capacidad de Soporte del Suelo o de "Terzaghi", es la siguiente:

$$q_u = C * N_c + \gamma_s * D_f * N_q + \frac{1}{2} * \gamma_s * B * N_p$$

En donde:

C = Cohesión

γ_s = Peso específico del terreno

D_f = Profundidad de la fundación

B = Ancho de la fundación

N_q, N_c, N_p = Factor de capacidad de carga

q_u = capacidad portante última del terreno

Esta ecuación fue desarrollada por Terzaghi para fundaciones poco profundas ($B \geq D_f$) y continuas.

El procedimiento de cálculo y coeficientes de este método es el siguiente:

Para utilizar la fórmula de Terzaghi es necesario conocer el valor del ángulo de fricción interna del suelo, con este valor conocido se podrá calcular los coeficientes de capacidad de soporte, N_q, N_c, N_p utilizando el siguiente cuadro.

CUADRO N° 3.20

Coefficientes de Capacidad de Soporte de Terzaghi

ϕ	N_c	N_q	N_p
0	5.14	1.0	0.0
10	8.00	2.0	0.0
20	15.00	6.0	3.0
25	21.00	11.0	8.0
30	30.00	18.0	18.0
35	46.00	33.0	40.0
40	75.00	64.0	90.0
45	134.00	135.0	240.0

El valor de la cohesión C depende del tipo de suelo. En el caso de suelos granulares, como gravas o arenas, el valor es despreciable y no se considera en el cálculo de la capacidad de soporte.

En el caso de suelos finos o gran proporción de elementos finos, como arcillas y limos, es necesario efectuar ensayos de laboratorio para determinar el valor de C , que puede llegar a ser importante en el valor de capacidad de soporte del suelo.

El valor de q_u finalmente obtenido deberá ser sometido a un factor de seguridad (F.S.) obteniendo q_a (capacidad portante admisible del terreno), quedando por tanto:

$$q_a = \text{trabajo} = q_u / F.S.$$

Valores recomendados de factores de seguridad: F.S. 2.5 a 3.0

Para nuestro caso tenemos los siguientes datos:

Para el tramo Hacienda Caballero – Puente Panamericana

Gavión tipo 1 - Figura N° 3.22

$\phi = 30^\circ$ (grava arenosa, pobremente graduada), más desfavorable, para este valor tenemos en el cuadro N° 3.20

$$Nq = 18.0 \qquad Nc = 30.0 \qquad Np = 18.0$$

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

$$D_f = 0.5 \text{ m.}$$

$$B = 2.0 \text{ m.}$$

$$C = 0 \text{ (suelo granular, grava arenosa)}$$

$$F.S. = 3.0$$

Reemplazando los datos tenemos:

$$q_u = 2.1 * 0.5 * 18 + \frac{1}{2} * 2.1 * 2 * 18 = 56.7 \text{ T/m}^2$$

$$q_a = 56.7 / 3.0 = 1.89 \text{ k/cm}^2$$

c) Estabilidad de los gaviones

La obra en gaviones es esencialmente una estructura que se sustenta en su propio peso y todas las otras fuerzas que actúan sobre ella se debe al empuje del agua o el suelo.

A partir de esta teoría estudiaremos la resistencia al deslizamiento del muro en torno al punto A de la base. El procedimiento de cálculo de estas fuerzas y su estabilidad es el siguiente:

Para el cálculo de cada una de las fuerzas, en la opción más desfavorable, suponemos que el nivel de aguas arriba es cero, es decir, no produce efecto alguno sobre el dique, ver figura N° 3.25.

1) Fuerza lateral que provoca la presión del dique

$$F_1 = E_a = \frac{1}{2} * K_a * \gamma * h^2$$

Donde:

γ = peso específico del material del dique

h = altura del dique

K_a = coeficiente del empuje activo = 0.33

La distancia y a que actúa es:

$$y = \frac{1}{3} h$$

Para nuestro caso, ver figura N° 3.28, tenemos:

$$\gamma = 2100 \text{ kg/m}^3$$

$$Y = 1.80 \text{ m}$$

$$y = 1/3 * 1.80 = 0.60 \text{ m.}$$

Reemplazando datos tenemos:

$$F_1 = 1/2 * 2100 * 0.33 * 1.80^2 = 1123 \text{ k/m}$$

2) Peso del gavión

$$F_2 = \gamma_g * A_1$$

$$F_3 = \gamma_g * A_2$$

Donde:

γ_g = peso específico del gavión

A = área del gavión

Para nuestro caso tenemos:

$$\gamma_g = 1820 \text{ kg/m}^3$$

$$A_1 = 1.5 * 0.8 = 1.2 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 2.0 * 1.0 = 2.0 \text{ m}^2$$

Reemplazando los datos tenemos:

$$F_2 = 1820 * 1.2 = 2184 \text{ k/m}$$

$$F_3 = 1820 * 2.0 = 3640 \text{ k/m}$$

Conocidas las nuevas fuerzas que actúan, en el caso más desfavorable, analizaremos la estabilidad al deslizamiento y volcamiento de los gaviones.

◆ **Estabilidad al vuelco**

La estabilidad es asegurada si el momento estabilizante, alrededor del punto A, predomina sobre el volcante.

Las fuerzas estabilizantes son:

- peso propio de la estructura ($F_2 + F_3$)

Las fuerzas volcantes son:

- empuje horizontal F_1
- otras fuerzas ocasionales (hielo, terremotos, etc)

Definido M_r , el momento de fuerzas volcantes y M_s el de las fuerzas estabilizantes, el coeficiente de seguridad al vuelco es:

$$S_r = \frac{M_s}{M_r} > 1$$

Para obras modestas es suficiente que sea:

$$S_r \geq 1.3$$

$$Ms = F_2 * X_1 + F_3 * X_2 =$$

$$2184 * 1.25 + 3640 * 1.0 = 6370 \text{ k} - \text{m}$$

$$Mr = F_1 * h / 3 = 1123 * 1.80 / 3 = 673.80 \text{ k} - \text{m}$$

$$Sr = Ms / Mr = 6370 / 673.80 = 9.45 > 1.3 \text{ conforme}$$

◆ Estabilidad al deslizamiento horizontal

El equilibrio al deslizamiento es comprobado cuando las fuerzas de fricción y cohesión agente en el plano de fundación compensan las fuerzas horizontales.

El coeficiente de seguridad al deslizamiento, S_s debe ser:

$$S_s = \frac{\sum V * \text{Tang } \theta}{\sum H} > 1.3$$

En el caso más común en que la estructura se funde en terrenos no coherentes puede asumirse $\text{Tang } \theta = 0.7$ (que corresponde a un ángulo de roce de 35° aproximadamente)

Reemplazando valores se tiene:

$$S_s = (F_2 + F_3) * 0.7 / F_1$$

$$S_s = (2184 + 3640) * 0.7 / 1123 = 3.63 > 1.3 \text{ conforme}$$

❖ **Solicitaciones en el suelo de fundación**

Para calcular de una manera sencilla los valores de sollicitación de la obra en el suelo, es necesario considerar lo siguiente: las diversas fuerzas que actúan sobre la estructura producen una sollicitación en el terreno de fundación. Para asegurar la estabilidad de la estructura, esta sollicitación debe ser menor que la admisible del suelo (q de trabajo).

Las fuerzas citadas podemos representarlas por una fuerza vertical V y un momento M , figura N° 3.26

Donde:

V = Suma de las fuerzas verticales

B = Ancho de la base de fundación

M = Momento volcante con respecto al centro de la base

Para la estabilidad de la estructura a construir, debemos verificar dos condiciones:

1. Que no se produzcan tracciones en el suelo, para ello definiremos la excentricidad como:

$$e \geq \frac{M}{V}$$

No se producirán tracciones si $e \geq B / 6$, es decir, la resultante cae dentro del tercio central de la base de la fundación.

$$e = (Ms - Mr) / (F_2 + F_3)$$

Reemplazando valores tenemos:

$$e = (6370 - 673.80) / (2184 + 3640) = 0.978$$

$$e > B / 6 = 2 / 6 = 0.333 \text{ conforme}$$

2. Que no sobrepase la carga admisible del terreno ($q_a = 1.89 \text{ k/cm}^2$).

El diagrama de tensiones en el suelo, σ tendrá la forma indicada como se muestra en la figura. N° 3.27

Los valores de sollicitación de la estructura quedan dados por la siguiente relación:

$$\sigma = \frac{V}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

Donde:

A = área de fundación

Se utiliza el signo (+) para σ_1 aguas debajo de la obra y (-) para

σ_2

Reemplazando valores tenemos:

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= (F_2 + F_3) / 2 * (1 + 6 * 0.978 / 2) = \\ &= (2184 + 3640) * 1.967 = 1.15 \text{ k/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_2 &= (F_2 + F_3) / 2 * (1 - 6 * 0.978 / 2) = \\ &= (2184 + 3640) * 0.967 = -0.56 \text{ k/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_1 = 1.15 \text{ k/cm}^2 < q_u = 1.89 \text{ k/cm}^2 \text{ conforme}$$

En general, si las cargas transmitidas al terreno son compatibles con su resistencia, se garantiza también la resistencia de la estructura en gaviones.

En el siguiente cuadro se muestra los valores del diseño de los tres tipos de gaviones que se van a colocar.

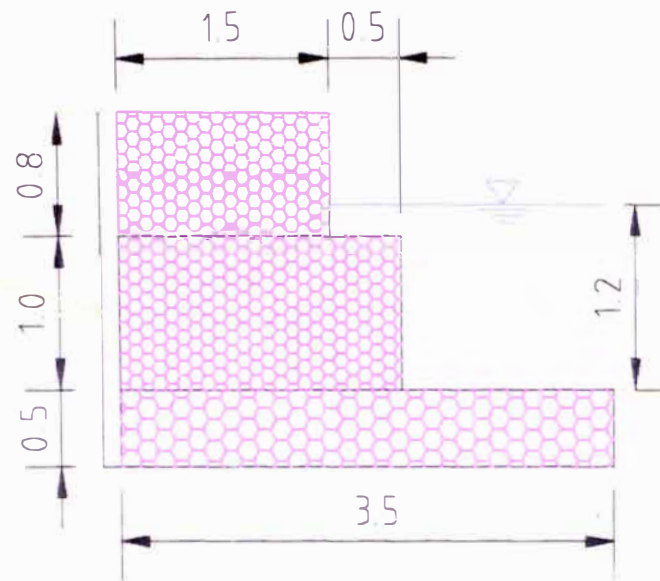
CUADRO Nº 3.21
Elementos Característicos de Diseño

	ZONA DE DISEÑO		
	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3
<i>1º Elevación</i>	<i>2.0 x 1.0</i>	<i>2.5 x 1.0</i>	<i>3.0 x 1.0</i>
<i>2º Elevación</i>	<i>1.50 x 0.8</i>	<i>2.0 x 1.0</i>	<i>2.5 x 1.0</i>
<i>3º Elevación</i>	<i>-----</i>	<i>1.50 x 0.5</i>	<i>2.0 x 1.0</i>
<i>4º Elevación</i>	<i>-----</i>	<i>-----</i>	<i>1.50 x 0.5</i>
<i>q (Kg/cm²)</i>	<i>1.89</i>	<i>2.21</i>	<i>2.90</i>
<i>Q (m³/s)</i>	<i>183</i>	<i>231</i>	<i>231</i>
<i>S</i>	<i>0.014</i>	<i>0.013</i>	<i>0.013</i>
<i>h</i>	<i>1.80</i>	<i>2.50</i>	<i>3.50</i>
<i>F1 (Kg/m)</i>	<i>1123</i>	<i>2166</i>	<i>4245</i>
<i>y (m)</i>	<i>0.60</i>	<i>0.83</i>	<i>1.17</i>
<i>F2 (Kg/m)</i>	<i>2184</i>	<i>1365</i>	<i>1365</i>
<i>X1 (m)</i>	<i>1.25</i>	<i>1.75</i>	<i>2.25</i>
<i>F3 (Kg/m)</i>	<i>3640</i>	<i>3640</i>	<i>3640</i>
<i>X2 (m)</i>	<i>1.00</i>	<i>1.50</i>	<i>2.00</i>
<i>F4 (Kg/m)</i>	<i>-----</i>	<i>4550</i>	<i>4550</i>
<i>X3 (m)</i>	<i>-----</i>	<i>1.25</i>	<i>1.75</i>
<i>F5 (Kg/m)</i>	<i>-----</i>	<i>-----</i>	<i>5460</i>
<i>X4 (m)</i>	<i>-----</i>	<i>-----</i>	<i>1.50</i>
<i>Mr (Kg/m)</i>	<i>673.80</i>	<i>935.83</i>	<i>1310.17</i>
<i>Ms (Kg/m)</i>	<i>6370</i>	<i>13536.30</i>	<i>26503.75</i>
<i>Sr</i>	<i>9.45 > 1.3 OK</i>	<i>14.46 > 1.3 OK</i>	<i>20.23</i>
<i>Ss</i>	<i>3.63 > 1.3 OK</i>	<i>3.01 > 1.3 OK</i>	<i>2.48</i>
<i>e</i>	<i>0.978</i>	<i>1.319</i>	<i>1.678</i>
<i>B/6</i>	<i>0.33</i>	<i>0.417</i>	<i>0.50</i>
<i>σ 1 (Kg/cm²)</i>	<i>1.15 < 1.89 OK</i>	<i>1.59 < 2.21 OK</i>	<i>2.18 < 2.90 OK</i>
<i>σ 2 (Kg/cm²)</i>	<i>-0.56</i>	<i>-0.828</i>	<i>-1.179</i>

ZONA PTE. PANAMERICANA - HACIENDA CABALLERO

GAVION TIPO 1

(Progresiva Km 10+761 - Km 29+011)



Base Antisocavante 3.5 x 0.5

Primera Elevación 2.0 x 1.0

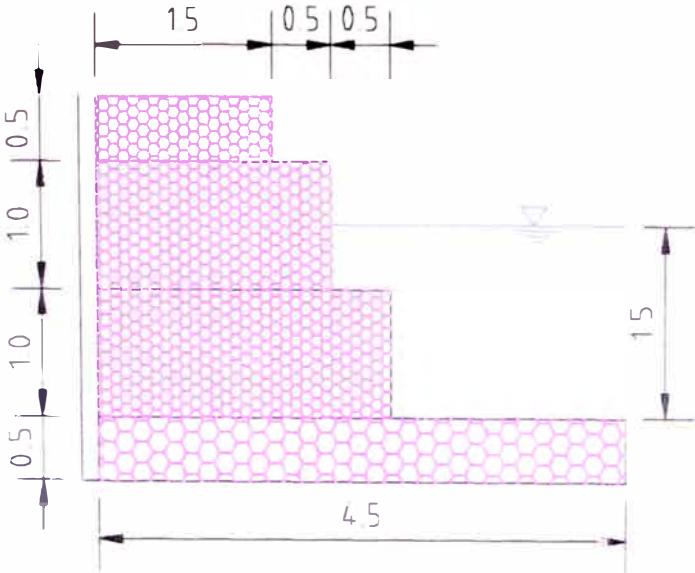
Segunda Elevación 1.5 x 0.8

FIGURA N°3.22

ZONA PTE. GAMBETTA - PTE. INCA

GAVION TIPO 2

(Progresiva Km 2+871 - Km 5+451)



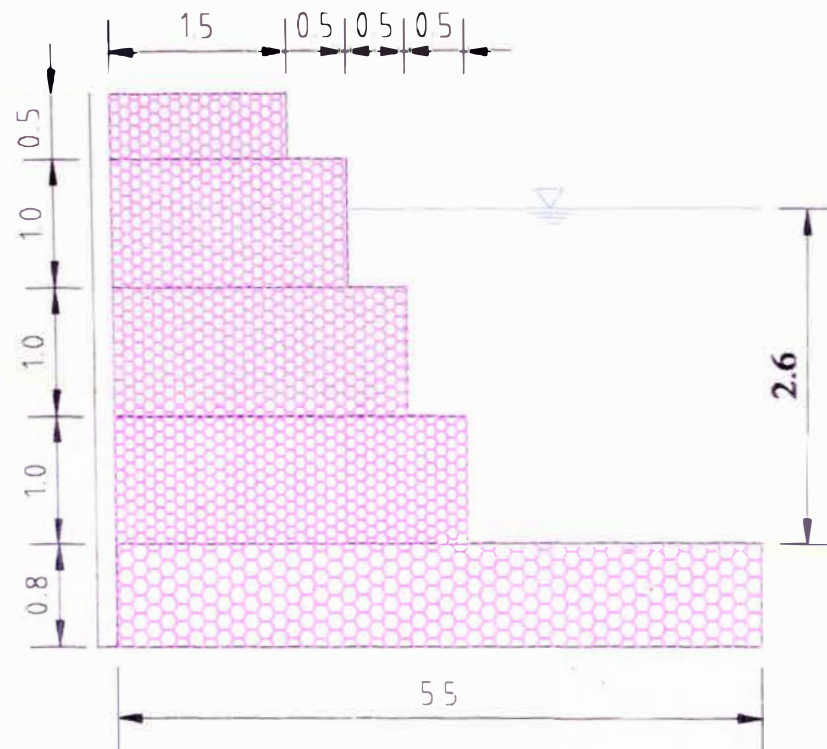
- Base Artisocavante 4.5 x 0.5
- Primera Elevación 2.5 x 1.0
- Segunda Elevación 2.0 x 1.0
- Tercera Elevación 0.5 x 1.5

FIGURA Nº3.23

ZONA DESEMBOCADURA - PTE. GAMBETTA

GAVION TIPO 3

(Progresiva Km 0+000 - Km 1+183)



Base Antisocavante	5.5 x 0.8	Tercera Elevación	2.0 x 1.0
Primera Elevación	3.0 x 1.0	Cuarta Elevación	1.5 x 0.5
Segunda Elevación	2.5 x 1.0		

FIGURA N°3.24

ESQUEMA DE FUERZAS

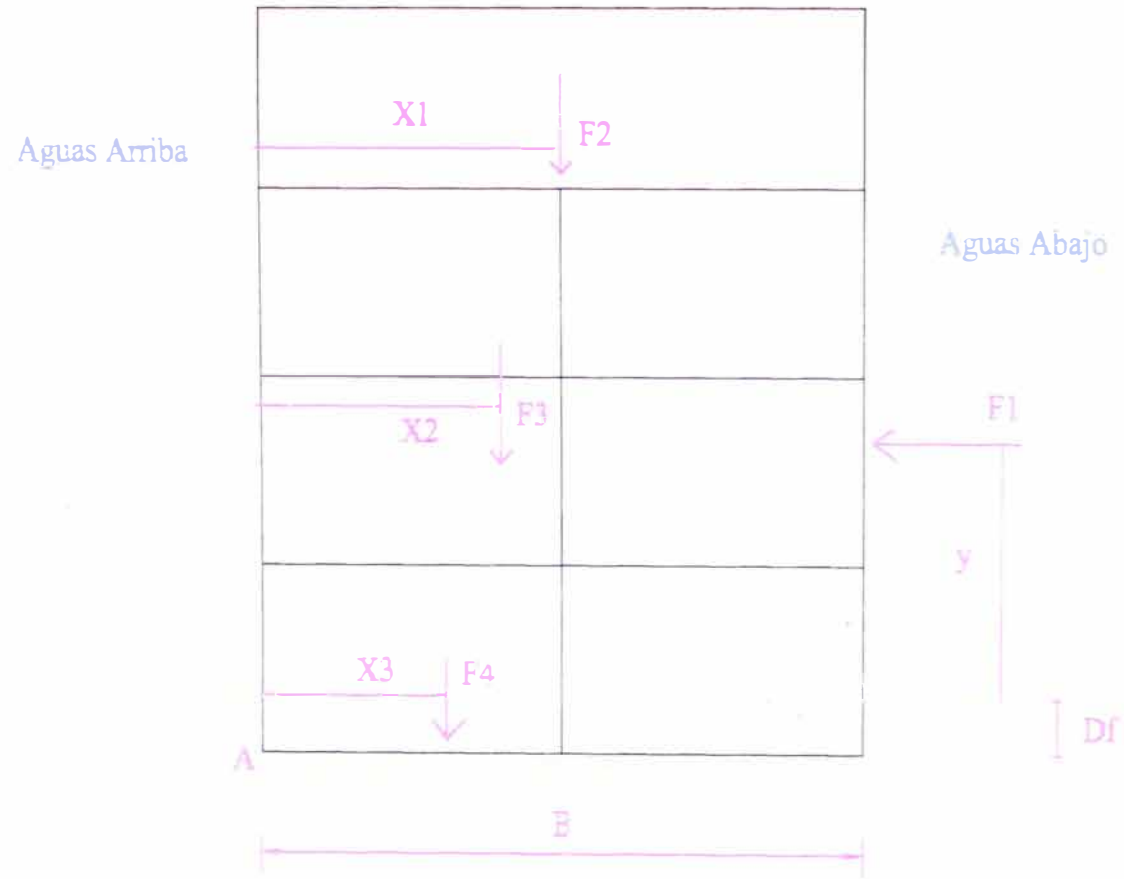


FIGURA N°3.25

REPRESENTACION DE LA FUERZA VERTICAL Y EL MOMENTO VOLCANTE

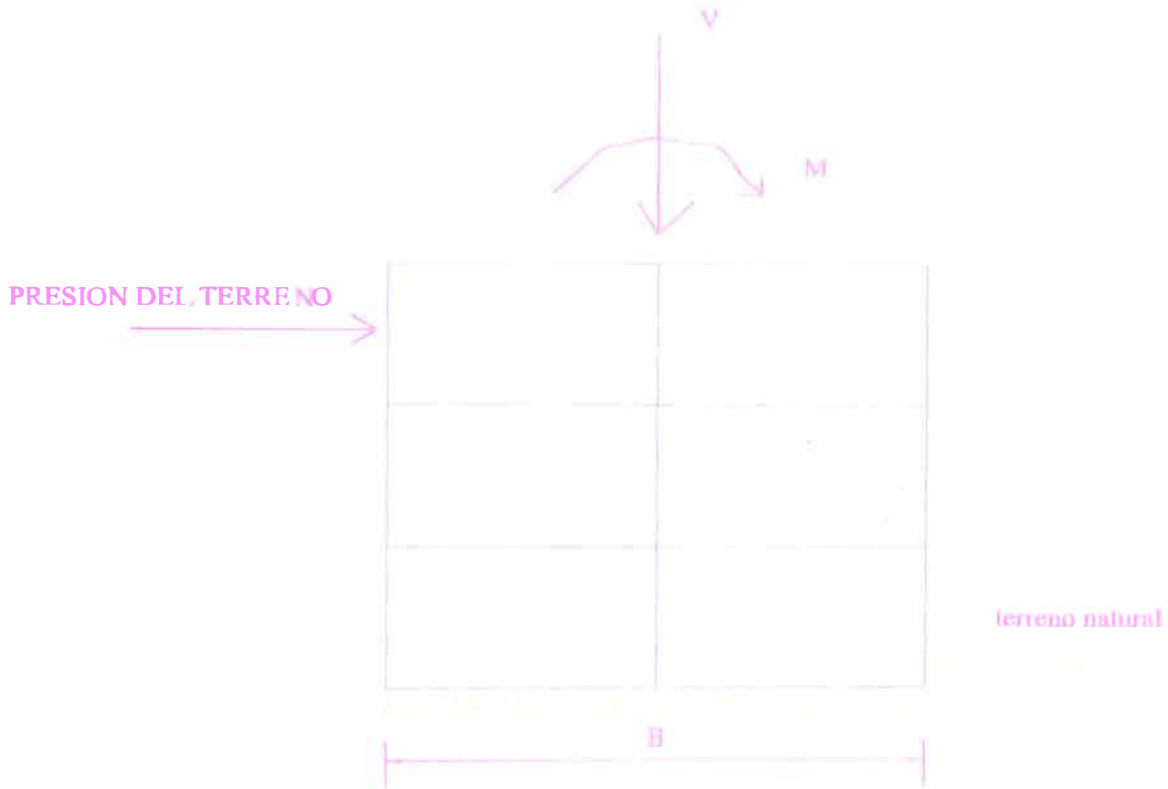


FIGURA Nº3.26

DIAGRAMA DE TENSIONES

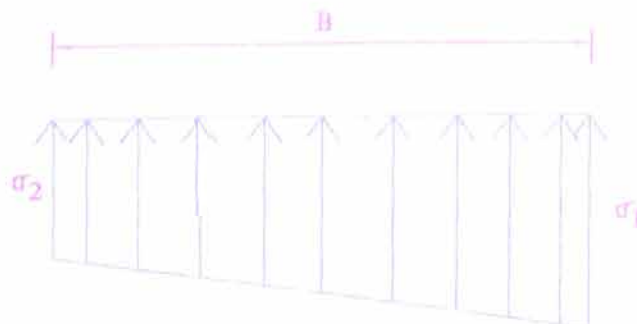
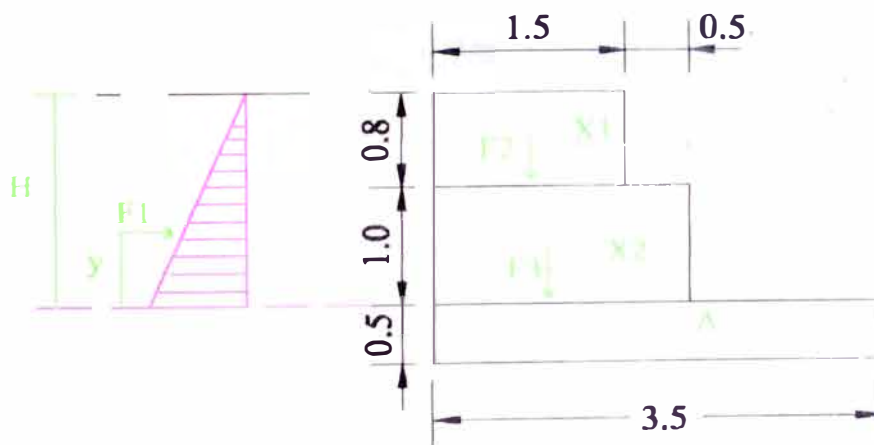


FIGURA Nº3.27

DETERMINACION DE LAS FUERZAS ACTUANTES

GAVION TIPO 1

(Progresiva Km 10+761 - Km 29+011)



Zona Pte. Panamericana - Hacienda Caballero

FIGURA N°3.28

d) Diámetro del material de relleno

Para determinar el diámetro del material de relleno de la base antisocavante se tendrá en cuenta el espesor del gavión así como también la velocidad de la avenida de diseño.

CUADRO N° 3.22

**Espesores indicativos de los revestimientos en gaviones
en función de la velocidad de la corriente**

Espesor (m)	Pedriscos de Relleno		Velocidad Crítica (m/s)	Velocidad Límite (m/s)
	Dimensiones (mm)	d₅₀		
0.50	80 – 140	0.150	4.2	5.5
	130 – 180	0.195	5.0	6.4
0.80	120 – 230	0.190	5.8	7.6
	140 - 280	0.215	6.4	8.0

Se entiende por “velocidad crítica” en la que el revestimiento puede soportar con seguridad movimientos de piedras en el interior del gavión, por “velocidad límite” en la que puede ser aceptada modestas deformaciones del gavión causadas por el movimiento de las piedras.

De acuerdo a la dimensión del gavión adoptado para la base antisocavante de 0.50 m de espesor, que soporta una velocidad

aproximada de 4.5 m/s, vamos al cuadro N° 3.22 y determinamos el tamaño de los pedriscos igual a 160 mm.

Para el tramo Hacienda Caballero – Puente Panamericana

Gavión tipo 1 - Figura N° 3.22

La fuerza tractiva unitaria ejercida sobre el gavión es:

$$\tau_0 = \gamma * y * S = 1000 * 1.2 * 0.013 = 15.6 \text{ k/m}^2$$

La tensión tangente crítica permitida en el fondo, que se puede alcanzar sin movimiento del pedrisco es:

$$\tau_c = C * (\gamma_s - \gamma) * D_m$$

Donde:

C = coeficiente de Shields que vale aproximadamente 0.10 para gaviones

D_m = diámetro medio de la partícula de relleno, en metros.

γ_s = peso específico de la piedra de relleno, para nuestro caso es igual a 2600 k/m³

El gavión resulta estable si es verificada lo siguiente:

$$\tau_0 < \tau_c$$

Determinando la tensión tangente crítica tenemos:

$$\tau_c = 0.1 * (2600 - 1000) * 0.195 = 31.2 \text{ k/m}^2$$

Comparando tenemos que:

$$\tau_0 < \tau_c \quad \text{conforme}$$

Las precedentes expresiones de la tensión tangente crítica se refieren al revestimiento del fondo; Para el muro propiamente dicho se tiene material aprovechable a lo largo del tramo en estudio cantos rodados predominando en un 80% de 100 mm a 200 mm.

Por lo tanto se colocará gavión galvanizado y plastificado, de malla hexagonal a doble torsión, el revestimiento de PVC será de un espesor mayor igual a 0.40 mm, para la base antisocavante se colocará pedriscos de 160 mm para los gaviones tipo I y II, para el gavión tipo III se colocará pedriscos de 200 mm diámetro promedio y para el muro pedriscos de diámetro promedio 120 y 130 mm. respectivamente.

e) Construcción de la base antisocavante en gaviones

Aquellas obras de gaviones que están expuestas a la socavación por acción del agua deben llevar una base antisocavante para asegurar su estabilidad.

Una base antisocavante flexible de gaviones, estará diseñada para asentarse sin fracturarse y adherirse al suelo cuando se produzca la erosión, como se muestra en la figura N° 3.29

Un material de relleno que mida entre 10 y 20 cm. asegurará una flexibilidad uniforme, requiriendo sólo una leve excavación. El terreno se nivela o pone en el mismo declive del río y la base antisocavante se ubica directamente en el suelo a nivel del cauce original. Los hoyos o declives del terreno se rellenan con material de la misma base, de modo que la erosión se produzca lo más uniformemente posible. Es importante, si se detectan piedras demasiado grandes en el terreno de fundación de la base antisocavante, fracturarlas o retirarlas para evitar roturas por peso propio de la colchoneta.

Para evitar que la base antisocavante se levante del suelo o se vuelque, ésta debe tener un mínimo de 30 cm. de espesor, pudiendo utilizar como en el presente caso 50 cm. y 80 cm.

Para que la protección de la base antisocavante sea efectiva, ésta debe ser una y medio veces el límite máximo de la socavación que se produce por efecto del agua en la avenida de diseño.

BASES ANTISOCAVANTES

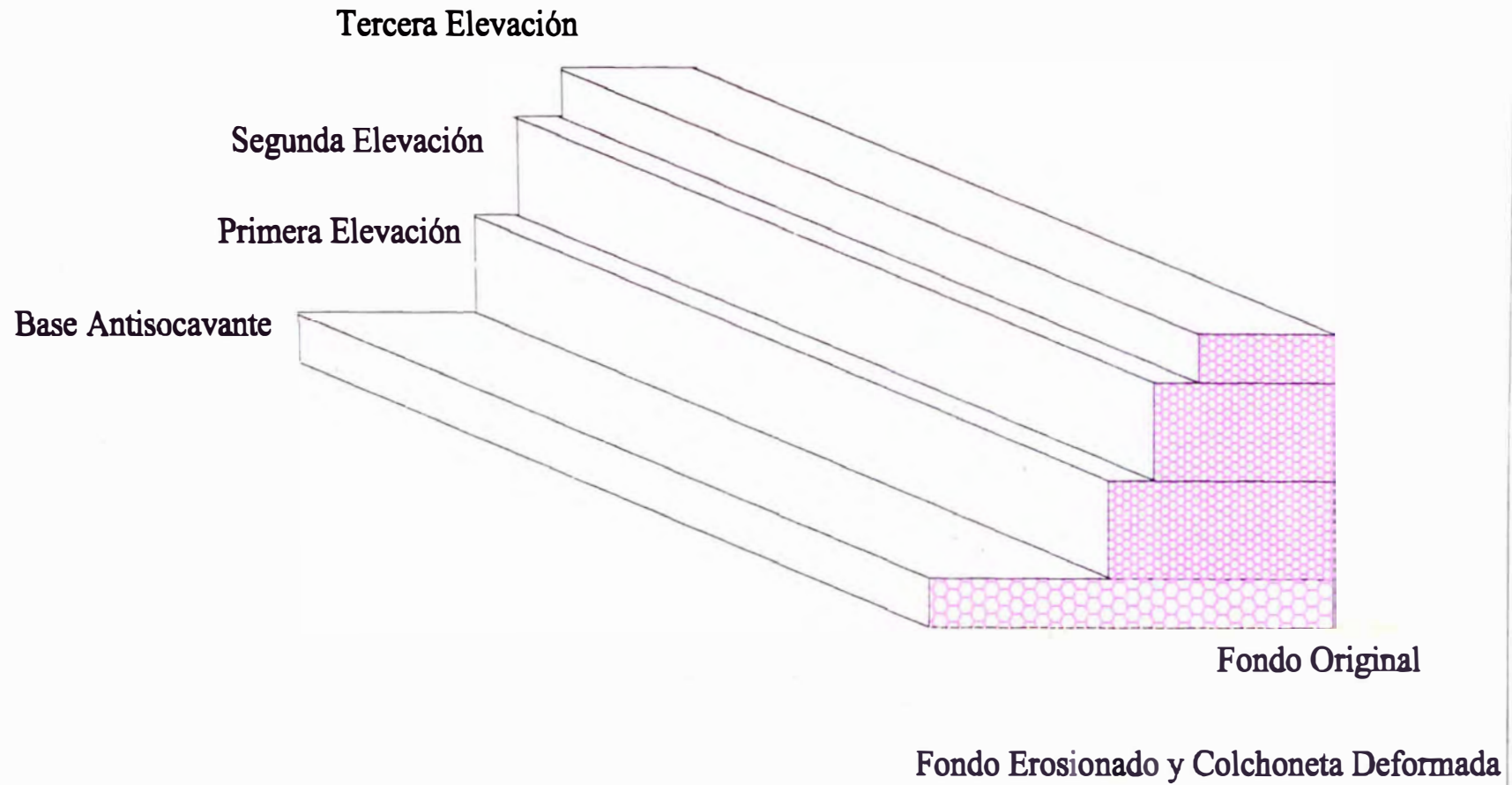


FIGURA N° 3.29

3.4 METRADOS

3.4.1 Cálculo de las Areas y Volúmenes del Enrocado de Protección y Filtro

- ◆ Sección transversal del enrocado tipo 1 (A_t)

De la figura N° 3.19 tenemos:

$$A_1 = \frac{1}{2} * (B + b) * h = \frac{1}{2} * (5+2) * 1.5 = 5.25 \text{ m}^2$$

$$A_2 = \frac{1}{2} * b * h = \frac{1}{2} * 2 * 3.1 = 3.10 \text{ m}^2$$

$$A_3 = b * h = 3.1 * 2^{1/2} * 1.5 / 2^{1/2} = 4.65 \text{ m}^2$$

$$A_t = A_1 + A_2 + A_3 = 13 \text{ m}^2$$

- ◆ Sección transversal del filtro tipo 1 (A_t)

De la figura N° 3.19 tenemos:

$$A = 4.6 * 2^{1/2} * 0.25 / 2^{1/2} = 1.15 \text{ m}^2$$

- ◆ Volumen total de enrocado tipo 1

$$V = 13 \text{ m}^2 * 2660 \text{ m} * 2 = 69160 \text{ m}^3$$

- ◆ Volumen total de filtro tipo 1

$$V = 1.15 \text{ m}^2 * 2660 \text{ m} * 2 = 6118 \text{ m}^3$$

- ◆ Volumen total tipo 2 (figura N° 3.21)

$$V = 14.75\text{m}^2 * 2650 * 2 = 78175 \text{ m}^3$$

- ◆ Volumen total de filtro tipo 2 (figura N° 3.21)

$$V = 1.325 \text{ m}^2 * 2650\text{m} * 2 = 7022.5 \text{ m}^3$$

Volumen total de enrocado y material para filtro

$$V (\text{ enrocado }) = 147335 \text{ m}^3$$

$$V (\text{ filtro }) = 13141 \text{ m}^3$$

Consideraciones para las partidas del enrocado de protección

- Extracción en cantera (roca en banco)

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

b) volumen de extracción: $V_{\text{ext}} = 147335/0.7 = 210,479 \text{ m}^3$

- Selección, carguío y transporte

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

b) volumen a transportar: $V_{\text{trans}} = 147335 * 1.6 = 235,736 \text{ m}^3$

- Descarga y colocación

$$V_{\text{col}} = 147,335 \text{ m}^3$$

3.4.2 Cálculo de las Areas y Volúmenes de los Gaviones

- a) Tramo Hacienda Caballero – Puente Panamericana (tipo 1)

De la figura N° 3.22 tenemos:

$$A1 = 1.5 * 0.8 = 1.2 \text{ m}^2$$

$$A2 = 2.0 * 1.0 = 2.0 \text{ m}^2$$

$$A3 = 3.5 * 0.5 = 1.75 \text{ m}^2$$

$$A_t = A1 + A2 + A3 = 4.95 \text{ m}^2$$

- b) Tramo Puente Inca – Puente Gambetta (tipo 2)

De la figura N° 3.23 tenemos:

$$A1 = 1.5 * 0.5 = 0.75 \text{ m}^2$$

$$A2 = 2.0 * 1.0 = 2.0 \text{ m}^2$$

$$A3 = 2.5 * 1.0 = 2.5 \text{ m}^2$$

$$A4 = 4.50 * 0.5 = 2.25 \text{ m}^2$$

$$A_t = A1 + A2 + A3 + A4 = 7.5 \text{ m}^2$$

- c) Puente Gambetta - Desembocadura (tipo 3)

De la figura N° 3.24 tenemos:

$$A1 = 1.5 * 0.5 = 0.75 \text{ m}^2$$

$$A2 = 2.0 * 1.0 = 2.0 \text{ m}^2$$

$$A3 = 2.5 * 1.0 = 2.5 \text{ m}^2$$

$$A4 = 3.0 * 1.0 = 3.0 \text{ m}^2$$

$$A5 = 5.50 * 0.8 = 4.40 \text{ m}^2$$

$$A_t = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 = 12.65 \text{ m}^2$$

Volumen total de gaviones

- a) Tramo Hacienda Caballero – Puente Panamericana

$$V = 4.95 \text{ m}^2 * 17950 \text{ m} * 2 = 177\,705 \text{ m}^3$$

- b) Tramo Puente Inca – Puente Gambetta

$$V = 7.50 \text{ m}^2 * 3880 * 2 = 43\,200 \text{ m}^3$$

- c) Tramo Puente Gambetta - Desembocadura

$$V = 12.65 \text{ m}^2 * 1033 * 2 = 26\,135 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen total de gaviones} = 247\,040 \text{ m}^3$$

Sección transversal del filtro en gavión tipo 3 (At)

del gráfico N° 3.24 tenemos:

$$A = 0.20 * 4.3 = 0.86 \text{ m}^2$$

Volumen de material para filtro

$$V (\text{filtro}) = 0.86 * 1033 * 2 = 1777 \text{ m}^3$$

Sección transversal del filtro en gavión tipo 2 (At)

del gráfico N° 3.23 tenemos:

$$A = 0.20 * 3 = 0.6 \text{ m}^2$$

Volumen de material para filtro

$$V (\text{ filtro }) = 0.6 * 2880 * 2 = 3456 \text{ m}^3$$

Sección transversal del filtro en gavión tipo 1 (At)

del gráfico N° 3.22 tenemos:

$$A = 0.20 * 2.3 = 0.46 \text{ m}^2$$

Volumen de material para filtro

$$V (\text{ filtro }) = 0.46 * 17950 * 2 = 16520 \text{ m}^3$$

Volumen total de material para filtro = 21 753 m³

3.4.3 Medrado de Movimiento de Tierras

METRADO DE MOVIMIENTO DE TIERRAS (GAVIONES)

TRAMO MAR - PTE INCA

GAVIONES

5451 m

ESTACA	AREAS (M2)							VOLUMEN (M3)					
	DISTANCIA (M)	LIMPIEZA DE CAUCE	RELLENO DE CAUCE	MARGEN DERECHA		MARGEN IZQUIERDA		LIMPIEZA DE CAUCE	RELLENO DE CAUCE	MARGEN DERECHA		MARGEN IZQUIERDA	
				CORTE TALUD	RELLENO TALUD	CORTE TALUD	RELLENO TALUD			CORTE TALUD	RELLENO TALUD	CORTE TALUD	RELLENO TALUD
0+000		1.56	0.08		4.12		3.44						
0+100	100	2.58	0.10	*****	2.44	*****	2.44	207	9.00	*****	328	*****	294
0+200	100	3.81	*****	*****	2.87	0.34	3.78	319.5	2.50	*****	265.5	8.5	311
0+300	100	1.65	0.06	0.51	3.24	0.44	3.21	273	1.50	12.75	305.5	39	349.5
0+400	100	4.51	0.10	0.62	4.38	0.61	2.47	308	8.00	56.5	381	52.5	284
0+500	100	2.54	0.06	0.81	2.97	0.45	4.56	352.5	8.00	71.5	367.5	53	351.5
0+600	100	1.62	*****	0.48	3.21	0.67	1.43	208	1.50	64.5	309	56	299.5
0+700	100	3.37	0.2	0.21	2.54	0.23	1.86	249.5	5.00	34.5	287.5	45	164.5
0+800	100	4.39	0.07	0.42	2.23	0.47	1.28	388	13.50	31.5	238.5	35	157
0+900	100	1.58	*****	1.26	0.25	0.54	1.61	298.5	1.75	84	124	50.5	144.5
1+000	100	2.63	0.07	0.51	0.5	0.56	1.5	210.5	1.75	88.5	37.5	55	155.5
1+100	100	3.54	*****	0.85	1.81	0.47	1.62	308.5	1.75	68	115.5	51.5	156
1+200	100	1.86	0.1	0.86	1.23	0.31	1.54	270	2.50	85.5	152	39	158
1+300	100	2.85	0.05	0.13	0.98	0.56	1.89	235.5	7.50	49.5	110.5	43.5	171.5
1+400	100	0.21	*****	*****	*****	*****	*****	153	1.25	*****	*****	*****	*****
1+500	100	1.24	0.03	*****	*****	*****	*****	72.5	0.75	*****	*****	*****	*****
1+600	100	2.57	0.02	*****	*****	*****	*****	190.5	2.50	*****	*****	*****	*****
1+700	100	3.65	0.1	*****	*****	*****	*****	311	6.00	*****	*****	*****	*****
1+800	100	0.84	0.05	*****	*****	*****	*****	224.5	7.50	*****	*****	*****	*****
1+900	100	1.68	*****	*****	*****	*****	*****	126	1.25	*****	*****	*****	*****
2+000	100	3.54	0.08	*****	*****	*****	*****	261	2.00	*****	*****	*****	*****
2+100	100	1.54	0.12	*****	*****	*****	*****	254	10.00	*****	*****	*****	*****
2+200	100	4.21	0.06	*****	*****	*****	*****	287.5	9.00	*****	*****	*****	*****
2+300	100	1.58	*****	*****	*****	*****	*****	289.5	1.50	*****	*****	*****	*****
2+400	100	2.54	0.3	*****	*****	*****	*****	206	7.50	*****	*****	*****	*****

METRADO DE MOVIMIENTO DE TIERRAS (GAVIONES)

TRAMO MAR - PTE INCA

GAVIONES

5451 m

ESTACA	DISTANCIA (M)	AREAS (M2)						VOLUMEN (M3)					
		LIMPIEZA DE CAUCE	RELLENO DE CAUCE	MARGEN DERECHA		MARGEN IZQUIERDA		LIMPIEZA DE CAUCE	RELLENO DE CAUCE	MARGEN DERECHA		MARGEN IZQUIERDA	
				CORTE TALUD	RELLENO TALUD	CORTE TALUD	RELLENO TALUD			CORTE TALUD	RELLENO TALUD	CORTE TALUD	RELLENO TALUD
2+500	100	2.49	*****	*****	0.31	*****	*****	251.5	7.50	*****	7.75	*****	*****
2+600	100	1.23	0.08	*****	*****	0.52	*****	186	2.00	*****	*****	13	*****
2+700	100	4.58	*****	*****	*****	*****	1.82	290.5	2.00	*****	*****	*****	45.5
2+800	100	3.54	*****	0.18	*****	*****	*****	406	*****	4.5	*****	*****	*****
2+900	100	1.51	0.1	*****	*****	*****	*****	252.5	2.50	*****	*****	*****	*****
3+000	100	2.36	0.05	0.35	1.85	0.32	1.34	193.5	7.50	8.75	46.25	8	33.5
3+100	100	2.12	0.03	0.15	1.23	0.51	0.21	224	4.00	25	154	41.5	77.5
3+200	100	5.23	*****	0.21	1.58	0.11	1.81	367.5	0.75	18	140.5	31	101
3+300	100	1.63	*****	*****	2.56	0.14	1.62	343	*****	*****	207	12.5	171.5
3+400	100	2.56	0.11	*****	0.21	0.13	0.27	209.5	2.75	*****	138.5	13.5	94.5
3+500	100	2.14	0.06	*****	1.23	*****	1.27	235	8.50	*****	72	*****	77
3+600	100	4.32	*****	0.31	1.56	*****	1.13	323	1.50	7.75	139.5	*****	120
3+700	100	2.89	*****	*****	2.11	*****	0.24	360.5	*****	*****	183.5	*****	68.5
3+800	100	2.51	0.02	*****	2.58	*****	1.82	270	0.50	*****	234.5	*****	103
3+900	100	2.45	0.08	*****	1.23	0.15	0.93	248	5.00	*****	190.5	3.75	137.5
4+000	100	0.53	*****	0.15	0.21	*****	1.52	149	2.00	3.75	72	*****	122.5
4+100	100	2.56	*****	*****	2.24	*****	0.45	154.5	*****	*****	122.5	*****	98.5
4+200	100	1.34	0.09	0.26	1.57	0.42	0.27	195	2.25	6.5	190.5	10.5	36
4+300	100	3.52	0.11	*****	2.42	*****	1.82	243	10.00	*****	199.5	*****	104.5
4+400	100	5.14	*****	*****	0.47	0.3	1.31	433	2.75	*****	144.5	7.5	156.5
4+500	100	2.45	*****	*****	1.51	*****	0.64	379.5	*****	*****	99	*****	97.5
4+600	100	2.41	0.12	0.56	0.78	*****	1.76	243	3.00	14	114.5	*****	120
4+700	100	2.57	*****	*****	0.47	0.56	0.42	249	3.00	*****	62.5	14	109
4+800	100	2.56	0.06	*****	0.58	*****	1.87	256.5	1.50	*****	52.5	*****	114.5
4+900	100	1.45	*****	*****	1.89	*****	0.53	200.5	1.50	*****	123.5	*****	120

METRADO DE MOVIMIENTO DE TIERRAS (GAVIONES)

TRAMO MAR - PTE INCA

GAVIONES

5451 m

ESTACA	DISTANCIA (M)	AREAS (M2)						VOLUMEN (M3)					
		LIMPIEZA DE CAUCE	RELLENO DE CAUCE	MARGEN DERECHA		MARGEN IZQUIERDA		LIMPIEZA DE CAUCE	RELLENO DE CAUCE	MARGEN DERECHA		MARGEN IZQUIERDA	
				CORTE TALUD	RELLENO TALUD	CORTE TALUD	RELLENO TALUD			CORTE TALUD	RELLENO TALUD	CORTE TALUD	RELLENO TALUD
5+000	100	2.51	0.32	*****	1.41	*****	6.27	198	8.0	*****	165	*****	340
5+100	100	2.47	*****	0.45	0.56	0.26	5.26	249	8.0	11.25	98.5	6.5	576.5
5+200	100	2.51	0.09	0.11	1.21	0.13	6.21	249	2.25	28	88.5	19.5	573.5
5+300	100	2.16	*****	*****	0.87	*****	4.89	233.5	2.25	2.75	104	3.25	555
5+451	151	1.47	0.21	*****	0.54	*****	5.55	274.065	7.93	*****	106.46	*****	788.22

METRADO DE MOVIMIENTO DE TIERRAS (DIQUE ENROCADO)

TRAMO PTE INCA - PTE PANAMERICANA

ENROCADO 5310m

ESTACA	DISTANCIA (M)	AREAS (M2)								VOLUMEN (M3)								
		LIMPIEZA DE CAUCE	RELLENO DE CAUCE	MARGEN DERECHA			MARGEN IZQUIERDA			LIMPIEZA DE CAUCE	RELLENO DE CAUCE	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	
5+451		3.23			14.63	5.25		1.58	5.25									
5+551	100	2.5	*****	*****	8.15	5.25	*****	19.1	5.25	286.5	*****	*****	1139	525	*****	1034	525	
5+651	100	3.1	*****	*****	16.2	5.25	*****	11.36	5.25	280	*****	*****	1217.5	525	*****	1523	525	
5+751	100	3.25	*****		0.21	11.2	5.25	*****	9.58	5.25	317.5	*****	*****	1370	525	*****	1047	525
5+851	100	2.42	0.12	0.14	2.14	5.25	0.11	10.69	5.25	283.5	3.0	17.5	667	525	*****	1013.5	525	
5+951	100	2.1	0.15	1.26	9.51	5.25	2.24	12.21	5.25	226	13.5	70	582.5	525	56	1145	525	
6+051	100	2.45	0.21	2.53	7.45	5.25	3.12	9.52	5.25	227.5	18	189.5	848	525	78	1086.5	525	
6+151	100	3.23	*****		2.22	8.56	5.25	1.13	12.46	5.25	284	5.25	237.5	800.5	525	28.25	1099	525
6+251	100	2.68	*****		1.35	10.23	5.25	2.21	13.67	5.25	295.5	*****	178.5	939.5	525	55.25	1306.5	525
6+351	100	1.44	*****		1.42	12.58	5.25	2.23	10.85	5.25	206	*****	138.5	1140.5	525	55.75	1226	525
6+451	100	3.85	*****		2.31	8.52	5.25	1.45	12.42	5.25	264.5	*****	186.5	1055	525	36.25	1163.5	525
6+551	100	1.5	*****		1.25	11.69	5.25	1.36	12.65	5.25	267.5	*****	178	1010.5	525	34	1253.5	525
6+651	100	3.24	*****		2.56	11.47	5.25	1.12	9.54	5.25	237	*****	190.5	1158	525	28	1109.5	525
6+751	100	2.2	0.24	2.52	10.35	5.25	1.11	10.32	5.25	272	6.0	254	1091	525	27.75	993	525	
6+851	100	3.51	0.18	1.45	12.32	5.25	2.11	11.36	5.25	285.5	21	198.5	1133.5	525	52.75	1084	525	
6+951	100	2.64	0.12	1.62	8.58	5.25	2.14	12.74	5.25	307.5	15	153.5	1045	525	53.5	1205	525	
7+051	100	2.87	0.26	2.25	9.54	5.25	2.18	9.53	5.25	275.5	19	193.5	906	525	54.5	1113.5	525	
7+151	100	2.63	*****		2.98	4.81	5.25	4.21	3.12	5.25	275	6.5	74.5	717.5	525	105.25	632.5	525
7+251	100	3.54	*****		2.51	4.95	5.25	4.58	2.53	5.25	308.5	*****	274.5	488	525	439.5	282.5	525
7+351	100	2.31	*****		2.23	5.54	5.25	5.23	2.46	5.25	292.5	*****	237	524.5	525	490.5	249.5	525
7+451	100	3.58	*****		2.58	6.1	5.25	5.26	2.57	5.25	294.5	*****	240.5	582	525	524.5	251.5	525
7+551	100	1.63	*****		2.87	4.5	5.25	4.28	4.1	5.25	260.5	*****	272.5	530	525	477	333.5	525
7+651	100	2.23	*****		2.5	5.85	5.25	7.92	3.16	5.25	193	*****	268.5	517.5	525	610	363	525
7+751	100	2.34	*****		2.56	2.56	5.25	6.32	1.87	5.25	228.5	*****	253	420.5	525	712	251.5	525
7+851	100	3.42	*****		1.8	3.45	5.25	4.87	2.54	5.25	288	*****	218	300.5	525	559.5	220.5	525
7+951	100	1.91	*****		3.21	2.81	5.25	7.43	3.11	5.25	266.5	*****	250.5	313	525	615	282.5	525

METRADO DE MOVIMIENTO DE TIERRAS (DIQUE ENROCADO)

TRAMO PTE INCA - PTE PANAMERICANA

ENROCADO 5310m

ESTACA	DISTANCIA (M)	AREAS (M2)								VOLUMEN (M3)							
		LIMPIEZA DE CAUCE	RELLENO DE CAUCE	MARGEN DERECHA			MARGEN IZQUIERDA			LIMPIEZA DE CAUCE	RELLENO DE CAUCE	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
8+051	100	1.23	*****	0.24	2.53	5.25	0.41	0.41	5.25	157	*****	172.5	267	525	392	176	525
8+151	100	1.51	*****	0.19	2.41	5.25	0.12	0.24	5.25	137	*****	21.5	247	525	26.5	32.5	525
8+251	100	2.56	*****	0.46	3.12	5.25	0.58	0.47	5.25	203.5	*****	32.5	276.5	525	35	35.5	525
8+351	100	2.64	*****	0.23	4.51	5.25	0.89	0.56	5.25	260	*****	34.5	381.5	525	73.5	51.5	525
8+451	100	1.23	0.11	0.35	4.85	5.25	0.42	0.65	5.25	193.5	2.75	29	468	525	65.5	60.5	525
8+551	100	1.58	0.23	0.45	5.23	5.25	0.65	0.53	5.25	140.5	17	40	504	525	53.5	59	525
8+651	100	2.12	0.15	0.63	5.41	5.25	0.54	0.26	5.25	185	19	54	532	525	59.5	39.5	525
8+751	100	2.31	0.13	0.54	4.63	5.25	0.52	0.73	5.25	221.5	14	58.5	502	525	53	49.5	525
8+851	100	2.21	*****	0.35	6.23	5.25	0.38	0.21	5.25	226	3.25	44.5	543	525	45	47	525
8+951	100	1.75	*****	0.39	6.58	5.25	0.54	0.23	5.25	198	*****	37	640.5	525	46	22	525
9+051	100	2.14	*****	0.12	6.23	5.25	0.45	0.21	5.25	194.5	*****	25.5	640.5	525	49.5	22	525
9+151	100	2.35	*****	0.23	7.21	5.25	0.54	0.23	5.25	224.5	*****	17.5	672	525	49.5	22	525
9+251	100	2.45	*****	0.58	5.82	5.25	0.78	0.54	5.25	240	*****	40.5	651.5	525	66	38.5	525
9+351	100	1.54	0.12	0.87	6.51	5.25	0.64	0.72	5.25	199.5	3.0	72.5	616.5	525	71	63	525
9+451	100	1.23	0.18	0.23	7.62	5.25	0.42	0.62	5.25	138.5	15	55	706.5	525	53	67	525
9+551	100	2.46	0.13	0.31	8.21	5.25	0.23	0.43	5.25	184.5	15.5	27	791.5	525	32.5	52.5	525
9+651	100	2.45	*****	0.81	5.42	5.25	0.89	0.52	5.25	245.5	3.25	56	681.5	525	56	47.5	525
9+751	100	1.56	*****	0.56	4.86	5.25	0.26	0.54	5.25	200.5	*****	68.5	514	525	57.5	53	525
9+851	100	2.56	*****	0.24	1.25	5.25	0.84	0.45	5.25	206	*****	40	305.5	525	55	49.5	525

METRADO DE MOVIMIENTO DE TIERRAS (DIQUE ENROCADO)

TRAMO PTE INCA - PTE PANAMERICANA

ENROCADO 5310m

ESTACA	DISTANCIA (M)	AREAS (M2)								VOLUMEN (M3)							
		LIMPIEZA DE CAUCE	RELLENO DE CAUCE	MARGEN DERECHA			MARGEN IZQUIERDA			LIMPIEZA DE CAUCE	RELLENO DE CAUCE	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
9+951	100	2.23	*****	1.24	0.53	5.25	1.41	0.41	5.25	234	*****	102.5	89	525	115	46.5	525
10+051	100	1.51	*****	2.1	0.41	5.25	0.12	0.24	5.25	187	*****	167	47	525	76.5	32.5	525
10+151	100	2.56	*****	1.46	0.12	5.25	1.58	0.47	5.25	203.5	*****	178	26.5	525	85	35.5	525
10+251	100	2.64	*****	1.23	0.51	5.25	0.89	0.56	5.25	260	*****	134.5	31.5	525	123.5	51.5	525
10+351	100	1.23	0.26	1.15	0.85	5.25	0.42	0.65	5.25	193.5	6.5	119	68	525	65.5	60.5	525
10+451	100	1.58	0.23	1.45	0.23	5.25	0.65	0.53	5.25	140.5	24.5	130	54	525	53.5	59	525
10+551	100	2.12	0.14	1.63	0.41	5.25	0.54	0.26	5.25	185	18.5	154	32	525	59.5	39.5	525
10+651	100	2.31	0.12	1.54	0.63	5.25	0.52	0.73	5.25	221.5	13	158.5	52	525	53	49.5	525
10+761	100	2.21	0.11	0.35	0.23	5.25	1.38	0.21	5.25	226	11.5	94.5	43	525	95	47	525

METRADO DE MOVIMIENTO DE TIERRAS (GAVIONES)

TRAMO PTE PANAMERICANA - HDA CABALLERO

GAVIONES

18250 m

ESTACA	DISTANCIA (M)	AREAS (M2)						VOLUMEN (M3)					
		LIMPIEZA DE CAUCE	RELLENO DE CAUCE	MARGEN DERECHA		MARGEN IZQUIERDA		LIMPIEZA DE CAUCE	RELLENO DE CAUCE	MARGEN DERECHA		MARGEN IZQUIERDA	
				CORTE TALUD	RELLENO TALUD	CORTE TALUD	RELLENO TALUD			CORTE TALUD	RELLENO TALUD	CORTE TALUD	RELLENO TALUD
10+761		2.51	0.21	1.52	0.56	1.54	0.31						
10+861	100	2.63	*****	0.75	0.23	0.23	0.87	257	5.25	113.5	39.5	88.5	59
10+961	100	1.95	*****	0.62	0.25	0.23	0.15	229	*****	68.5	24	23	51
11+051	100	1.84	*****	0.74	0.45	1.68	0.98	223.5	*****	74.5	34	95.5	92.5
11+151	100	2.56	0.12	1.23	0.56	0.24	0.88	220	3.0	98.5	50.5	96	93
11+251	100	4.57	0.2	0.56	0.21	1.54	0.12	356.5	16.0	89.5	38.5	89	50
11+351	100	2.78	*****	0.24	0.21	0.31	0.11	367.5	5.0	40	21	92.5	11.5
11+451	100	2.45	*****	0.56	0.12	1.51	0.14	261.5	*****	40	16.5	91	12.5
11+551	100	0.27	*****	1.47	0.23	0.42	0.2	136	*****	101.5	17.5	96.5	17
11+651	100	2.48	*****	0.84	0.36	0.15	0.45	137.5	*****	115.5	29.5	28.5	32.5
11+751	100	3.67	0.31	1.36	0.56	0.57	0.85	307.5	7.8	110	46	36	65
11+851	100	2.41	0.24	0.64	0.21	1.47	0.19	304	27.5	100	38.5	102	52
11+951	100	0.81	0.11	0.54	0.11	0.14	0.52	161	17.5	59	16	80.5	35.5
12+051	100	2.74	0.09	1.46	0.47	1.24	0.63	177.5	10.0	100	29	69	57.5
12+151	100	2.64	*****	0.21	0.5	0.52	0.11	269	2.3	83.5	48.5	88	37
12+251	100	4.52	*****	1.65	0.56	0.38	0.97	358	*****	93	53	45	54
12+351	100	2.54	*****	0.48	0.78	1.27	0.96	353	*****	106.5	67	82.5	96.5
12+451	100	2.47	*****	0.39	0.65	0.87	0.85	250.5	*****	43.5	71.5	107	90.5
12+551	100	0.31	0.14	1.15	0.47	1.12	0.65	139	3.5	77	56	99.5	75
12+651	100	2.54	0.08	0.97	0.92	0.81	0.24	142.5	11.0	106	69.5	96.5	44.5
12+751	100	2.54	0.22	0.67	0.21	0.27	0.61	254	15.0	82	56.5	54	42.5
12+851	100	3.46	*****	0.56	0.78	0.95	0.72	300	5.5	61.5	49.5	61	66.5
12+951	100	3.65	*****	0.64	0.25	0.14	0.32	355.5	*****	60	51.5	54.5	52

METRADO DE MOVIMIENTO DE TIERRAS (GAVIONES)

TRAMO PTE PANAMERICANA - HDA CABALLERO

GAVIONES

18250 m

ESTACA	DISTANCIA (M)	AREAS (M2)						VOLUMEN (M3)					
		LIMPIEZA DE CAUCE	RELLENO DE CAUCE	MARGEN DERECHA		MARGEN IZQUIERDA		LIMPIEZA DE CAUCE	RELLENO DE CAUCE	MARGEN DERECHA		MARGEN IZQUIERDA	
				CORTE TALUD	RELLENO TALUD	CORTE TALUD	RELLENO TALUD			CORTE TALUD	RELLENO TALUD	CORTE TALUD	RELLENO TALUD
13+051	100	2.41	*****	0.28	0.8	0.24	0.13	303	*****	46	52.5	19	22.5
13+151	100	1.87	*****	0.15	0.12	0.17	0.35	214	*****	21.5	46	20.5	24
13+251	100	3.57	0.56	0.38	0.23	0.41	0.21	272	14	26.5	17.5	29	28
13+351	100	0.45	0.21	0.47	0.11	0.44	0.16	201	38.5	42.5	17	42.5	18.5
13+451	100	2.48	0.14	0	0.9	0.32	0.11	146.5	17.5	23.5	50.5	38	13.5
13+551	100	0.52	*****	0.61	0.18	0.27	0.54	150	3.5	30.5	54	29.5	32.5
13+651	100	1.67	*****	0.23	0.23	0.15	0.53	109.5	*****	42	20.5	21	53.5
13+751	100	2.56	*****	0.21	0.86	0.33	0.12	211.5	*****	22	54.5	24	32.5
13+851	100	3.54	0.22	0.63	0.28	0.44	0.56	305	5.5	42	57	38.5	34
13+951	100	3.68	0.43	0.27	0.69	0.14	0.43	361	32.5	45	48.5	29	49.5
14+051	100	0.45	0.15	0.36	0.56	0.28	0.22	206.5	29	31.5	62.5	21	32.5
14+151	100	2.87	0.11	0.52	0.23	0.45	0.31	166	13	44	39.5	36.5	26.5
14+251	100	2.56	0.09	0.11	0.54	0.37	0.36	271.5	10	31.5	38.5	41	33.5
14+351	100	0.72	0.31	0.14	0.87	0.18	0.31	164	20	12.5	70.5	27.5	33.5
14+451	100	3.45	*****	0.53	0.56	0.37	0.26	208.5	7.75	33.5	71.5	27.5	28.5
14+551	100	2.14	*****	0.21	0.84	0.15	0.62	279.5	*****	37	70	26	44
14+651	100	3.13	*****	0.47	0.64	0.34	0.11	263.5	*****	34	74	24.5	36.5
14+751	100	3.53	*****	0.38	0.35	0.22	0.14	333	*****	42.5	49.5	28	12.5
14+851	100	1.87	*****	0.58	0.87	0.35	0.25	270	*****	48	61	28.5	19.5
14+951	100	2.85	*****	0.31	0.54	0.28	0.43	236	*****	44.5	70.5	31.5	34
15+051	100	0.47	*****	0.14	0.2	0.11	0.32	166	*****	22.5	37	19.5	37.5
15+151	100	2.15	*****	0.5	0.21	0.29	0.51	131	*****	32	20.5	20	41.5
15+251	100	3.42	*****	*****	0.87	0.15	0.44	278.5	*****	*****	54	22	47.5
15+351	100	3.65	0.51	*****	0.54	*****	0.34	353.5	12.75	*****	70.5	*****	39
15+451	100	2.89	0.23	0.25	0	*****	0.11	327	37	6.25	27	*****	22.5
15+551	100	1.67	0.42	0.52	0.21	*****	0.47	228	32.5	38.5	10.5	*****	29
15+651	100	3.56	0.34	0.17	0.65	0.54	0.11	261.5	38	34.5	43	13.5	29
15+751	100	0.56	0.15	0.11	0.24	0.18	0.23	206	24.5	14	44.5	36	17
15+851	100	2.15	0.09	*****	0.65	0.14	0.57	135.5	12	*****	44.5	16	40
15+951	100	3.48	0.12	*****	0.12	0.24	0.64	281.5	10.5	*****	38.5	19	60.5

METRADO DE MOVIMIENTO DE TIERRAS (GAVIONES)

TRAMO PTE PANAMERICANA - HDA CABALLERO

GAVIONES

18250 m

ESTACA	DISTANCIA (M)	AREAS (M2)						VOLUMEN (M3)					
		LIMPIEZA DE CAUCE	RELLENO DE CAUCE	MARGEN DERECHA		MARGEN IZQUIERDA		LIMPIEZA DE CAUCE	RELLENO DE CAUCE	MARGEN DERECHA		MARGEN IZQUIERDA	
				CORTE TALUD	RELLENO TALUD	CORTE TALUD	RELLENO TALUD			CORTE TALUD	RELLENO TALUD	CORTE TALUD	RELLENO TALUD
16+051	100	1.57	****	0.15	0.27	0.23	0.31	252.5	****	3.75	19.5	23.5	47.5
16+151	100	3.47	****	0.14	0.56	****	0.21	252	****	14.5	41.5	****	26
16+251	100	3.56	0.11	0.21	0.87	****	0.34	351.5	2.75	17.5	71.5	****	27.5
16+351	100	3.49	0.15	0.27	0.32	0.42	0.56	352.5	13	24	59.5	10.5	45
16+451	100	0.78	0.23	0.13	0.68	****	0.21	213.5	19	20	50	****	38.5
16+551	100	1.54	****	****	0.98	****	0.21	116	5.75	****	83	****	21
16+651	100	2.88	****	0.54	0.87	****	0.54	221	****	13.5	92.5	****	37.5
16+751	100	1.57	****	****	0.24	0.26	0.28	222.5	****	****	55.5	6.5	41
16+851	100	0.71	****	0.26	0.23	0.11	0.64	114	****	6.5	23.5	18.5	46
16+951	100	3.27	****	****	0.64	0.24	0.21	199	****	****	43.5	17.5	42.5
17+051	100	3.58	0.25	0.4	0.89	****	0.71	342.5	6.25	10	76.5	****	46
17+151	100	1.47	0.16	0.36	0.62	****	0.56	252.5	20.5	38	75.5	****	63.5
17+251	100	2.56	0.14	0.15	0.32	****	0.16	201.5	15	25.5	47	****	36
17+351	100	1.46	0.17	****	0.34	0.24	0.51	201	15.5	****	33	6	33.5
17+451	100	3.83	0.32	0.54	0.69	0.11	0.56	264.5	24.5	13.5	51.5	17.5	53.5
17+551	100	3.87	****	0.21	0.58	0.16	0.34	385	2	37.5	63.5	13.5	45
17+651	100	2.61	****	0.47	0.32	0.13	0.11	324	****	34	45	14.5	22.5
17+751	100	1.54	****	****	0.52	0.17	0.42	207.5	****	****	42	15	26.5
17+851	100	0.64	****	0.21	0.85	0.22	0.67	109	****	5.25	68.5	19.5	54.5
17+951	100	3.47	0.22	0.15	0.48	****	0.33	205.5	5.5	18	66.5	****	50
18+051	100	1.62	0.14	0.3	0.1	****	0.23	254.5	18	22.5	29	****	28
18+151	100	0.51	0.18	0.25	0.23	****	0.45	106.5	16	27.5	16.5	****	34
18+251	100	3.68	****	****	0.41	****	0.21	209.5	4.5	****	32	****	33
18+351	100	3.32	****	0.17	0.62	****	0.55	350	****	4.25	51.5	****	38
18+451	100	2.47	****	0.46	0.78	0.23	0.43	289.5	****	31.5	70	5.75	49
18+551	100	3.83	****	0.22	0.31	0.11	0.61	315	****	34	54.5	17	52
18+651	100	3.54	0.34	0.12	0.87	0.17	0.67	368.5	8.5	17	59	14	64
18+751	100	3.61	0.11	0.36	0.56	0.19	0.58	357.5	22.5	24	71.5	18	62.5
18+851	100	1.54	0.12	0.21	0.97	****	0.58	257.5	11.5	28.5	76.5	****	58
18+951	100	2.67	0.17	0.14	0.62	****	0.61	210.5	14.5	17.5	79.5	****	59.5

METRADO DE MOVIMIENTO DE TIERRAS (GAVIONES)

TRAMO PTE PANAMERICANA - HDA CABALLERO

GAVIONES

18250 m

ESTACA	DISTANCIA (M)	AREAS (M2)						VOLUMEN (M3)					
		LIMPIEZA DE CAUCE	RELLENO DE CAUCE	MARGEN DERECHA		MARGEN IZQUIERDA		LIMPIEZA DE CAUCE	RELLENO DE CAUCE	MARGEN DERECHA		MARGEN IZQUIERDA	
				CORTE TALUD	RELLENO TALUD	CORTE TALUD	RELLENO TALUD			CORTE TALUD	RELLENO TALUD	CORTE TALUD	RELLENO TALUD
19+051	100	3.21	*****	0.38	0.4	0.14	0.43	294	*****	26	51	3.5	52
19+151	100	2.39	*****	0.17	0.32	0.17	0.21	280	*****	27.5	36	15.5	32
19+251	100	3.19	*****	0.34	0.87	0.18	0.11	279	*****	25.5	59.5	17.5	16
19+351	100	1.64	0.12	0.22	0.32	*****	0.16	241.5	3.0	28	59.5	*****	13.5
19+451	100	0.54	0.23	0.44	0.15	*****	0.26	109	17.5	33	23.5	*****	21
19+551	100	2.64	0.32	0.41	0.44	0.11	0.62	159	27.5	42.5	29.5	2.75	44
19+651	100	2.65	*****	*****	0.21	0.16	0.17	264.5	8.0	*****	32.5	13.5	39.5
19+751	100	1.54	*****	*****	0.32	*****	0.59	209.5	*****	*****	26.5	*****	38
19+851	100	3.42	*****	0.42	0.38	*****	0.21	248	*****	10.5	35	*****	40
19+951	100	0.41	*****	0.14	0.47	*****	0.46	191.5	*****	28	42.5	*****	33.5
20+051	100	1.34	0.25	0.36	0.8	0.12	0.23	87.5	6.25	25	63.5	3	34.5
20+151	100	3.92	0.15	*****	0.21	0.14	0.55	263	20	*****	50.5	13	39
20+251	100	0.56	0.32	0.31	0.47	0.16	0.68	224	23.5	7.75	34	15	61.5
20+351	100	3.47	0.11	*****	0.19	0.15	0.77	201.5	21.5	*****	33	15.5	72.5
20+451	100	0.21	*****	0.19	0.28	*****	0.68	184	2.8	4.75	23.5	*****	72.5
20+551	100	3.24	*****	0.21	0.51	*****	0.51	172.5	*****	20	39.5	*****	59.5
20+651	100	1.49	*****	0.41	0.35	*****	0.61	236.5	*****	31	43	*****	56
20+751	100	3.24	*****	0.22	0.18	*****	0.11	236.5	*****	31.5	26.5	*****	36
20+851	100	1.67	*****	0.31	0.36	0.14	0.54	245.5	*****	26.5	27	3.5	32.5
20+951	100	0.52	*****	0.15	0.14	0.15	0.24	109.5	*****	23	25	14.5	39
21+051	100	3.23	*****	0.21	0.21	0.16	0.54	187.5	*****	18	17.5	15.5	39
21+151	100	1.48	*****	0.2	0.47	0.18	0.61	235.5	*****	20.5	34	17	57.5
21+251	100	3.46	*****	0.42	0.15	0.21	0.21	247	*****	31	31	19.5	41
21+351	100	0.87	*****	0.17	0.13	0.22	0.21	216.5	*****	29.5	14	21.5	21
21+451	100	2.31	*****	0.19	0.56	0.14	0.56	159	*****	18	34.5	18	38.5
21+551	100	1.56	*****	0.18	0.21	*****	0.26	193.5	*****	18.5	38.5	*****	41
21+651	100	3.57	*****	*****	0.34	*****	0.44	256.5	*****	*****	27.5	*****	35
21+751	100	0.42	0.21	*****	0.61	*****	0.21	199.5	5.3	*****	47.5	*****	32.5
21+851	100	0.82	0.15	0.27	0.32	*****	0.31	62	18	6.75	46.5	*****	26
21+951	100	3.83	0.32	0.48	0.32	0.13	0.31	232.5	23.5	37.5	32	3.25	31

METRADO DE MOVIMIENTO DE TIERRAS (GAVIONES)

TRAMO PTE PANAMERICANA - HDA CABALLERO

GAVIONES

18250 m

ESTACA	DISTANCIA (M)	AREAS (M2)						VOLUMEN (M3)					
		LIMPIEZA DE CAUCE	RELLENO DE CAUCE	MARGEN DERECHA		MARGEN IZQUIERDA		LIMPIEZA DE CAUCE	RELLENO DE CAUCE	MARGEN DERECHA		MARGEN IZQUIERDA	
				CORTE TALUD	RELLENO TALUD	CORTE TALUD	RELLENO TALUD			CORTE TALUD	RELLENO TALUD	CORTE TALUD	RELLENO TALUD
22+051	100	2.31	*****	0.17	0.75	0.18	0.92	307	*****	32.5	53.5	15.5	61.5
22+151	100	3.51	*****	*****	1.31	0.16	0.44	291	*****	*****	103	17	68
22+251	100	1.56	*****	*****	0.24	*****	0.23	253.5	*****	*****	77.5	*****	33.5
22+351	100	0.31	0.21	*****	1.64	*****	0.81	93.5	5.25	*****	94	*****	52
22+451	100	2.35	0.35	0.15	0.21	*****	0.57	133	28	3.75	92.5	*****	69
22+551	100	1.91	0.12	0.21	0.89	0.13	0.21	213	23.5	18	55	3.25	39
22+651	100	1.56	0.42	0.42	0.56	0.18	0.63	173.5	27	31.5	72.5	15.5	42
22+751	100	2.65	*****	*****	0.21	0.11	0.82	210.5	10.5	*****	38.5	14.5	72.5
22+851	100	1.82	*****	0.31	0.51	*****	0.61	223.5	*****	7.75	36	*****	71.5
22+951	100	3.56	*****	0.25	0.87	*****	0.64	269	*****	28	69	*****	62.5
23+051	100	0.32	*****	0.3	0.5	0.13	0.93	194	*****	27.5	68.5	3.25	78.5
23+151	100	1.18	*****	0.41	0.87	0.18	0.41	75	*****	35.5	68.5	4.5	67
23+251	100	2.67	*****	0.32	0.52	0.14	1.65	192.5	*****	36.5	69.5	3.5	103
23+351	100	3.64	*****	0.18	0.36	*****	0.26	315.5	*****	25	44	*****	95.5
23+451	100	0.64	*****	0.22	0.96	*****	0.21	214	*****	20	66	*****	23.5
23+551	100	1.54	*****	*****	0.86	*****	0.78	109	*****	*****	91	*****	49.5
23+651	100	3.21	0.25	*****	0.32	*****	0.32	237.5	6.25	*****	59	*****	55
23+751	100	2.75	0.16	0.24	0.42	*****	0.28	298	20.5	6	37	*****	30
23+851	100	0.56	0.18	0.54	0.62	0.14	1.36	165.5	17	39	52	3.5	82
23+951	100	4.23	*****	0.28	0.35	0.11	0.11	239.5	4.5	41	48.5	12.5	73.5
24+051	100	1.65	*****	0.9	0.85	0.16	0.56	294	*****	59	60	13.5	33.5
24+151	100	0.43	*****	0.32	0.58	0.15	0.33	104	*****	61	71.5	15.5	44.5
24+251	100	3.64	*****	0.14	0.67	0.18	0.86	203.5	*****	23	62.5	16.5	59.5
24+351	100	1.54	*****	0.72	0.78	*****	0.21	259	*****	43	72.5	*****	53.5
24+451	100	3.87	*****	0.53	0.91	*****	1.32	270.5	*****	62.5	84.5	*****	76.5
24+551	100	1.64	*****	0.46	1.12	*****	0.11	275.5	*****	49.5	101.5	*****	71.5
24+651	100	0.51	*****	0.42	0.56	*****	0.14	107.5	*****	44	84	*****	12.5
24+751	100	3.24	0.14	0.36	1.31	0.12	0.98	187.5	3.5	39	93.5	3	56
24+851	100	2.54	0.23	0.41	0.85	0.11	0.36	289	18.5	38.5	108	11.5	67
24+951	100	0.45	0.32	0.25	1.41	0.18	0.61	149.5	27.5	33	113	14.5	48.5

METRADO DE MOVIMIENTO DE TIERRAS (GAVIONES)

TRAMO PTE PANAMERICANA - HDA CABALLERO

GAVIONES

18250 m

ESTACA	DISTANCIA (M)	AREAS (M2)						VOLUMEN (M3)					
		LIMPIEZA DE CAUCE	RELLENO DE CAUCE	MARGEN DERECHA		MARGEN IZQUIERDA		LIMPIEZA DE CAUCE	RELLENO DE CAUCE	MARGEN DERECHA		MARGEN IZQUIERDA	
				CORTE TALUD	RELLENO TALUD	CORTE TALUD	RELLENO TALUD			CORTE TALUD	RELLENO TALUD	CORTE TALUD	RELLENO TALUD
25+051	100	2.64	*****	0.2	0.95	*****	0.98	154.5	*****	22.5	118	*****	79.5
25+151	100	3.91	*****	0.15	1.59	0.11	1.17	327.5	*****	17.5	127	2.75	107.5
25+251	100	1.68	*****	*****	0.58	*****	0.87	279.5	*****	*****	108.5	*****	102
25+351	100	3.64	*****	*****	1.63	*****	0.83	266	*****	*****	110.5	*****	85
25+451	100	3.47	*****	*****	0.65	0.12	1.82	355.5	*****	*****	114	3	132.5
25+551	100	2.78	*****	0.52	1.21	0.11	0.36	312.5	*****	13	93	11.5	109
25+651	100	3.64	*****	0.21	1.41	*****	0.87	321	*****	36.5	131	*****	61.5
25+751	100	0.12	0.12	0.32	0.95	0.13	1.54	188	3.0	26.5	118	3.25	120.5
25+851	100	4.31	0.25	*****	1.68	0.11	1.21	221.5	18.5	*****	131.5	12	137.5
25+951	100	3.64	0.36	*****	0.87	*****	0.65	397.5	30.5	*****	127.5	*****	93
26+051	100	1.64	*****	0.14	0.6	*****	0.75	264	9.0	3.5	73.5	*****	70
26+151	100	3.21	*****	0.21	1.57	*****	0.65	242.5	*****	17.5	108.5	*****	70
26+251	100	2.78	*****	0.31	0.56	*****	0.56	299.5	*****	26	106.5	*****	60.5
26+351	100	0.87	*****	0.36	1.41	0.12	1.28	182.5	*****	33.5	98.5	3	92
26+451	100	3.36	*****	*****	0.65	0.14	1.88	211.5	*****	*****	103	13	158
26+551	100	1.69	*****	0.56	0.74	*****	1.45	252.5	*****	14	69.5	*****	166.5
26+651	100	3.47	*****	0.47	1.46	*****	1.63	258	*****	51.5	110	*****	154
26+751	100	3.24	*****	0.61	1.56	*****	0.82	335.5	*****	54	151	*****	122.5
26+851	100	1.95	0.36	0.38	1.21	0.11	1.36	259.5	9.0	49.5	138.5	2.75	109
26+951	100	3.87	0.14	0.27	1.38	0.15	1.23	291	25	32.5	129.5	13	129.5
27+051	100	0.74	0.11	0.2	1.2	0.16	0.47	230.5	12.5	23.5	129	15.5	85
27+151	100	3.67	*****	0.11	1.56	*****	1.41	220.5	2.8	15.5	138	*****	94
27+251	100	1.45	*****	*****	1.14	*****	1.57	256	*****	*****	135	*****	149
27+351	100	2.65	*****	0.23	1.68	0.11	0.32	205	*****	5.75	141	2.75	94.5
27+451	100	3.54	*****	0.18	0.97	0.18	0.52	309.5	*****	20.5	132.5	14.5	42
27+551	100	0.5	*****	0.12	1.52	*****	1.64	202	*****	15	124.5	*****	108
27+651	100	2.56	*****	*****	0.64	0.15	1.11	153	*****	*****	108	3.75	137.5
27+751	100	1.23	*****	*****	0.54	*****	0.66	189.5	*****	*****	59	*****	88.5
27+851	100	3.56	*****	0.32	1.38	*****	1.81	239.5	*****	8	96	*****	123.5
27+951	100	1.64	*****	0.26	0.92	0.17	0.13	260	*****	29	115	4.25	97

METRADO DE MOVIMIENTO DE TIERRAS (GAVIONES)

TRAMO PTE PANAMERICANA - HDA CABALLERO

GAVIONES

18250 m

ESTACA	DISTANCIA (M)	AREAS (M2)						VOLUMEN (M3)					
		LIMPIEZA DE CAUCE	RELLENO DE CAUCE	MARGEN DERECHA		MARGEN IZQUIERDA		LIMPIEZA DE CAUCE	RELLENO DE CAUCE	MARGEN DERECHA		MARGEN IZQUIERDA	
				CORTE TALUD	RELLENO TALUD	CORTE TALUD	RELLENO TALUD			CORTE TALUD	RELLENO TALUD	CORTE TALUD	RELLENO TALUD
28+051	100	1.49	*****	0.15	0.31	0.13	1.73	156.5	*****	20.5	61.5	15	93
28+151	100	2.54	*****	0.45	1.52	*****	2.58	201.5	*****	30	91.5	*****	215.5
28+251	100	1.46	0.16	0.16	1.64	*****	1.82	200	4.0	30.5	158	*****	220
28+351	100	2.58	0.14	0.17	1.23	0.14	2.64	202	15	16.5	143.5	3.5	223
28+451	100	3.42	0.28	0.19	1.95	0.16	1.67	300	21	18	159	15	215.5
28+551	100	2.45	0.15	*****	1.63	0.11	1.32	293.5	21.5	*****	179	13.5	149.5
28+651	100	1.48	*****	*****	0.25	*****	0.44	196.5	3.75	*****	94	*****	88
28+751	100	3.54	*****	*****	1.56	*****	1.23	251	*****	*****	90.5	*****	83.5
28+851	100	2.23	*****	*****	1.32	*****	1.78	288.5	*****	*****	144	*****	150.5
29+011	160	1.56	*****	0.11	0.45	*****	1.86	303.2	*****	4.4	141.6	*****	291.2

RESUMEN DE MOVIMIENTO DE TIERRAS

TRAMO		VOLUMEN (M3)							
		LIMPIEZA DE CAUCE	RELLENO DE CAUCE	MARGEN DERECHA			MARGEN IZQUIERDA		
				CORTE TALUD	RELLENO TALUD	CORTE UÑA	CORTE TALUD	RELLENO TALUD	CORTE UÑA
MAR - PTE. INCA		13871	212.4	777	6279	*****	713	7938	*****
PTE.PANAME. - H.CABALL.		42759	1263	5169.9	11927	*****	3153.8	11298	*****
PTE.INCA - PTE. PANAME.		12330	274	6439.5	30881	27825	7159.3	22679	27825
	PARCIAL	68960	1749.4	12386.4	49087	27825	11026.1	41915	27825
	TOTAL	68960.00	1749.40	40211.40	91002.00	55650.00			

3.4.4 Análisis de Costos Unitarios

Costos de partidas de enrocado de protección y gaviones

PARTIDA : 01.01.00

DESCRIPCION : Movilización de equipo defensa ribereña

RENDIMIENTO :

UNIDAD : GLB

CUADRILLA :

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 : 01.02.00

DESCRIPCION : Campamento y oficinas provisionales

RENDIMIENTO : 10 M2/Dia

UNIDAD : M2

CUADRILLA : 1 Operario + 2 Peones

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 :	56.96

PARTIDA : 01.03.00

DESCRIPCION : Trazo, nivelac.replanteo defensa ribereña

RENDIMIENTO :

UNIDAD : GLB

CUADRILLA :

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 : 01.04.00

DESCRIPCION : Acceso a los frentes de trabajo

RENDIMIENTO :

UNIDAD : GLB

CUADRILLA : 0.2 Capataz + 2 Peones

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 : 01.05.00

DESCRIPCION : Desvíos de agua del río

RENDIMIENTO :

UNIDAD : GLB

CUADRILLA :

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 : 01.06.00
 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 : 01.07.00
 DESCRIPCION : Guardianía
 RENDIMIENTO :
 CUADRILLA : 2 Oficiales

UNIDAD : MES

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 : 02.01.00
 DESCRIPCION : Excav.y elimin.material de cauce del río
 RENDIMIENTO : 1000 M3/Día
 CUADRILLA : 0.1 Capataz + 1 Oficial + 2 Peones

UNIDAD : M3

DESCRIPCION	UND	CANT.	P. UNIT.	C. PARCIAL	C. TOTAL
CAPATAZ	hh	0.001	9.24	0.01	
OFICIAL	hh	0.008	7.87	0.06	
PEON	hh	0.016	7.05	0.11	0.19
TRACTOR DE 8K - 300 HP	hm	0.008	164.29	1.31	1.31432
herram. 3.00 % DE M.O.				0.01	0.01
				TOTAL :	1.50

PARTIDA : 02.02.00
 DESCRIPCION : Relleno con material de río
 RENDIMIENTO : 400 M3/Día
 CUADRILLA : 0.2 Capataz + 2 Oficial + 4 Peones

UNIDAD : M3

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 8m3	hm	0.040	64.63	2.59	
CARGAD. ORUGA 150 - 180 CP	hm	0.020	108.5	2.17	
TRACTOR 140 - 160	hm	0.020	98.14	1.96	6.72
herram. 3.00 % DE M.O.				0.03	0.03
				TOTAL :	7.66

PARTIDA : 03.01.00
 DESCRIPCION : Excav./P/Cimentación - seco (uña)
 RENDIMIENTO : 320 M3/Día
 CUADRILLA : 0.1 Capataz + 1 Oficial + 2 Peones

UNIDAD : M3

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 : 03.02.00
 DESCRIPCION : Corte y perfilado de talud
 RENDIMIENTO : 800 M3/Día
 CUADRILLA : 0.5 Capataz + 3 Peones

UNIDAD : M3

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 : 03.03.00
 DESCRIPCION : Relleno con material de río en terraplen
 RENDIMIENTO : 400 M3/Día
 CUADRILLA : 0.2 Capataz + 2 Oficial + 4 Peones

UNIDAD : M3

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 : 03.04.00
 DESCRIPCION : Extracción de cantera (Roca de banco)
 RENDIMIENTO : 400 M3/Día
 CUADRILLA : 1Capataz/ 8 Operarios/ 4 Oficiales/ 9 Pe

UNIDAD : M3

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 : 03.05.00
 DESCRIPCION : Selección, cargío y transporte
 RENDIMIENTO : 350 M3/Día
 CUADRILLA : 1 Capataz + 2 Oficial + 8 Pecnes

UNIDAD : M3

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 : 03.06.00
 DESCRIPCION : Descarga y colocación
 RENDIMIENTO : 225 M3/Día
 CUADRILLA : 1 Capataz + 2 Oficial + 6 Peones

UNIDAD : M3

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 : 03.07.00
 DESCRIPCION : Acojamiento de material de lecho de río
 RENDIMIENTO : 4.44 M3/Día
 CUADRILLA : 0.1 Capataz + 1 Peones

UNIDAD : M3

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 : 03.08.00
 DESCRIPCION : Descarga y colocación de filtro
 RENDIMIENTO : 8 M3/Día
 CUADRILLA : 0.1 Capataz + 2 Peones

UNIDAD : M3

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

PARTIDA : 04.01.00
 DESCRIPCION : Colocación y llenado de gaviones T1
 RENDIMIENTO : 8 M3/Día
 CUADRILLA : 0.1 Capataz + 2 Peones

UNIDAD : M3

DESCRIPCION	UND	CANT.	P. UNIT.	C. PARCIAL	C. TOTAL
GAVIONES GALVANIZADOS Y PLASTIFICADOS 10X12 cm, 2.4mm					
1.50x0.80x1.00 m	Pza	0.83	95.00	79.17	
2.00x1.00x1.00 m	Pza	0.50	105.00	52.50	
3.50x0.50x1.00 m	Pza	0.57	125.00	71.43	123.93
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 :	139.40

PARTIDA 04.02.00

DESCRIPCIC Colocación y llenado de gaviones T2

RENDIMIEN 8 M3/Día

UNIDAD : M3

CUADRILLA 0.1 Capataz + 2 Peones

DESCRIPCIOI	UND	CANT.	P. UNIT.	C. PARCIAL	C. TOTAL
GAVIONES GALVANIZADOS Y PLASTIFICADOS 10X12 , 2.4mm					
1.50x0.50x1.00	Pza	1.33	85.00	113.33	
2.00x1.00x1.00	Pza	0.50	105.00	52.50	
2.50x1.00x1.00	Pza	0.40	115.00	46.00	
4.50x0.50x1.00	Pza	0.44	130.00	57.78	269.61
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 :	285.09

PARTIDA 04.03.00

DESCRIPCIC Colocación y llenado de gaviones T3

RENDIMIEN 8 M3/Día

UNIDAD : M3

CUADRILLA 0.1 Capataz + 2 Peones

DESCRIPCIOI	UND	CANT.	P. UNIT.	C. PARCIAL	C. TOTAL
GAVIONES GALVANIZADOS Y PLASTIFICADOS 10X12 , 2.4mm					
1.50x0.50x1.00	Pza	1.33	85.00	113.33	
2.00x1.00x1.00	Pza	0.50	105.00	52.50	
2.50x1.00x1.00	Pza	0.40	115.00	46.00	
3.00x1.00x1.00	Pza	0.33	120.00	40.00	
5.50x0.80x1.00	Pza	0.36	135.00	49.09	300.92
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 :	316.40

3.5 PRESUPUESTO

PRESUPUESTO

OBRA : Encauzamiento del río Chillón
UBICACIÓN : Carabayllo - Pte. Piedra - Callao
REALIZADO POR : Bach. ING. Carlos Silva Rojas
FECHA : Mayo 2000

Código	Descripción	Unidad	Metrado	Precio Unitario	Costo Parcial
1.00	TRABAJOS PRELIMINARES				
1.10	Movilización de equipo def. ribereña	GLB	1.00	9289.62	9289.62
1.20	Campamentos y oficinas provisionales	M2	20.00	56.96	1139.2
1.30	Trazo, Nivelación y replanteo def. ribereña	GLB	1.00	5918.29	5918.29
1.40	Acceso a los frentes de trabajo	GLB	1.00	5048.42	5048.42
1.50	Desvío de aguas de río	GLB	1.00	2505.18	2505.18
1.60	Carteles de obra inc. Transp. e instalación	UND	5.00	577.36	2886.8
1.70	Guardianía	MES	8.00	1584	12672
					<u>39459.51</u>
2.00	LIMPIEZA DE CAUCE				
2.10	Excav. y elimin. de materi. del cauce del río	M3	68960.00	1.50	103440.00
2.20	Relleno del cauce	M3	1749.40	7.66	13400.40
					<u>116840.40</u>
3.00	DIQUE LONGITUDINAL				
	<u>Movimiento de tierra</u>				
3.10	Excav. p/ciment. en conglomerado seco (uña)	M3	55650.00	3.61	200896.50
3.20	Corte y perfilado de talud	M3	13598.80	1.91	25973.71
3.30	Relleno del terraplen	M3	53560.00	7.45	399022.00
	<u>Enrocado de protección</u>				
3.40	Extrac.en cantera (roca en banco)	M3	210479.00	16.21	3411864.59
3.50	Selec. Carguío y transporte	M3	235736.00	23.91	5636447.76
3.60	Descarga y colocación	M3	147335.00	4.99	735201.65
	<u>Filtro</u>				
3.70	Acoj. De material de lecho de río (manual)	M3	13141.00	13.64	179243.24
3.80	Descarga y colocación del filtro	M3	13141.00	15.47	203291.27
					<u>10791940.72</u>

PRESUPUESTO

OBRA : Encauzamiento del río Chillón
UBICACIÓN : Carabaylo - Pte. Piedra - Callao
REALIZADO POR : Bach. ING. Carlos Silva Rojas
FECHA : Marzo 2000

Código	Descripción	Unidad	Metrado	Precio Unitario	Costo Parcial
4.00	GAVIONES				
	<u>Movimiento de tierra</u>				
4.10	Corte y perfilado de talud	M3	9813.700	1.91	18744.17
4.20	Relleno del dique	M3	37442.00	7.45	278942.90
	<u>Colocación</u>				
4.30	Acoj. de material de lecho de río (manual)	M3	247040.00	13.64	3369625.60
4.40	Colocación y llenado de gaviones (tipo 1)	M3	177705.00	139.40	24772077.00
4.50	Colocación y llenado de gaviones (tipo 2)	M3	43200.00	285.09	12315888.00
4.60	Colocación y llenado de gaviones (tipo 3)	M3	26135.00	316.40	8269114.00
	<u>Filtro</u>				
4.70	Acoj. de material de lecho de río (manual)	M3	21753.00	13.64	296710.92
4.80	Descarga y colocación del filtro	M3	21753.00	15.47	336518.91
					<u>49657621.50</u>
	COSTO DIRECTO :				60605862.13
	GASTOS GENERALES Y UTILIDADES 15% :				<u>9090879.319</u>
	SUB TOTAL				69696741.45
	IMPUESTO GENERAL A LAS VENTAS 18% :				12545413.46
	PRESUPUESTO TOTAL (en nuevos soles)				<u>82 242 154.91</u>

CAPITULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Como resultado final de la elaboración del presente trabajo, se obtienen las siguientes conclusiones y recomendaciones:

CONCLUSIONES

- 1) La falta de planificación para la utilización racional de las áreas ribereñas del río Chillón, aunados a los eventos de máximas descargas, han ocasionado inundaciones con la consecuente pérdidas económicas que retrasa el desarrollo de los distritos asentados en la parte baja de su cuenca, situación que nos conduce a una búsqueda urgente de soluciones al problema
- 2) En el trayecto del río se presentan áreas de inundación que tienen un gran valor agrícola las mismas que están cambiando su uso a consecuencia de la alta demanda de vivienda originada por el flujo migratorio poblacional; estos nuevos moradores a su vez se asientan en las márgenes ribereñas y deterioran las condiciones naturales del cauce y márgenes del río, acrecentando de este modo el riesgo por inundaciones.
- 3) El tramo en estudio se ha dividido en tres tramos las que tomando en consideración sus particulares características son evaluadas para darles protección, así tenemos el tramo Hacienda Caballero hasta el puente de la

Panamericana, se protegerá con gaviones, con un ancho de encauzamiento de 60m.; el siguiente tramo desde el puente Panamericana hasta el puente Inca se protegerá con diques revestido de enrocado, con un ancho de encauzamiento de 30m.; para el último tramo desde el puente Inca hasta la desembocadura se protegerá de gaviones, el cual tendrá un ancho de encauzamiento de 50m.; en los tres tramos el valor del ancho de encauzamiento respectivo se construirá de acuerdo a como lo permitan las construcciones de viviendas asentadas en las márgenes del río.

- 4) La evaluación hidrológica efectuada para la determinación de los eventos de valores máximos se ajusta mediante el método de Gumbel, encontrándose como parámetro de diseño los caudales de $183 \text{ m}^3/\text{seg}$, para un período de retorno de 100 años y de $231 \text{ m}^3/\text{seg}$. para un período de retorno de 500 años. A estos caudales de diseño no se les descontó los caudales que normalmente son utilizados para fines de irrigación y para abastecimiento de agua potable
- 5) Se estima que el área inundable por la avenida de 500 años de tiempo de retorno compromete aproximadamente 1040 hectáreas de área urbana y 9175 hectáreas de área agrícola, lo cual es una razón de importancia para el desarrollo de la obras de protección.
- 6) El tramo Puente Panamericana – Puente Inca es el sector más crítico, debido a que la población vive cerca de la orilla, además que en una gran parte el nivel del fondo del cauce del río se encuentra por encima del nivel del terreno de las urbanizaciones, lo que pone en evidencia el peligro de eventuales desbordes del

río, es por eso que en este tramo se está proyectando diques con revestimiento de enrocado y dimensiones capaces de controlar los flujos máximos de avenidas.

- 7) El dique protegido por enrocado será construido de material homogéneo compuesto de grava arcillosa GC, con un talud aguas abajo de 1:5 y aguas arriba de 1:1.65; alcanza una altura de 5.3m en el caso mas crítico, con un ancho de corona mínimo de 3m y un borde libre de 0.80 m., este último valor debido a que en las grandes avenidas se produce fenómenos como la incorporación de aire y el oleaje, que incrementan notablemente el tirante normal de agua.

- 8) En el presente estudio se ha considerado tres tipos de gaviones escalonados con su respectiva base antisocavante. El diámetro promedio de los pedriscos con que se van a rellenar las cajas de los gaviones, serán para la base antisocavante de 160 y 200 mm, y para el muro serán de 120 y 130 mm. Los gaviones serán de malla hexagonal de 80 x 100 mm., con diámetro de 2.40 mm., galvanizado y revestido con PVC de espesor no menor de 0.40 mm., a doble torsión, con alambre de amarre de 2.2mm. de diámetro, blando, triple galvanizado y dúctil de 4 mm.

RECOMENDACIONES

Con el desarrollo del presente trabajo se dan dos tipos de recomendaciones como medidas de protección:

Medidas de Protección no Estructural

- 1) Establecimiento de un Organismo autónomo administrativo de la Cuenca del Río Chillón; que se encargue del manejo técnico así como la operación y mantenimiento de las estructuras del río.
- 2) Se deben tomar acciones de acondicionamiento territorial para proteger y mantener la condición agrícola de las tierras existentes.
- 3) Se debe establecer un sistema de prevención de desastres con la participación de autoridades municipales, provinciales, distritales y la población debidamente organizada, dando a conocer de las posibles inundaciones que podrían ocurrir.
- 4) Educar a los pobladores a no arrojar basura al río, para que no se ocupe nuevamente éstas áreas como botaderos, debe desarrollarse un programa alternativo de recojo, transporte y procesamiento de residuos sólidos.

Medidas de Protección Estructural

- 1) Es importante recuperar el bosque ribereño a lo largo de toda la cuenca, como un medio para minimizar los riesgos de inundaciones.

- 2) Llevar acabo un estudio para la realización de un sistema de alcantarillado paralelo al río, en ciertas partes, que recoja las descargas de ambas márgenes y la transporte a la red urbana.

BIBLIOGRAFIA

1. COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD, Instituto de Investigaciones Eléctricas, **Manual de Diseño de Obras Civiles, Hidrotécnica – Hidráulica – H. Fluvial**, México.
2. DE PIEROLA CANALES, José N. **Turbisonda DHH – 01/93. Muestreador de sedimentos en suspensión** Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil, Departamento de Hidráulica e Hidrología, Lima, 1994
3. Geología de los cuadrangulos de Lima, Chancay – Lurín – Chosica. Serie A Carta Geológica Nacional , Boletín 43, INGEMET, 1992
4. HAJI SHIRONOSHITA, Susana **Plan de defensa contra inundaciones**, UNI – FIC , TG/3043 – 1992.
5. <http://www.hec.usace.army.mil/software/> **Hidrologic Engineering Center**
6. <http://www.usace.army.mil/> **Hidrologic Engineering Center**
7. IPARRAGUIRRE ORTIZ, Carlos **Plan maestro de encauzamiento del río Tumbes**, UNI – FIC , TP/3391 – 1996
8. Inventario y Evaluación de los recursos naturales de la zona del proyecto Macapomacocha. INRENA.

9. LINSLEY, KOHLER y PAULUS **Hidrología para Ingenieros** editorial Mc Grau Hill, 1977.
10. LAREDO REYNA, Jorge **Encauzamiento del río Rímac Tramo Atarjea – Puente del ejército**, UNI – FIC, TG/3052 – 1992
11. LELIAVSKY, Serge **Introducción a la hidráulica fluvial** Ediciones Omega S.A., Barcelona, 1964.
12. LELIANVSKY, S. **River and canal hydraulics** vol IV, Edit. Chapman and Hall, Ltd, London, 1965.
13. MACHICAO PEREYRA, Carlos **Defensas en el río Chillón**, UNI – FIC , TG/1411 – 1971
14. Maccaferri Gabioes do Brasil Ltda., **“Diques flexibles para la regulación de ríos y obras de toma”**, S.P.A. officine Maccaferri, 1990.
15. MANSÉN 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.
16. Maccaferri Gabioes do Brasil Ltda., **“Estructuras flexibles en gaviones en las obras de conteción”**,S.P.A. officine Maccaferri, 1990.

17. MAZA ALVAREZ, J. A. y CRUICKSHANK, Carlos **Canales en terrenos aluviales** Recursos Hidráulicos, I.A.H.R., Bogotá 1974.
18. PROGRAMA DE PLANIFICACION Y GESTION URBANA, Dpto. de desarrollo urbano, O.N.G. ALTERNATIVA
19. ROCHA FELICES, Arturo **Transporte de sedimentos aplicado al diseño de estructuras hidráulicas** Libro 1, Colección del Ingeniero Civil, Colegio de Ingenieros del Perú, Lima, 1990.
20. ROCHA FELICES, Arturo **Recursos hidráulicos** Libro 16, Colección del Ingeniero Civil, Colegio de Ingenieros del Perú, Lima, 1993.
21. RODRIGUEZ ZUBIATE, Edgar **Plan de defensa de inundaciones** Revista Edificando, 1992
22. ROCHA FELICES, Arturo **Hidráulica de tuberías y canales** Lima, 1975-1981.
23. ROCHA, Arturo y LESCANO, Manuel **Transporte de sedimentos** Departamento de Hidráulica e Hidrología, UNI., 1969.
24. SIMONS, D.B. y SETURK, F. **Sediment transport technology** Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado, U.S.A., 1977

25. SCHOKLITSCH, Armin **Tratado de arquitectura hidráulica** Editorial Gustavo Gili, S.A. Barcelona, 1961
26. VEN TE CHOW. **Hidráulica de los Canales Abiertos** Editorial Diana, México, 1986
27. VALDIVIA MIRANDA, Martín **Planteamiento de un esquema de captación – encauzamiento en el río Cabanillas**, UNI – FIC, TP/3338 – 1996
28. VILLON B., Máximo **Hidráulica de canales** Editorial Horizonte Latinoamericano, Lima, 1985.
29. WOLFGANG SCHRODER **Regularización y control de ríos** CONCYTEC, Universidad de Piura, 1994

ANEXOS

RESULTADO DE LA CORRIDA DEL PROGRAMA DEL PERFIL DEL FLUJO

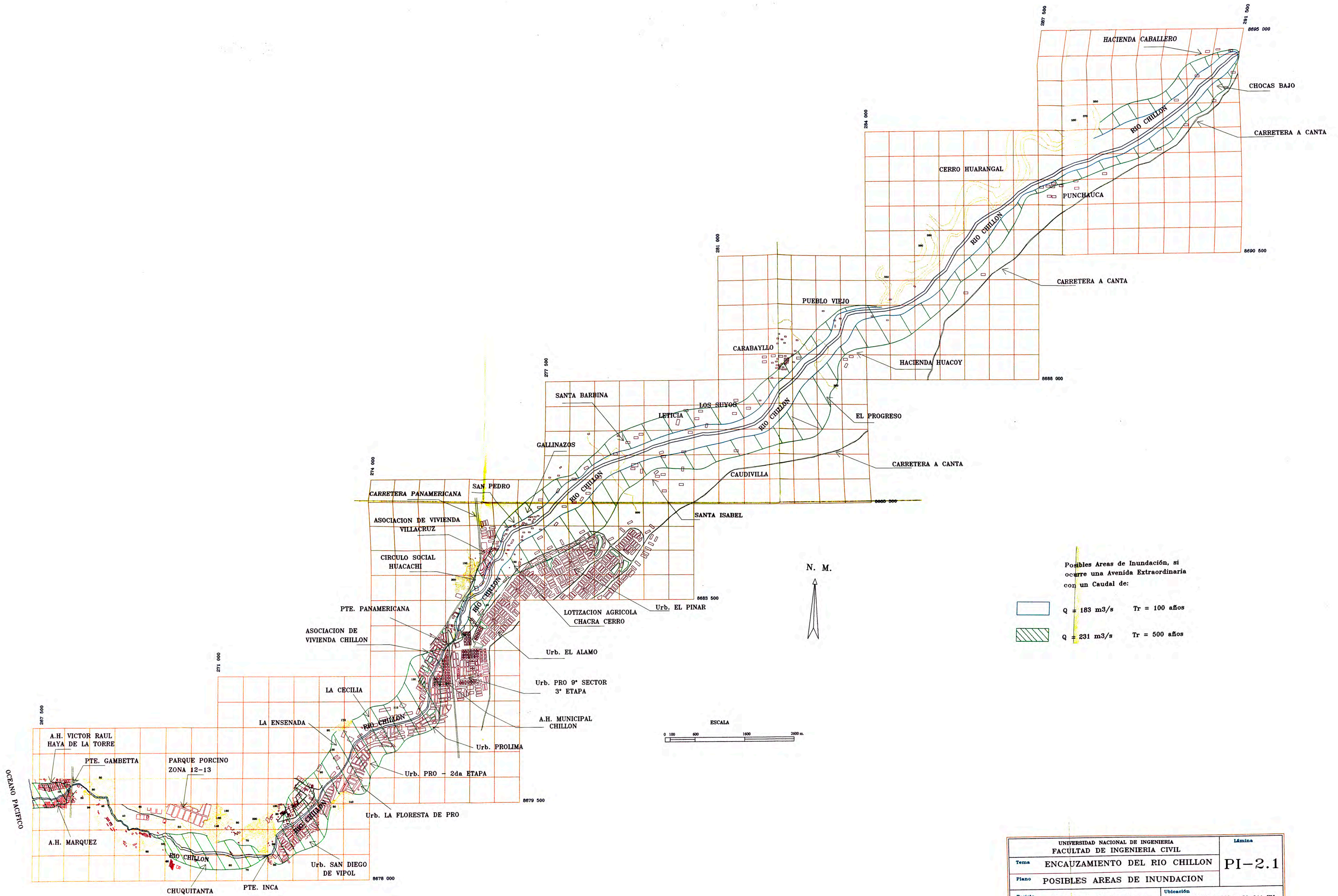
River Sta	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude	DISTANCIA	TIRANTE
80	183	407.15	408.21	408.21	408.7	0.021259	3.12	58.67	60	1.01	29011	1.06
79	183	401.37	402.46	402.46	402.96	0.021302	3.12	58.66	60	1.01	28591	1.09
78	183	394.27	395.35	395.35	395.84	0.021129	3.11	58.79	60	1	28091	1.08
77	183	387.27	388.35	388.35	388.84	0.021134	3.11	58.79	60	1	27591	1.08
76	183	380.37	381.42	381.42	381.92	0.021077	3.11	58.82	60	1	27091	1.05
75	183	371.97	373.06	373.06	373.55	0.021272	3.12	58.69	60	1.01	26491	1.09
74	183	363.67	364.8	364.8	365.29	0.02134	3.12	58.66	60	1.01	25891	1.13
73	183	360.95	362.07	362.07	362.57	0.021355	3.12	58.64	60	1.01	25711	1.12
72	183	357.55	358.65	358.65	359.14	0.02111	3.11	58.83	60	1	25461	1.1
71	183	353.95	355.07	355.07	355.57	0.021321	3.12	58.67	60	1.01	25211	1.12
70	183	350.45	351.55	351.55	352.04	0.021083	3.11	58.85	60	1	24961	1.1
69	183	339.25	340.37	340.37	340.86	0.021343	3.12	58.65	60	1.01	24161	1.12
68	183	328.25	329.94	329.94	330.73	0.02005	3.93	46.59	30	1.01	23361	1.69
67	183	325.45	326.6	326.6	327.1	0.021313	3.12	58.71	60	1.01	23161	1.15
66	183	321.75	322.88	322.88	323.37	0.021147	3.11	58.82	60	1	22911	1.13
65	183	318.21	319.33	319.33	319.83	0.021285	3.12	58.71	60	1.01	22651	1.12
64	183	314.95	316.02	316.02	316.52	0.021228	3.12	58.71	60	1.01	22411	1.07
63	183	310.6	311.72	311.72	312.21	0.021335	3.12	58.66	60	1.01	22111	1.12
62	183	306.45	307.56	307.56	308.06	0.021294	3.12	58.69	60	1.01	21811	1.11
61	183	302.25	303.35	303.35	303.84	0.021167	3.11	58.78	60	1	21511	1.1
60	183	298.05	299.14	299.14	299.64	0.021258	3.12	58.7	60	1.01	21211	1.09
59	183	292.45	293.53	293.53	294.02	0.021129	3.11	58.8	60	1	20811	1.08
58	183	286.85	287.91	287.91	288.41	0.021095	3.11	58.81	60	1	20411	1.06
57	183	282.25	283.34	283.34	283.84	0.02128	3.12	58.68	60	1.01	20061	1.09
56	183	277.05	278.15	278.15	278.64	0.021078	3.11	58.86	60	1	19711	1.1
55	183	268.65	269.74	269.74	270.23	0.021136	3.11	58.8	60	1	19111	1.09
54	183	260.15	261.25	261.25	261.75	0.021272	3.12	58.7	60	1.01	18511	1.1
53	183	251.75	252.84	252.84	253.34	0.021341	3.12	58.63	60	1.01	17911	1.09
52	183	243.45	244.59	244.59	245.08	0.021381	3.12	58.63	60	1.01	17311	1.14
51	183	233.65	234.75	234.75	235.24	0.021052	3.11	58.88	60	1	16611	1.1

RESULTADO DE LA CORRIDA DEL PROGRAMA DEL PERFIL DEL FLUJO

River Sta	Q Total (m3/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 (m2)	Top Width (m)	Froude	DISTANCIA	TIRANTE
50	183	222.45	223.53	223.53	224.02	0.021131	3.11	58.8	60	1	15811	1.08
49	183	214.05	215.13	215.13	215.62	0.021209	3.12	58.73	60	1.01	15211	1.08
48	183	205.55	206.63	206.63	207.12	0.021212	3.12	58.73	60	1.01	14611	1.08
47	183	197.15	198.23	198.23	198.73	0.021139	3.11	58.79	60	1	14011	1.08
46	183	188.75	189.83	189.83	190.32	0.021296	3.12	58.66	60	1.01	13411	1.08
45	183	180.35	181.44	181.44	181.94	0.02128	3.12	58.68	60	1.01	12811	1.09
44	183	159.74	160.49	160.77	161.46	0.063247	4.34	42.14	60	1.65	12211	0.75
43	183	152.59	153.68	153.68	154.18	0.021288	3.12	58.68	60	1.01	11661	1.09
42	183	148.69	149.76	149.76	150.25	0.02107	3.11	58.84	60	1	11361	1.07
41	183	144.89	145.97	145.97	146.47	0.021253	3.12	58.7	60	1.01	11061	1.08
40	231	140.99	142.53	142.53	143.23	0.018384	3.71	62.22	44.53	1	10761	1.54
39	231	137.09	138.94	138.94	139.76	0.01788	4.01	57.57	35.56	1.01	10461	1.85
38	231	133.2	135.52	135.52	136.51	0.017281	4.4	52.49	26.96	1.01	10161	2.32
37	231	129.29	131.96	131.96	133.05	0.017029	4.64	49.82	23.01	1.01	9861	2.67
36	231	124.74	127.72	127.72	128.89	0.016941	4.78	48.35	20.94	1	9511	2.98
35	231	120.1	123.01	123.01	124.15	0.017074	4.73	48.88	21.73	1.01	9161	2.91
34	231	115.64	118.26	118.26	119.33	0.017131	4.58	50.4	23.86	1.01	8811	2.62
33	231	110.99	113.26	113.26	114.22	0.017228	4.35	53.14	27.81	1	8461	2.27
32	231	106.44	108.82	108.82	109.83	0.017225	4.45	51.95	26.14	1.01	8111	2.38
31	231	101.89	103.99	103.99	104.88	0.017575	4.18	55.21	31.3	1.01	7761	2.1
30	231	97.54	99.69	99.69	100.62	0.01743	4.27	54.08	29.46	1.01	7411	2.15
29	231	90.84	92.95	92.95	93.84	0.017495	4.18	55.32	31.34	1	6911	2.11
28	231	84.6	86.79	86.79	87.74	0.017361	4.32	53.53	28.58	1.01	6431	2.19
27	231	82	83.99	83.99	84.85	0.017734	4.11	56.25	33.18	1.01	6231	1.99
26	231	79.5	81.49	81.49	82.3	0.017983	3.99	57.85	35.97	1.01	6031	1.99
25	231	76.8	78.67	78.67	79.49	0.017922	4.01	57.6	35.61	1.01	5831	1.87
24	231	74.3	76.16	76.16	76.98	0.01787	4.01	57.61	35.59	1.01	5631	1.86
23	231	72.06	74.2	74.2	75.23	0.019517	4.51	51.24	25	1.01	5451	2.14
22	231	71.05	72.16	72.45	73.25	0.04647	4.64	49.79	50	1.48	5381	1.11

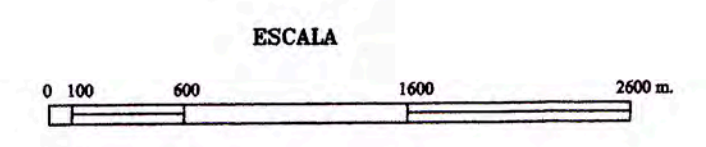
RESULTADO DE LA CORRIDA DEL PROGRAMA DEL PERFIL DEL FLUJO

River Sta	Q Total (m3/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 (m2)	Top Width (m)	Froude	DISTANCIA	TIRANTE
21	231	69	70.45	70.45	71.11	0.01998	3.58	64.48	50	1.01	5081	1.45
20	231	67.1	68.49	68.49	69.15	0.019867	3.58	64.54	50	1.01	4931	1.39
19	231	65.2	66.56	66.56	67.21	0.019651	3.57	64.69	50	1	4531	1.36
18	231	60	61.41	61.41	62.07	0.019916	3.58	64.49	50	1.01	4181	1.41
17	231	55.45	56.8	56.8	57.45	0.019795	3.58	64.55	50	1.01	3681	1.35
16	231	48.95	50.4	50.4	51.05	0.019959	3.58	64.5	50	1.01	3196	1.45
15	231	42.65	43.93	43.93	44.51	0.020247	3.37	68.58	60	1.01	2871	1.28
14	231	38.42	40.95	40.95	42.06	0.013894	4.68	49.41	22.46	1.01	2541	2.53
13	231	34.1	36.38	36.51	37.59	0.016977	4.88	47.33	23.68	1.1	2200	2.28
12	231	29.71	32.12	32.12	33.19	0.013931	4.58	50.47	23.85	1	2000	2.41
11	231	25.29	27.56	27.62	28.53	0.014984	4.37	52.83	30.14	1.05	1861	2.27
10	231	21.06	23.53	23.53	24.53	0.013507	4.45	51.97	26.08	1.01	1543	2.47
9	231	18.72	21.1	21.19	22.2	0.015559	4.66	49.59	25.84	1.07	1363	2.38
8	231	16.48	19.73	19.73	21.34	0.023516	5.61	41.15	12.95	1.01	1183	3.25
7	231	14.83	17.16	17.16	18.3	0.019898	4.73	48.85	21.7	1.01	1033	2.33
6	231	12.25	14.81	14.81	16.05	0.020422	4.94	46.74	18.95	1	858	2.56
5	231	8.8	11	11	12.05	0.01955	4.53	51.04	24.6	1	600	2.2
4	231	5.78	8	8	9.08	0.019642	4.6	50.2	23.5	1	360	2.22
3	231	3.73	5.56	5.56	6.47	0.019254	4.22	54.79	30.6	1.01	210	1.83
2	231	1.78	3.69	3.69	4.63	0.019275	4.29	53.84	29	1.01	60	1.91
1	231	1	2.26	2.45	3.19	0.03134	4.28	53.96	45	1.25	0	1.26

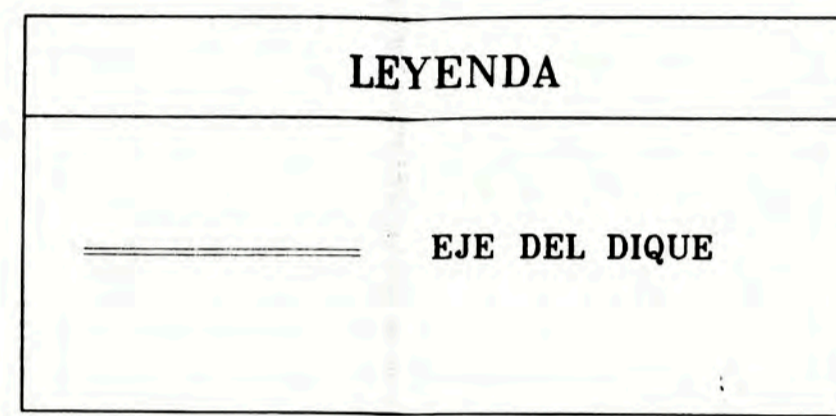
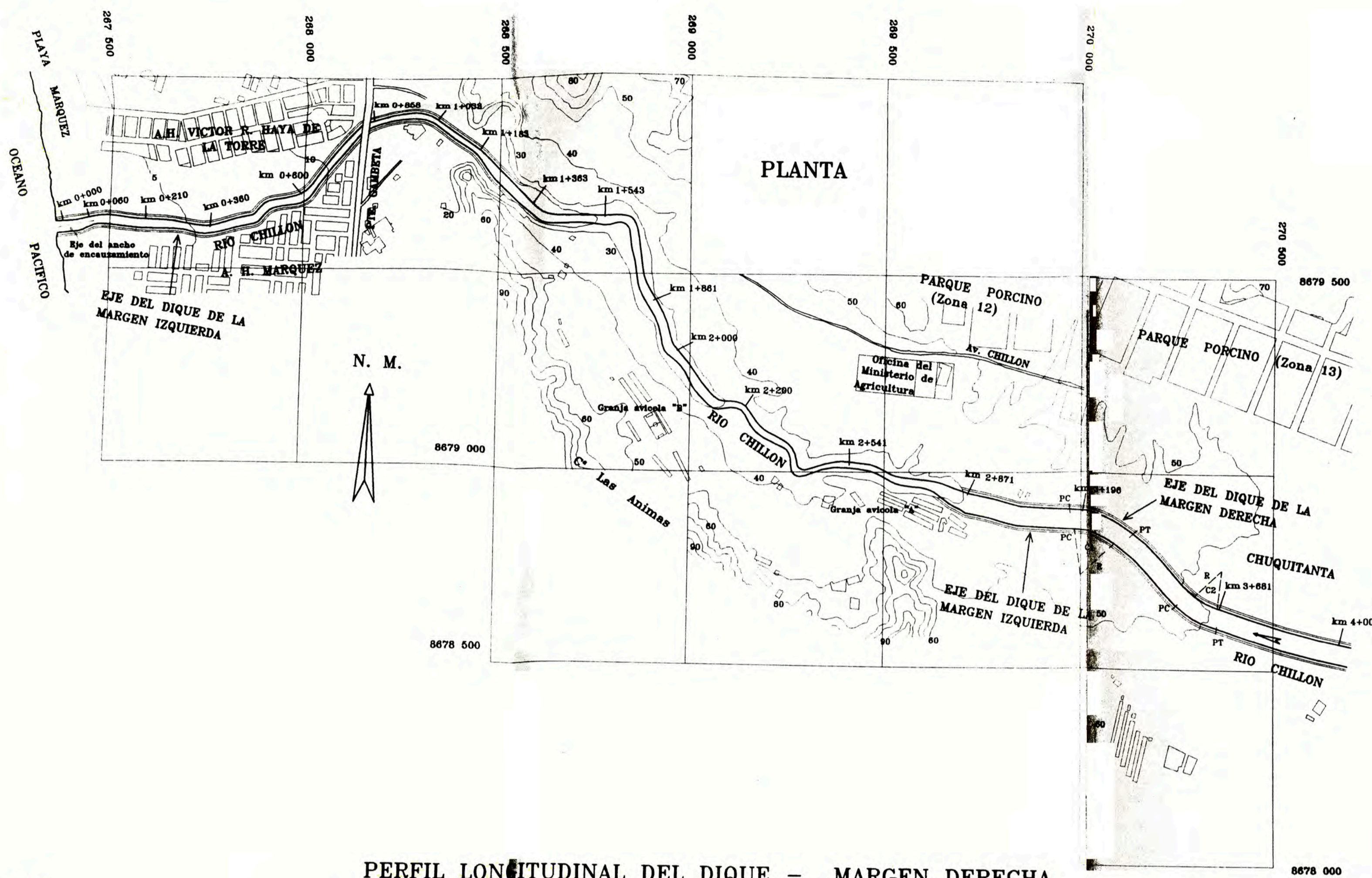


Possibles Areas de Inundación, si ocurre una Avenida Extraordinaria con un Caudal de:

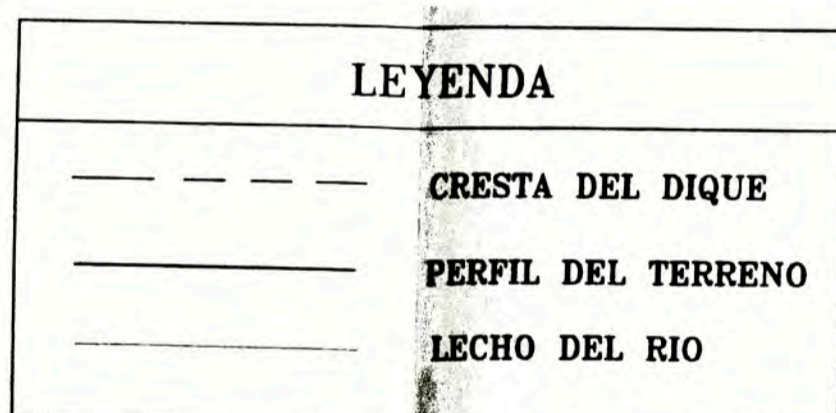
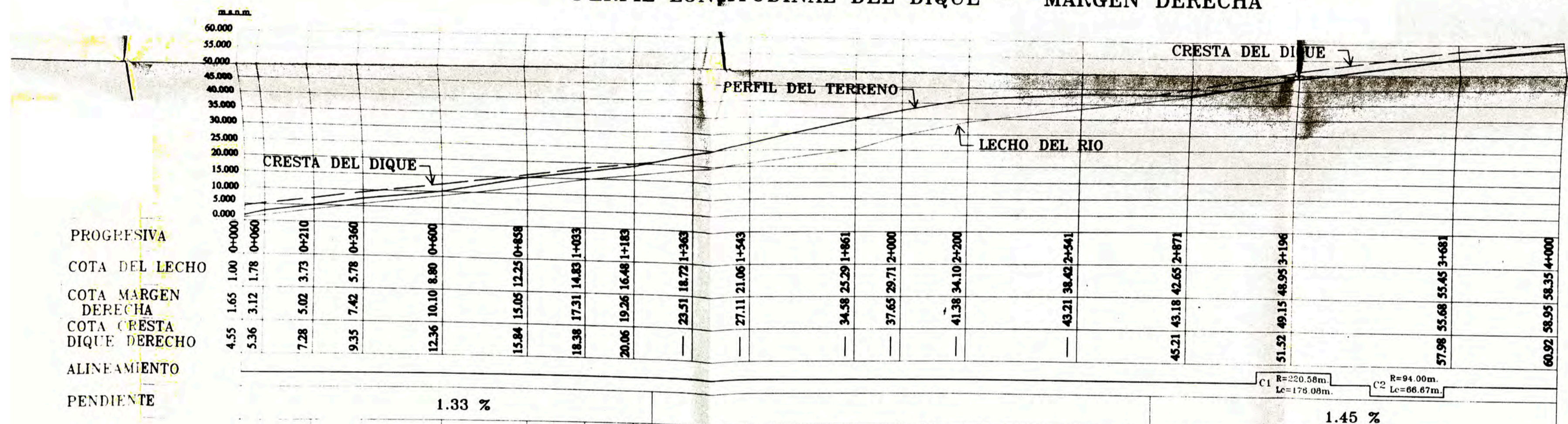
- Q = 183 m³/s Tr = 100 años
- Q = 231 m³/s Tr = 500 años



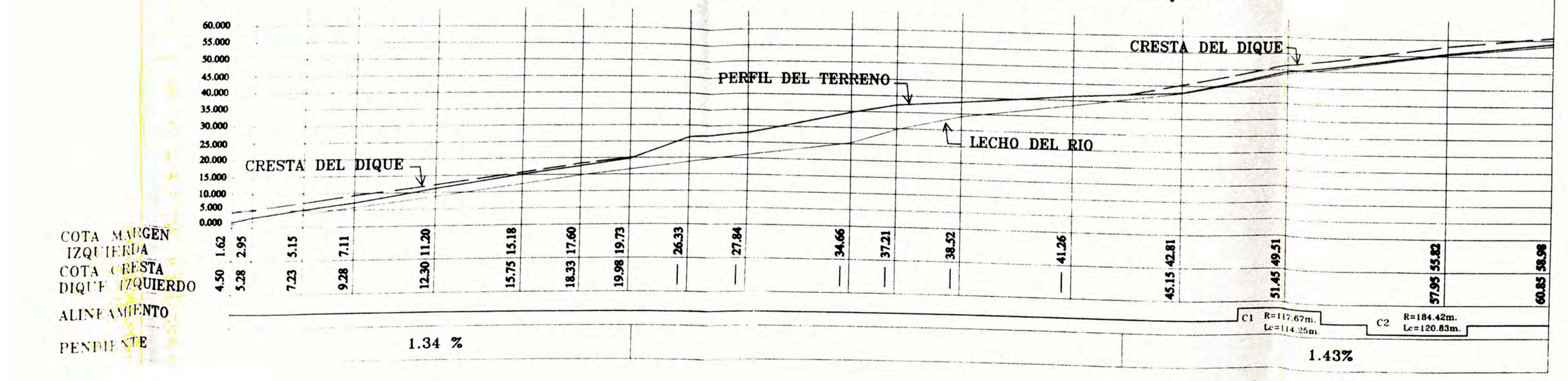
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL		Lámina
Tema	ENCAUZAMIENTO DEL RIO CHILLON	PI-2.1
Plano	POSIBLES AREAS DE INUNDACION	
Testista	CARLOS A. SILVA ROJAS	Ubicación TRAMO: 0+000 - 29+011 KM
Elaborado	C.A.S.R.	Dibujo C.A.S.R.
		Fecha ABRIL 2000



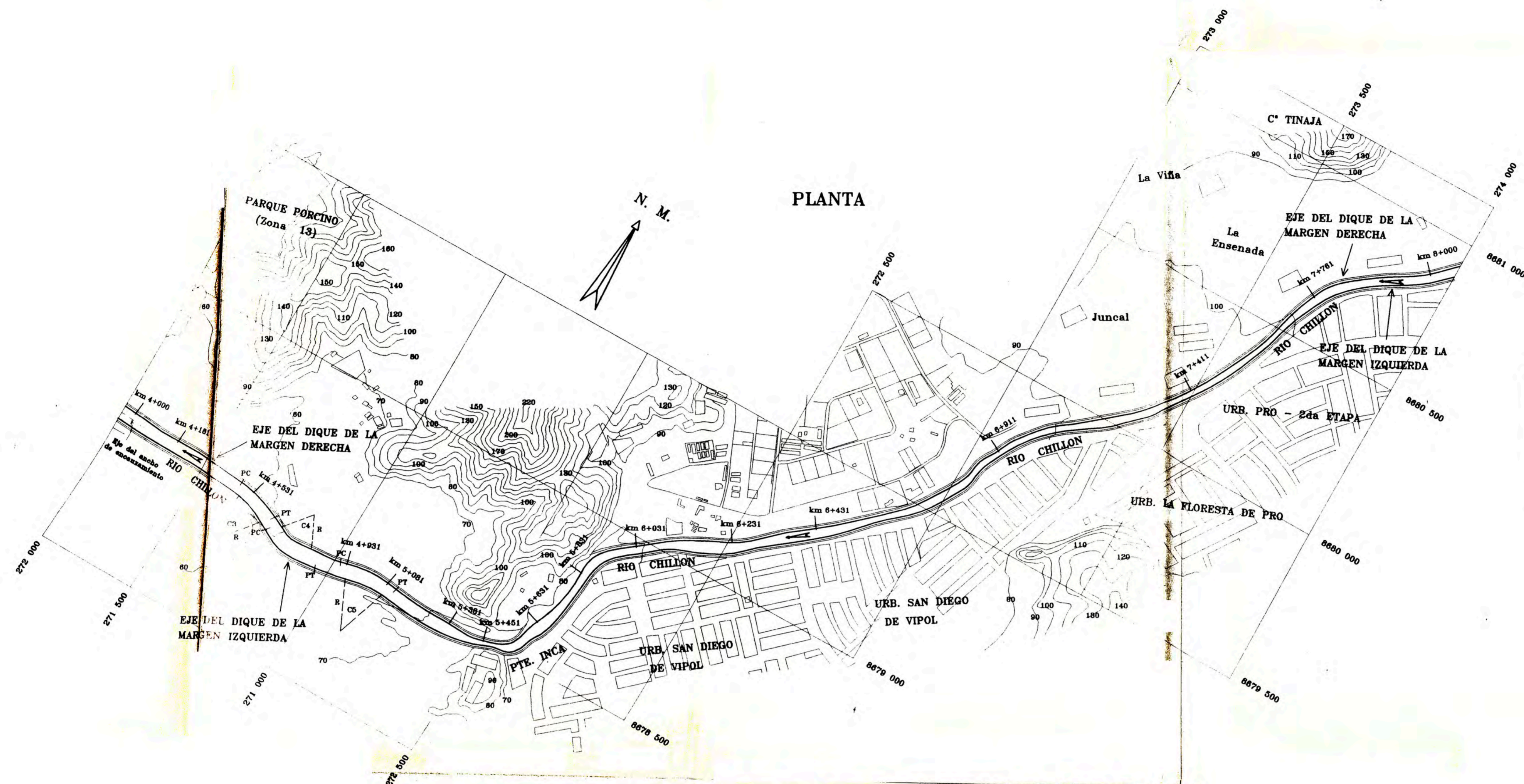
PERFIL LONGITUDINAL DEL DIQUE - MARGEN DERECHA



PERFIL LONGITUDINAL DEL DIQUE - MARGEN IZQUIERDA



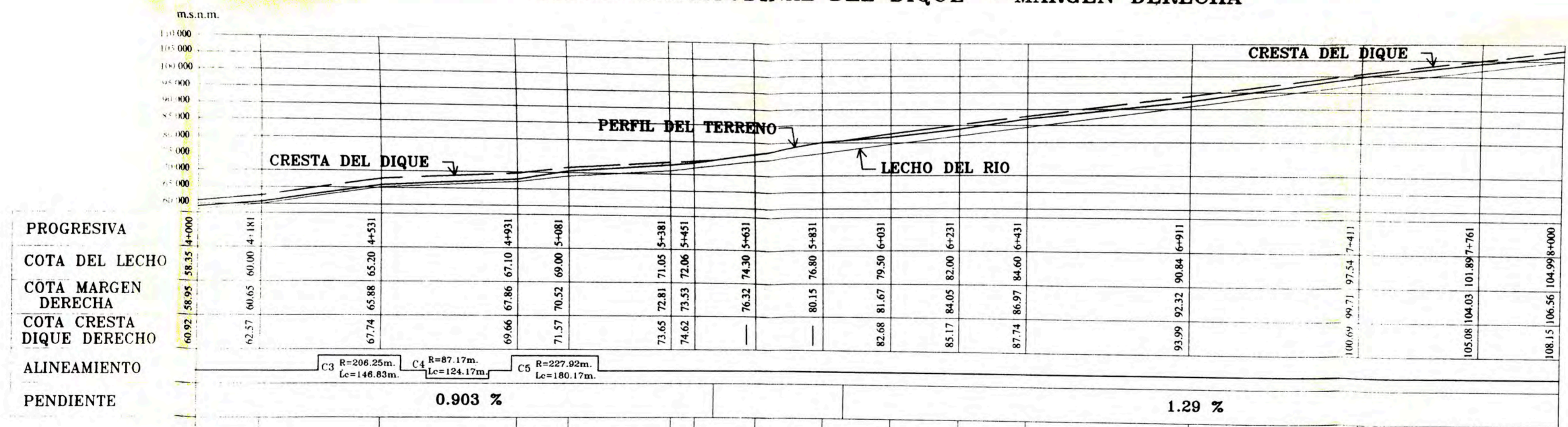
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL		Lámina
Tema	ENCAUZAMIENTO DEL RIO CHILLON	PP-3.1
Plano	PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL	1 de 7
Testista	CARLOS A. SILVA ROJAS	Ubicación
Elaborado	C.A.S.R.	Tramo: 0+000 - 4+000 KM
		Escala: H:1/10000 V:1/1000
		Fecha: MAYO 2000



LEYENDA

	EJE DEL DIQUE
--	---------------

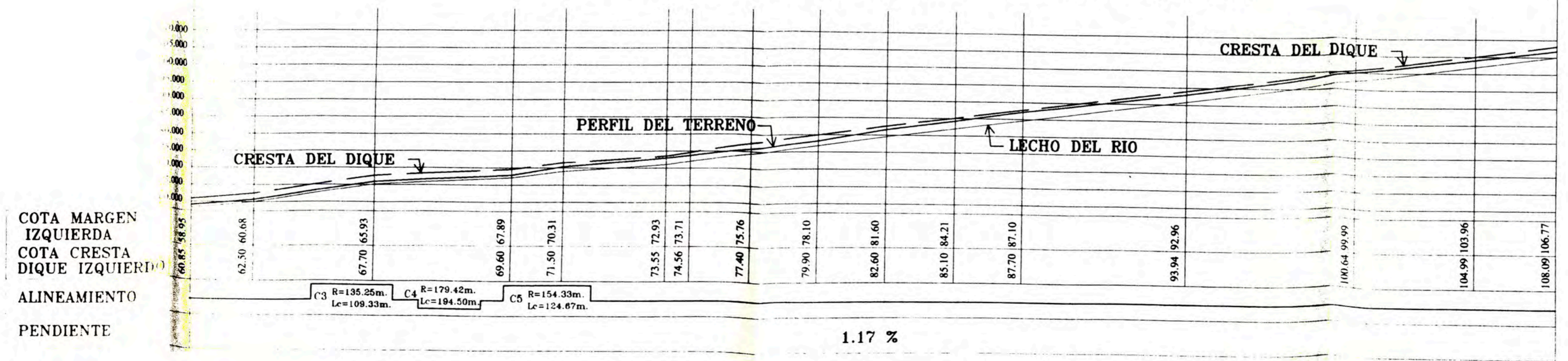
PERFIL LONGITUDINAL DEL DIQUE - MARGEN DERECHA



LEYENDA

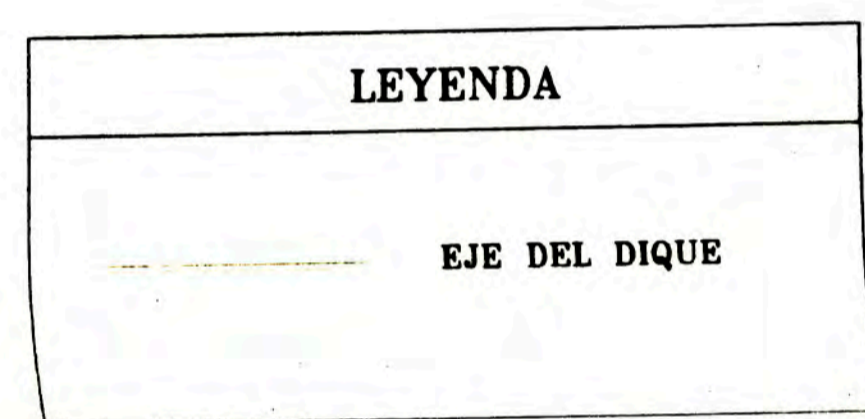
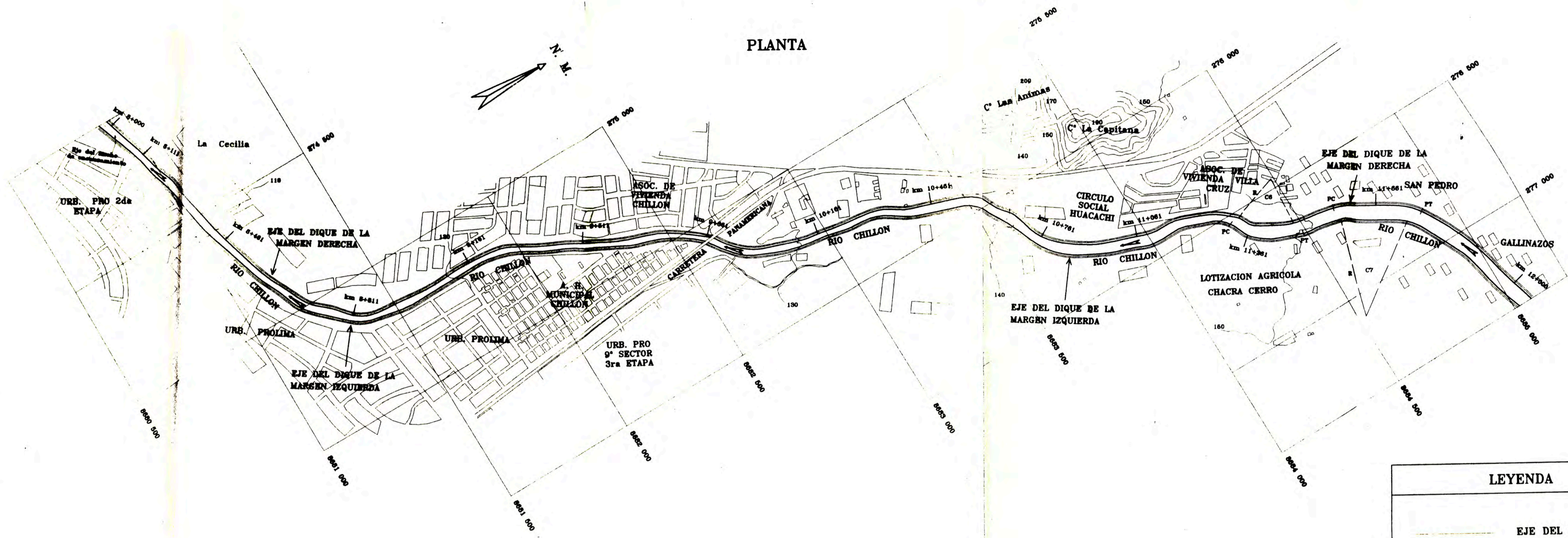
	CRESTA DEL DIQUE
	PERFIL DEL TERRENO
	LECHO DEL RIO

PERFIL LONGITUDINAL DEL DIQUE - MARGEN IZQUIERDA

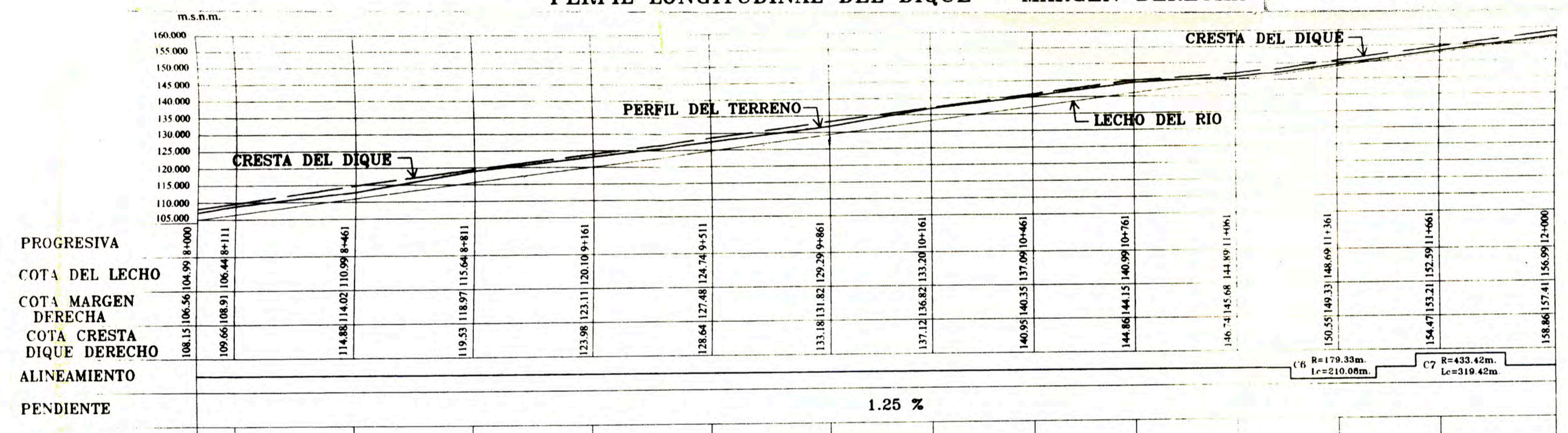


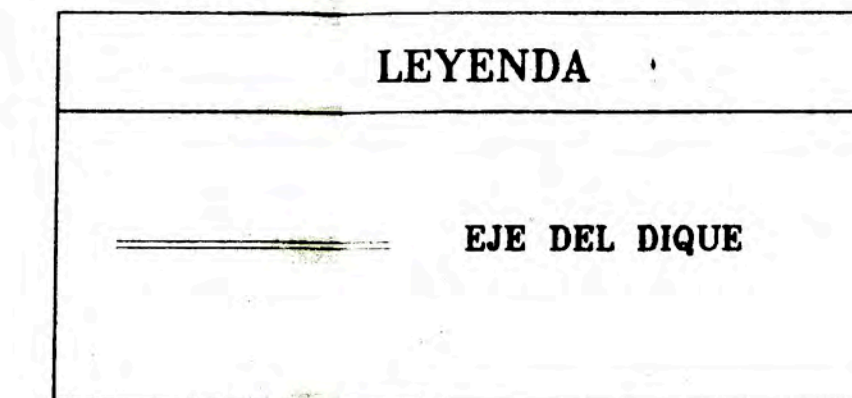
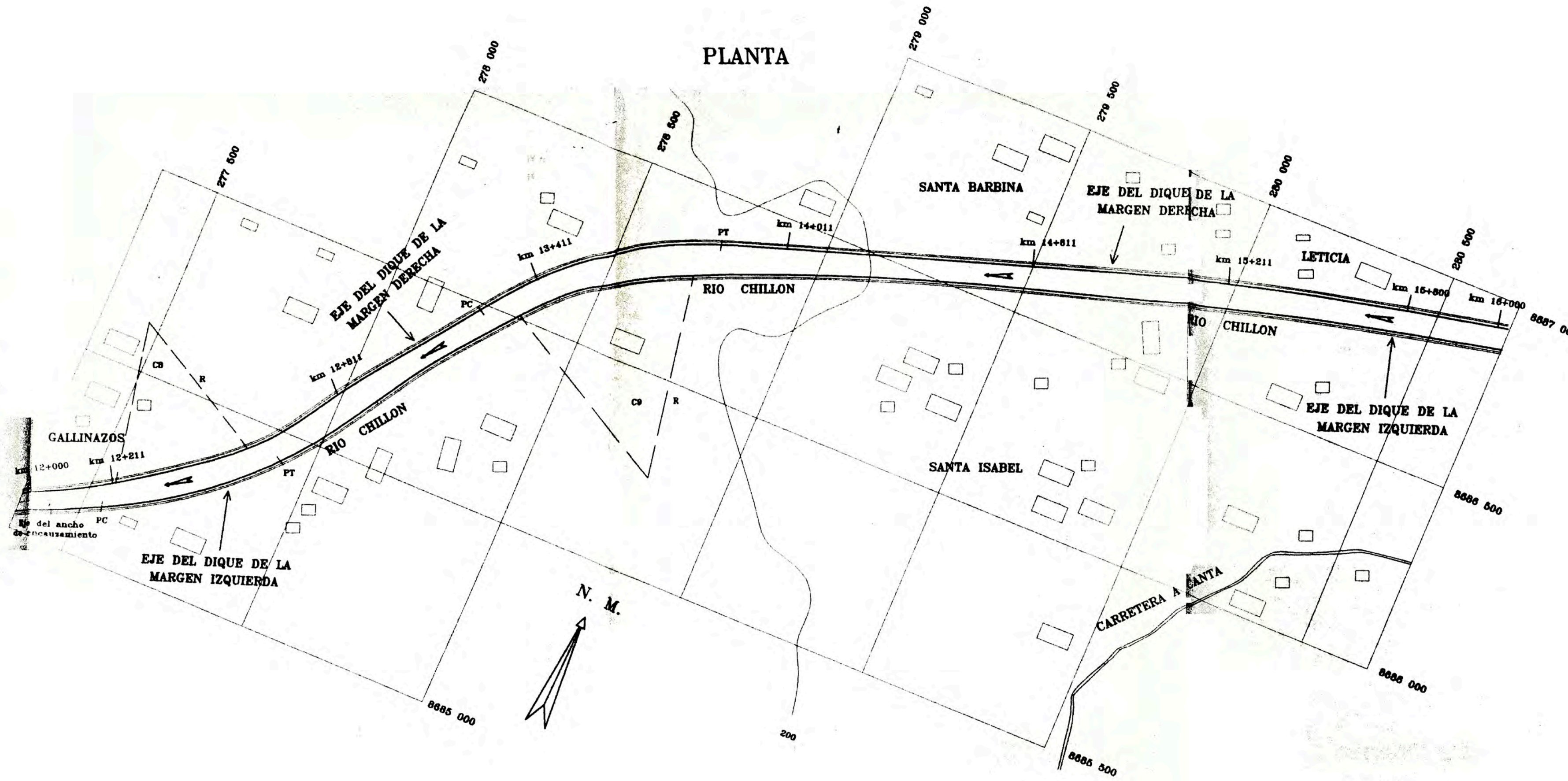
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA		Lamina	
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL		PP-3.1	
Tema	ENCAUZAMIENTO DEL RIO CHILLON	2 de 7	
Piano	PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL		
Tonista	CARLOS A. SILVA ROJAS	Ubicación	TRAMO: 4+000 - 8+000 KM
Elaborado	C.A.S.R.	Dibaje	C.A.S.R.
		Escala	H:1/10000 V:1/1000
		Fecha	MAYO 2000

PLANTA

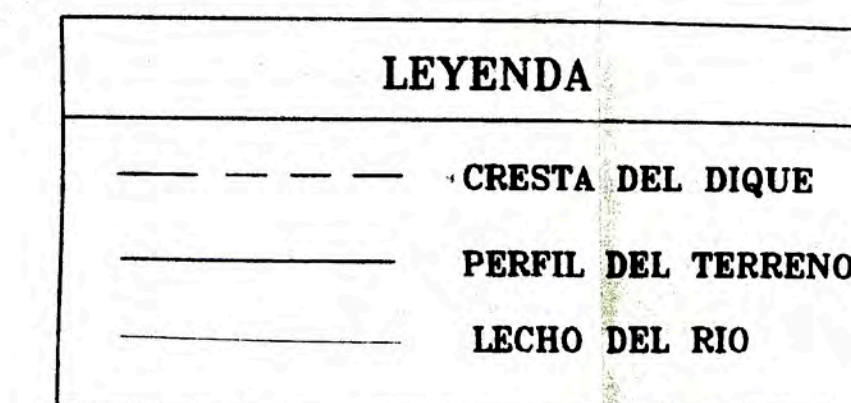
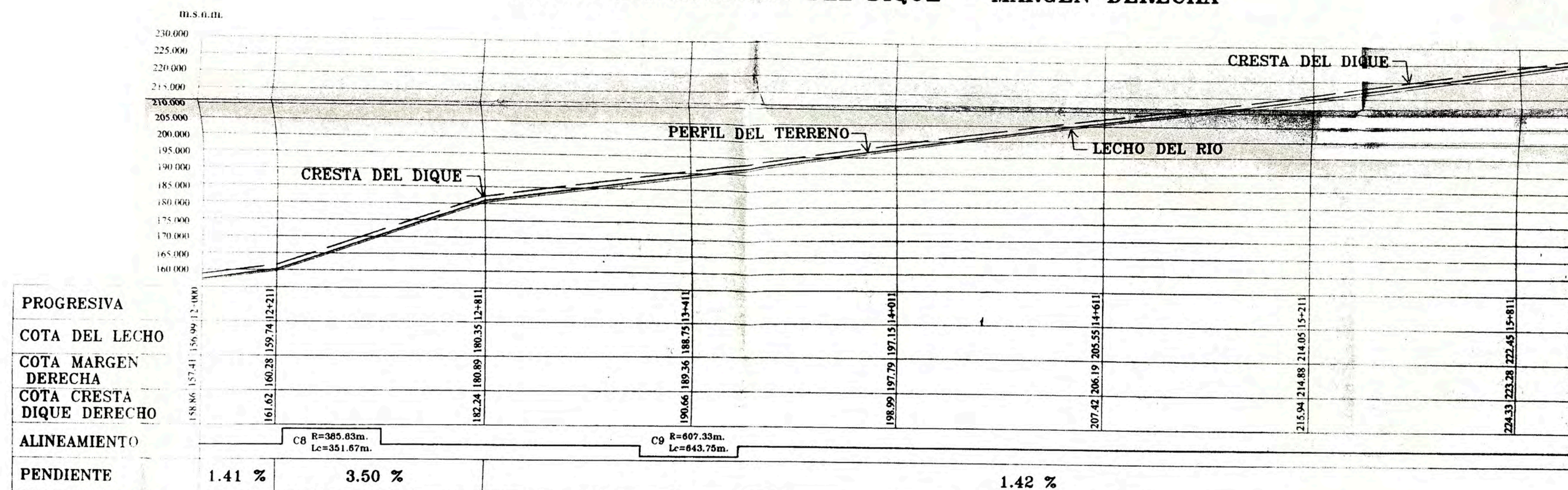


PERFIL LONGITUDINAL DEL DIQUE - MARGEN DERECHA

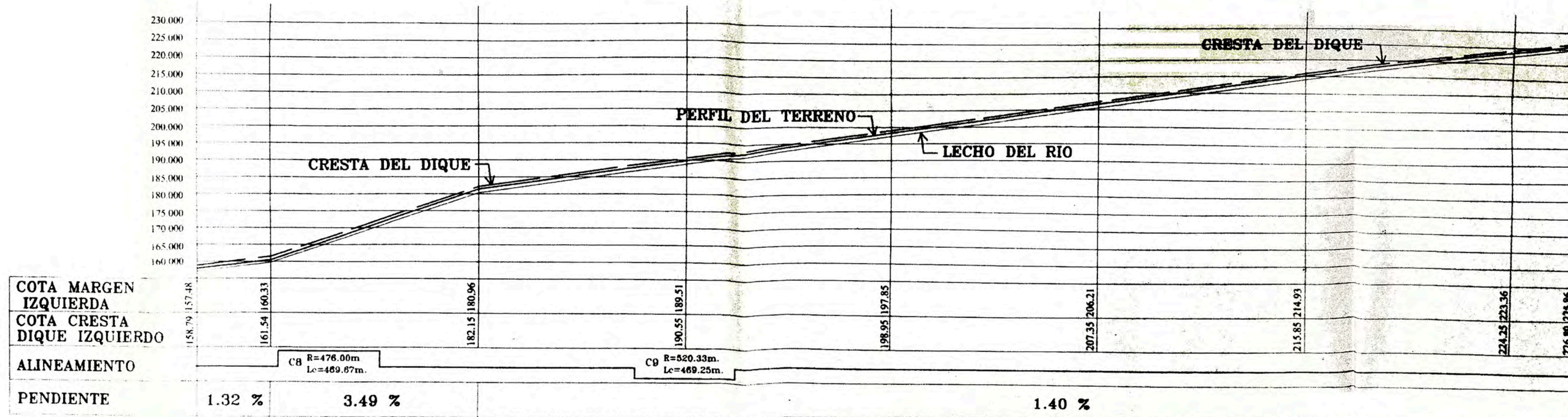




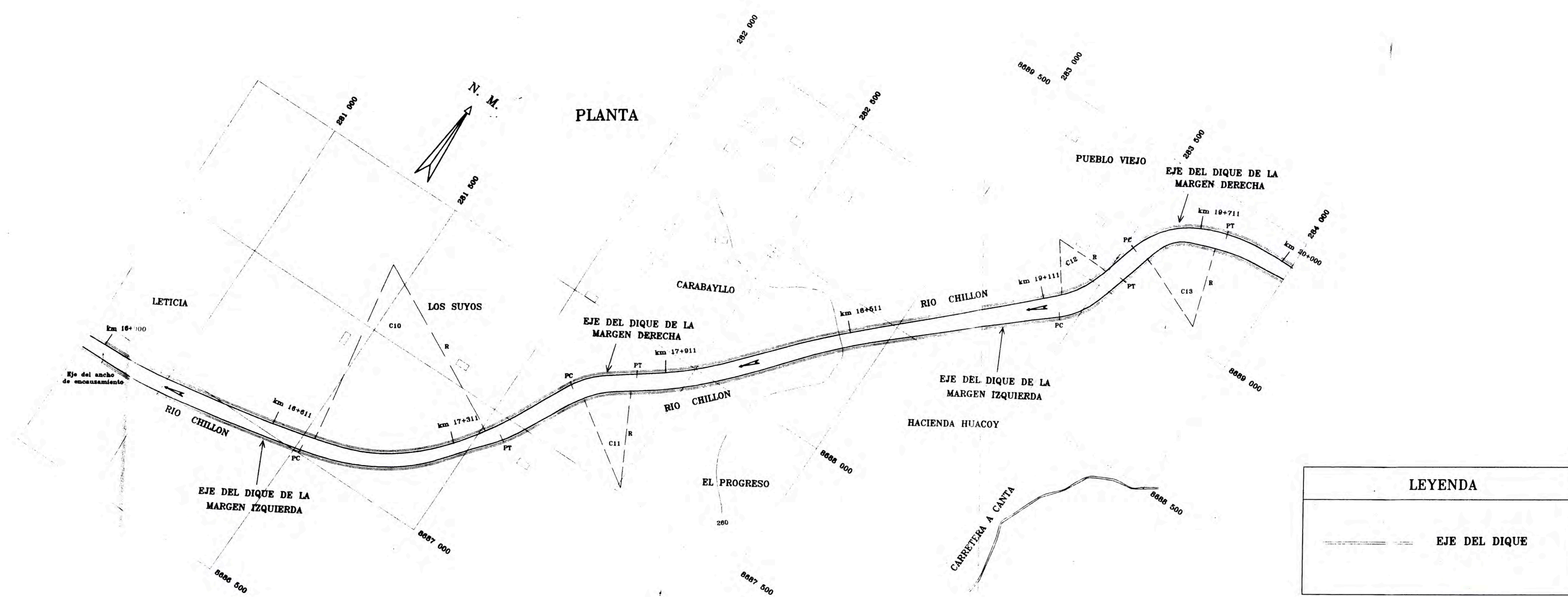
PERFIL LONGITUDINAL DEL DIQUE - MARGEN DERECHA



PERFIL LONGITUDINAL DEL DIQUE - MARGEN IZQUIERDA

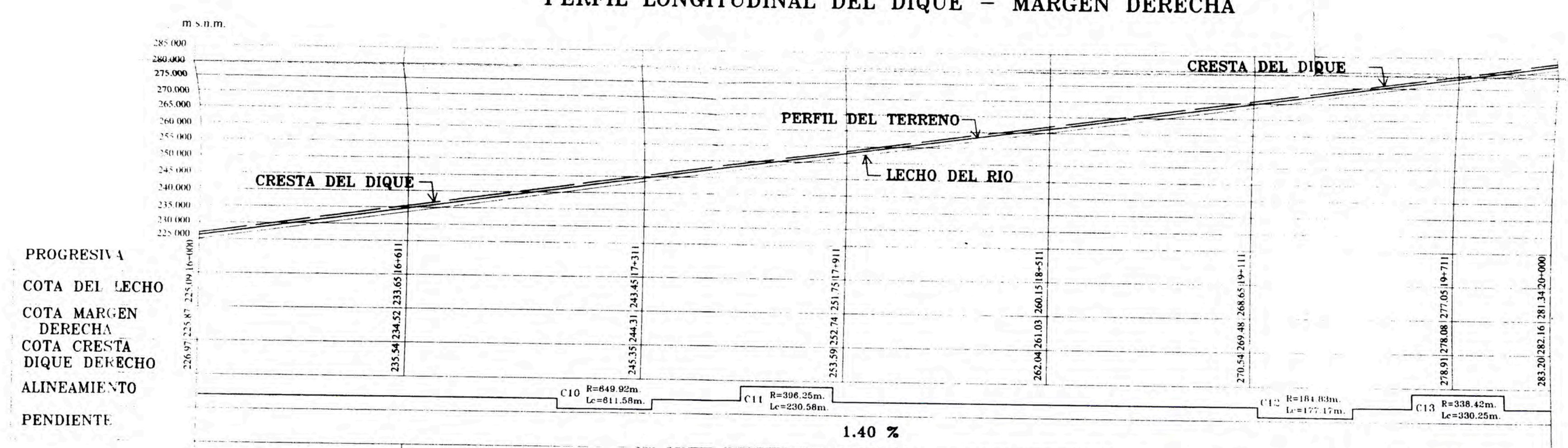


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL		Lámina
Tema	ENCAUZAMIENTO DEL RIO CHILLON	PP-3.1
Plano	PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL	
Tramo	12+000 - 18+000 KM	4 de 7
Elaborado	C.A.S.R.	Fecha
Diseño	C.A.S.R.	Mayo 2000



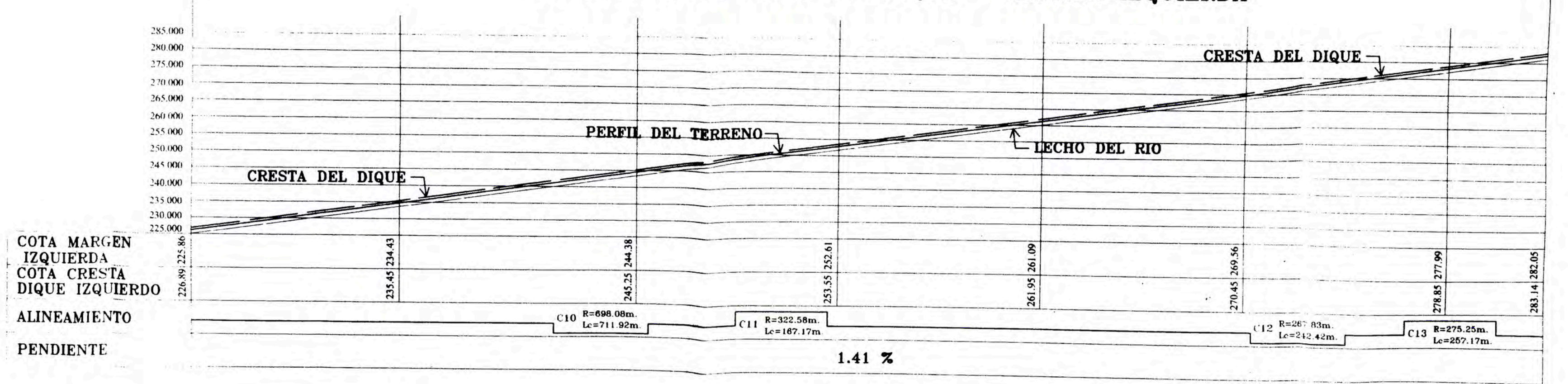
LEYENDA	
---	EJE DEL DIQUE

PERFIL LONGITUDINAL DEL DIQUE - MARGEN DERECHA

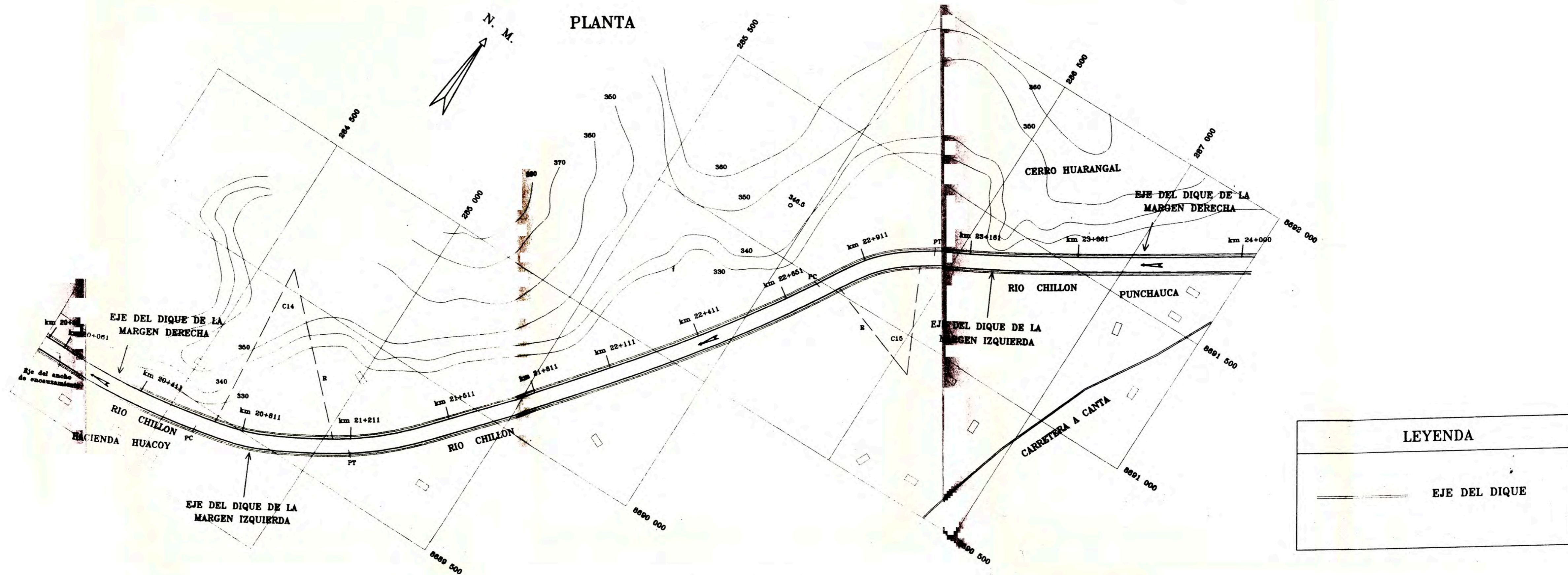


LEYENDA	
---	CRESTA DEL DIQUE
---	PERFIL DEL TERRENO
---	LECHO DEL RIO

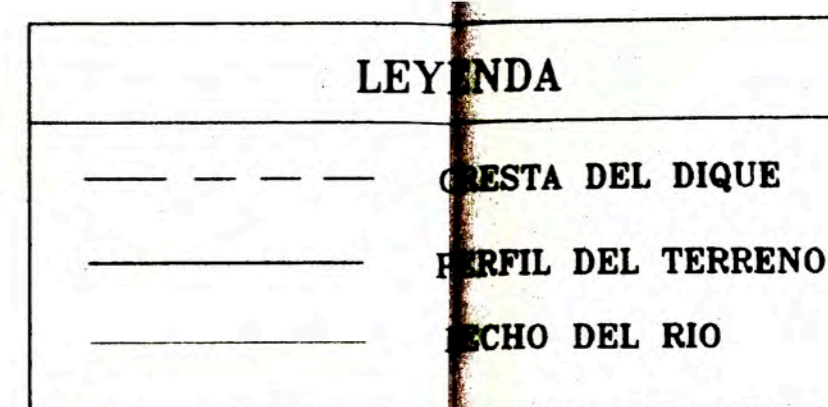
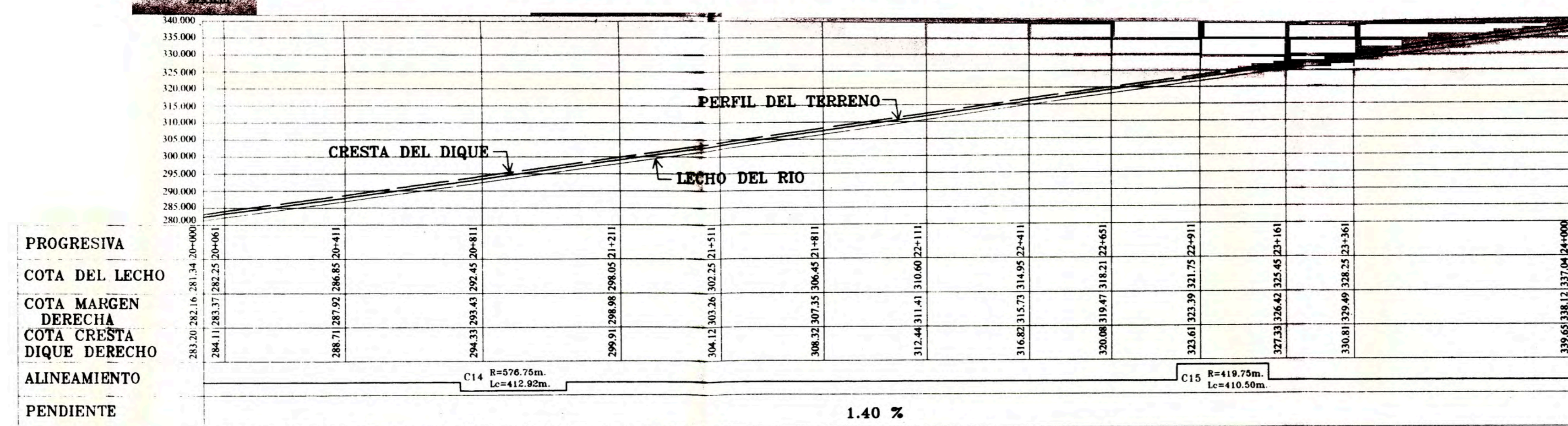
PERFIL LONGITUDINAL DEL DIQUE - MARGEN IZQUIERDA



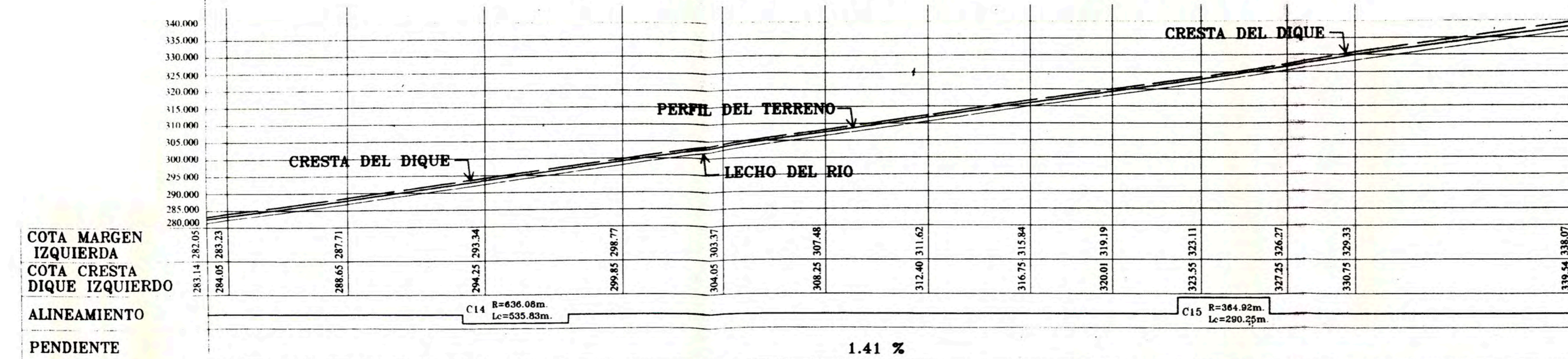
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA		FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL		Lámina
Tema	ENCAUZAMIENTO DEL RIO CHILLON			PP-3.1
Plano	PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL			5 de 7
Teñista	CARLOS A. SILVA ROJAS		Ubicación	TRAMO: 16+000 - 20+000 KM
Elaborado	C.A.S.R.	Dibujo	C.A.S.R.	Escala: H:1/10000 V:1/1000 Fecha: MAYO 2000



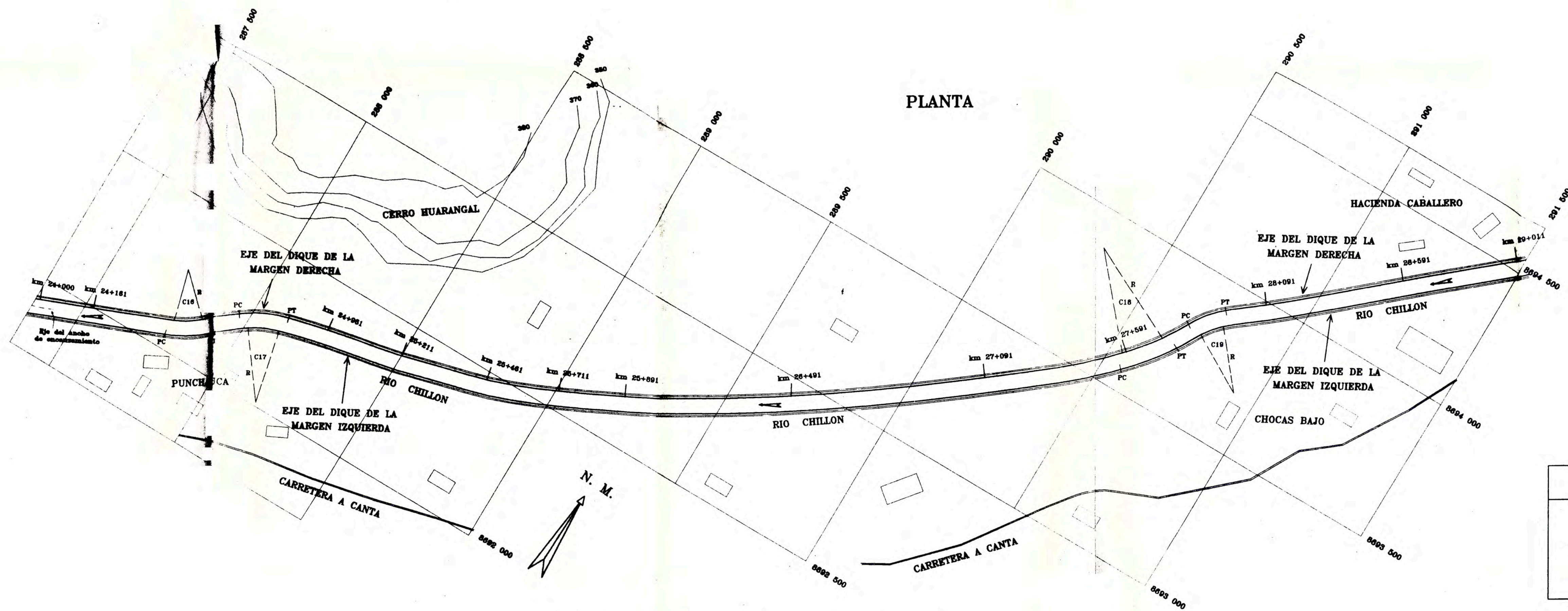
PERFIL LONGITUDINAL DEL DIQUE - MARGEN DERECHA



PERFIL LONGITUDINAL DEL DIQUE - MARGEN IZQUIERDA

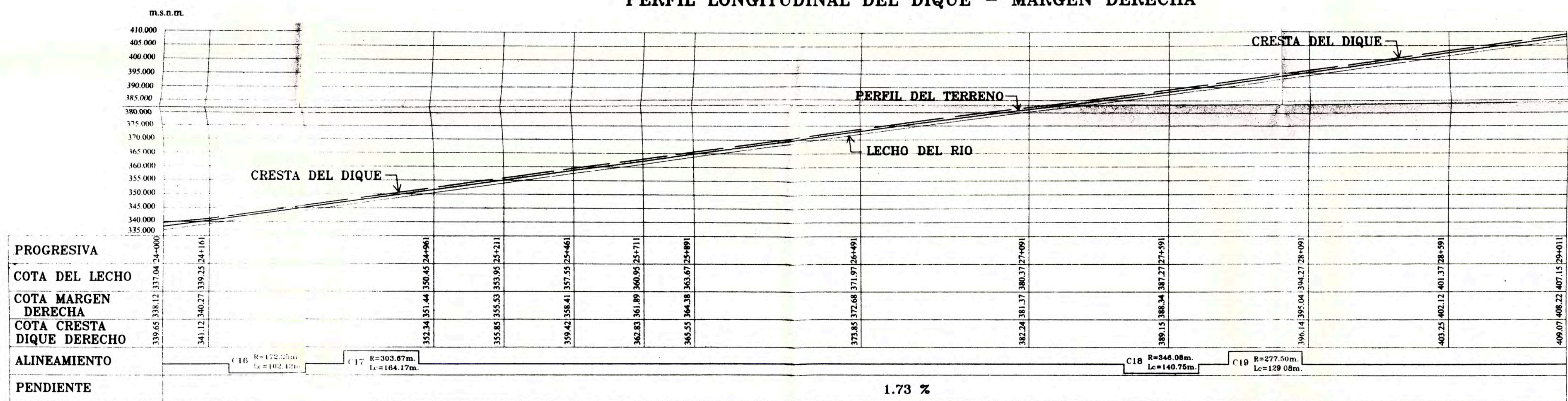


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL		Lámina
Tema	ENCAUZAMIENTO DEL RIO CHILLÓN	PP-3.1
Plano	PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL	6 de 7
Teñista	CARLOS A. SILVA ROJAS	Ubicación
Elaborado	C.A.S.R.	Dibujó
	C.A.S.R.	Escala
		Fecha
		MAYO 2000



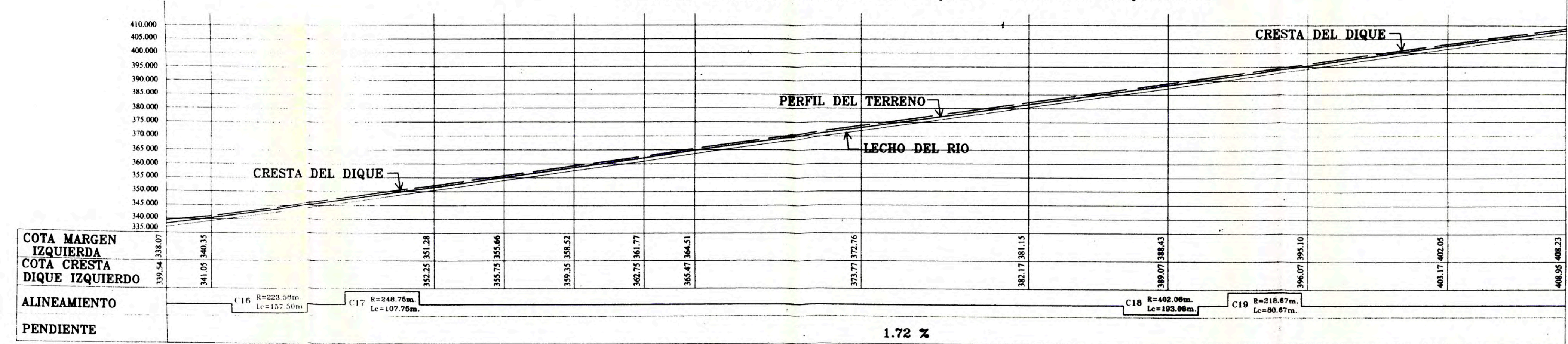
LEYENDA	
	EJE DEL DIQUE

PERFIL LONGITUDINAL DEL DIQUE - MARGEN DERECHA

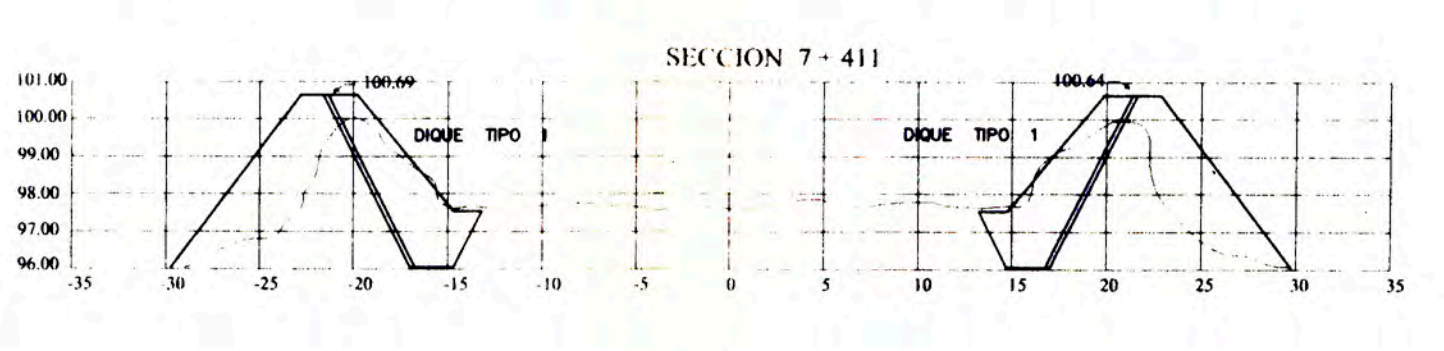
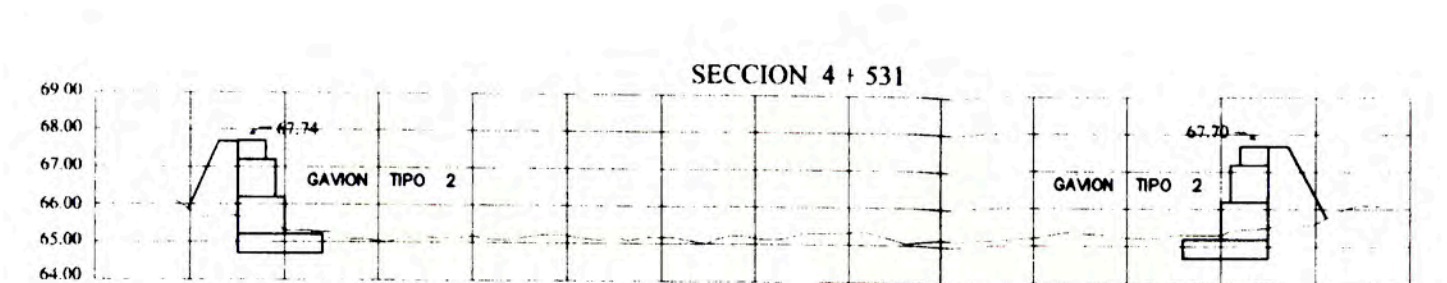
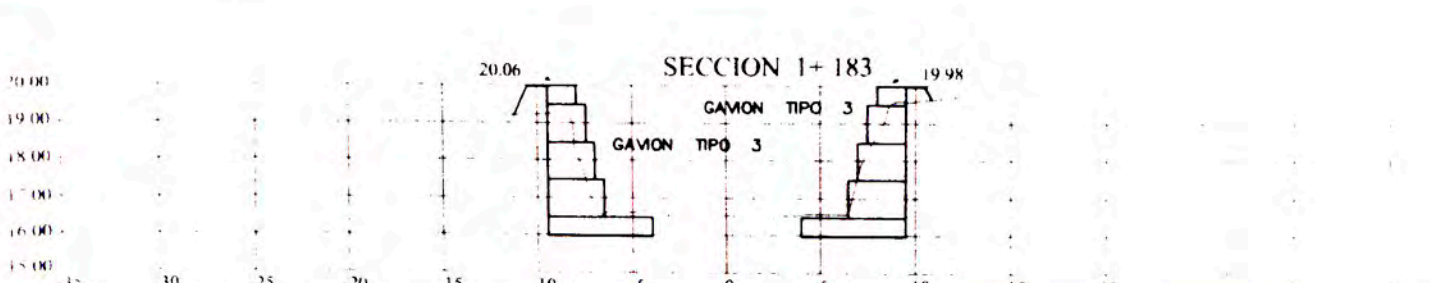
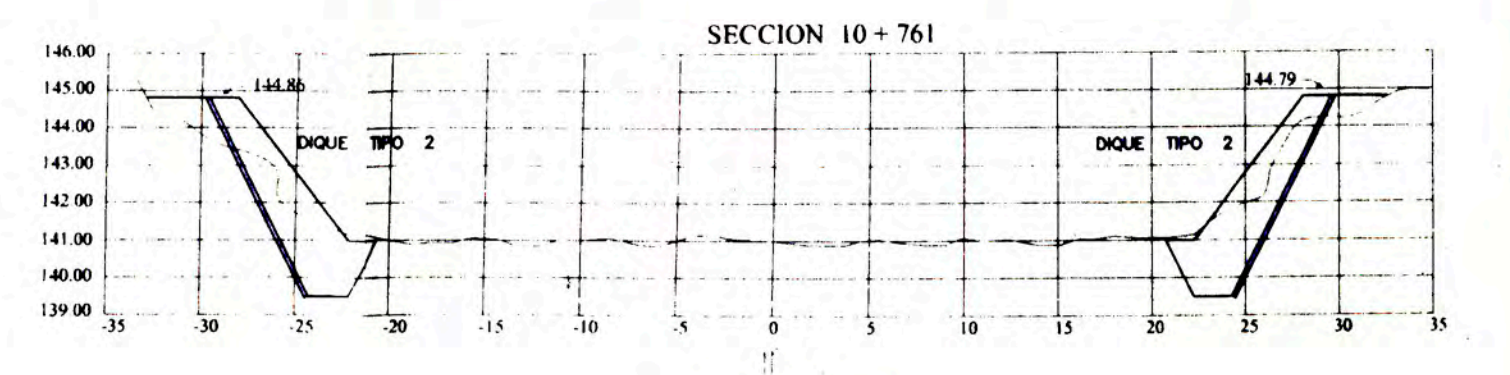
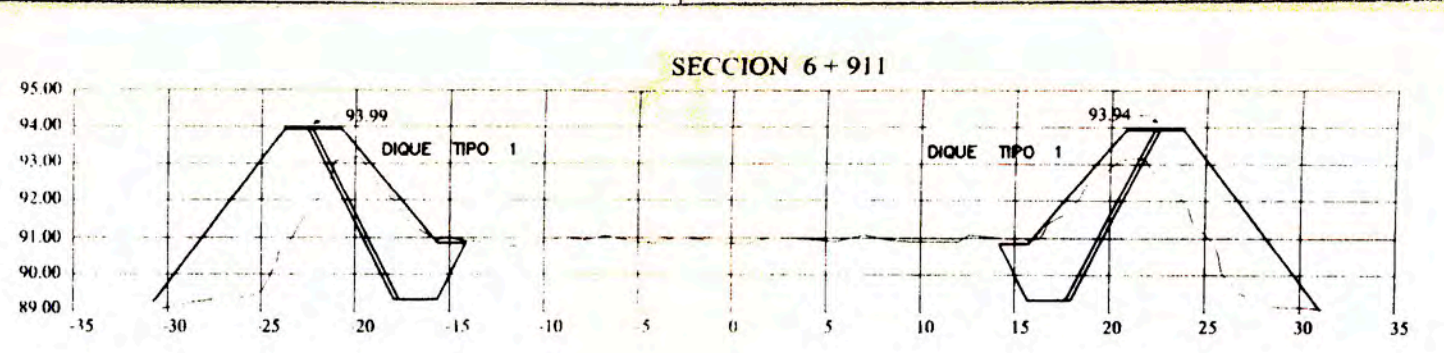
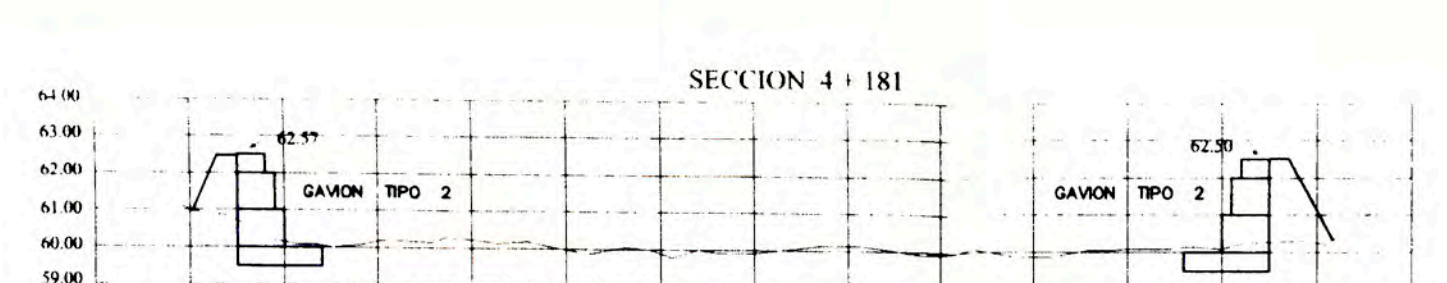
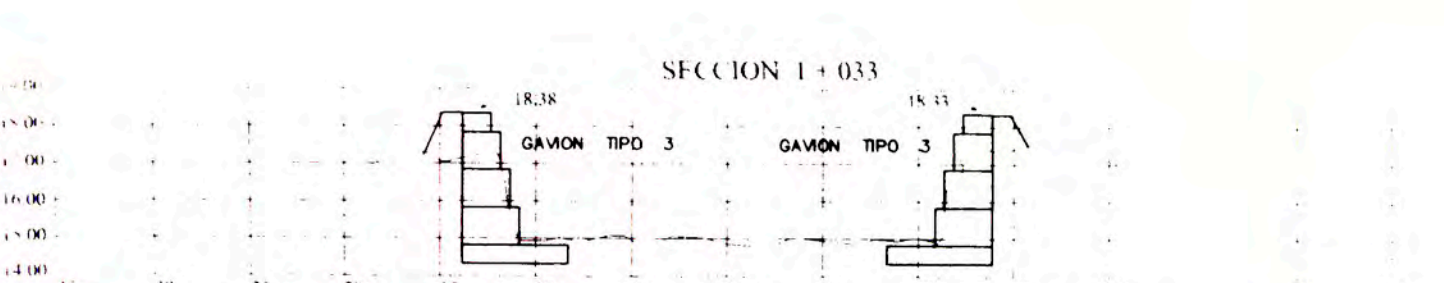
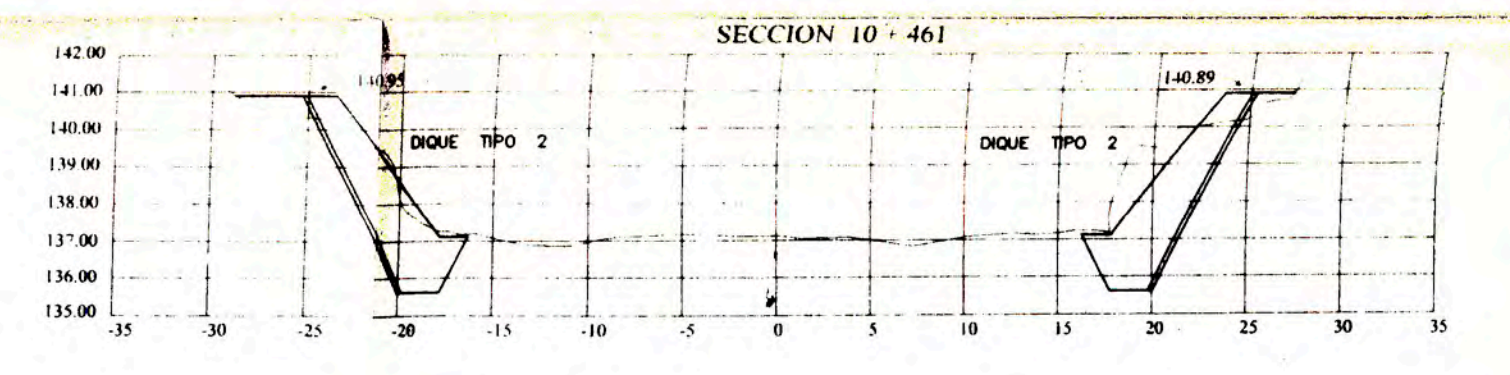
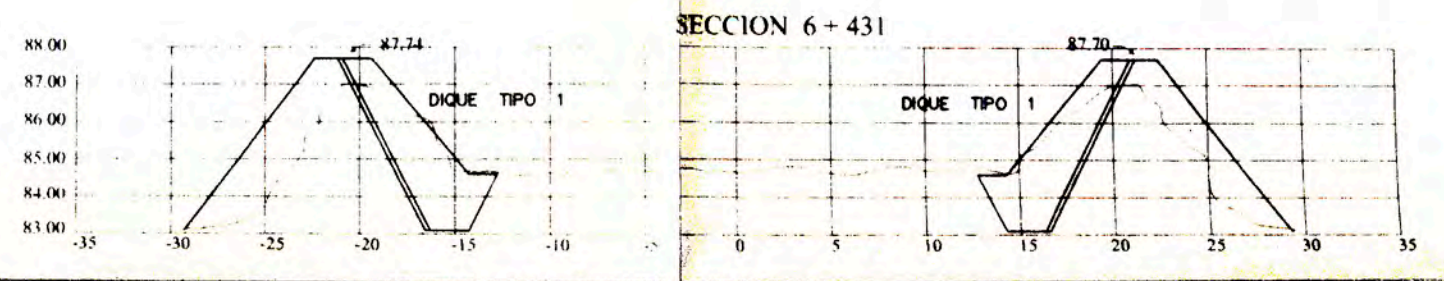
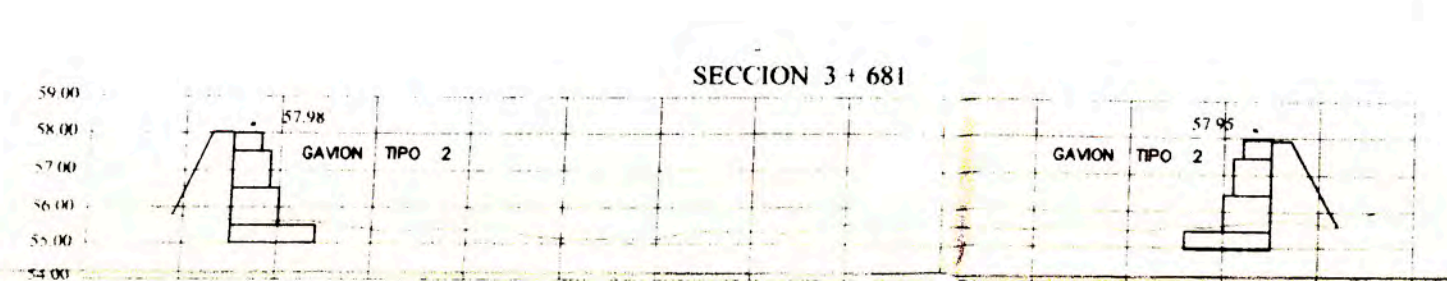
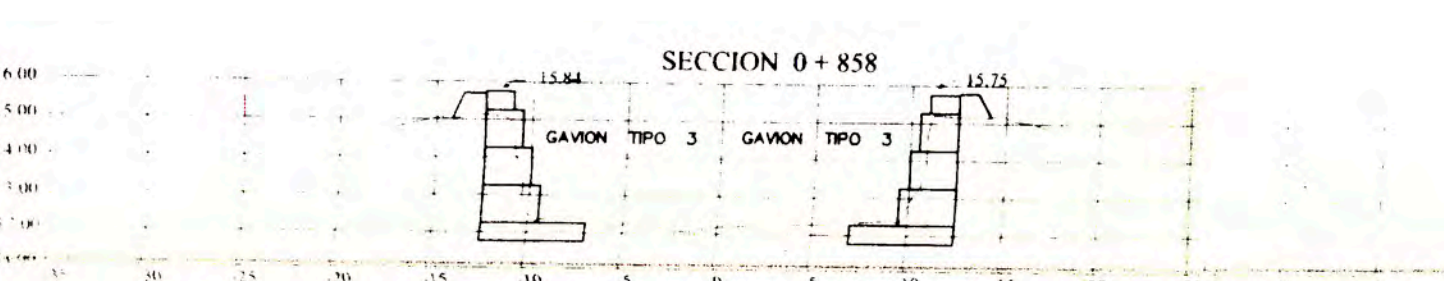
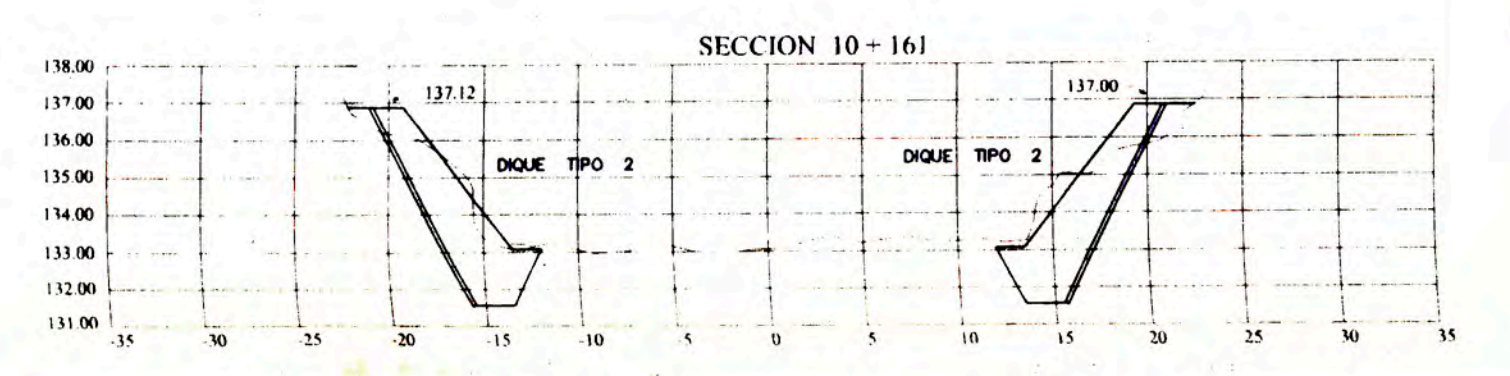
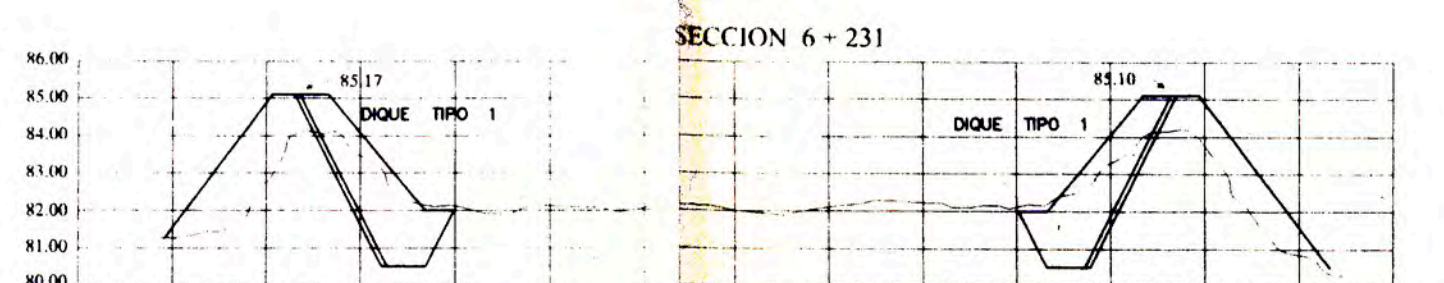
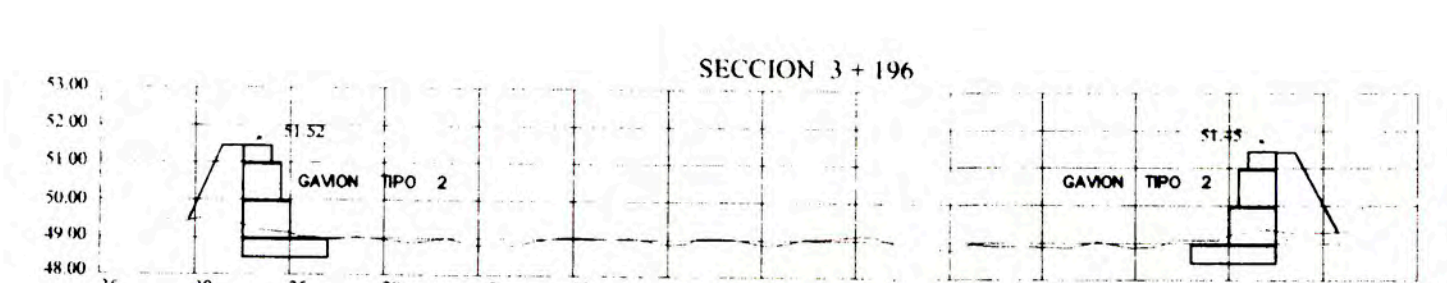
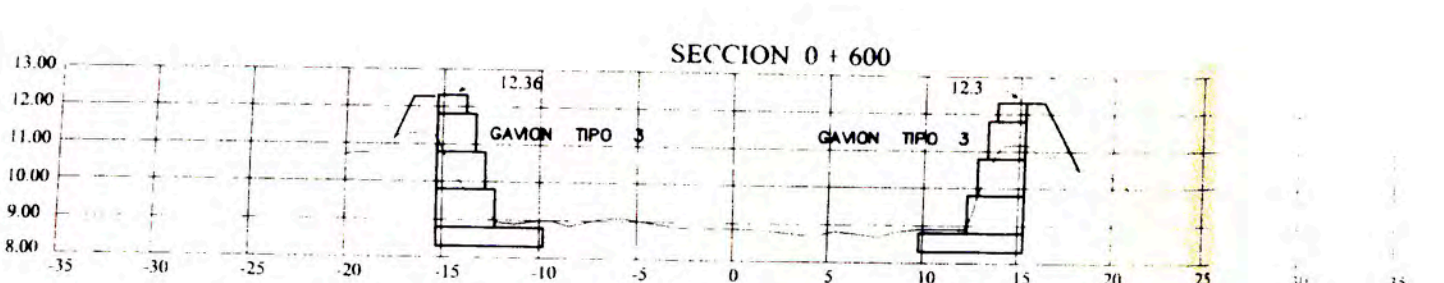
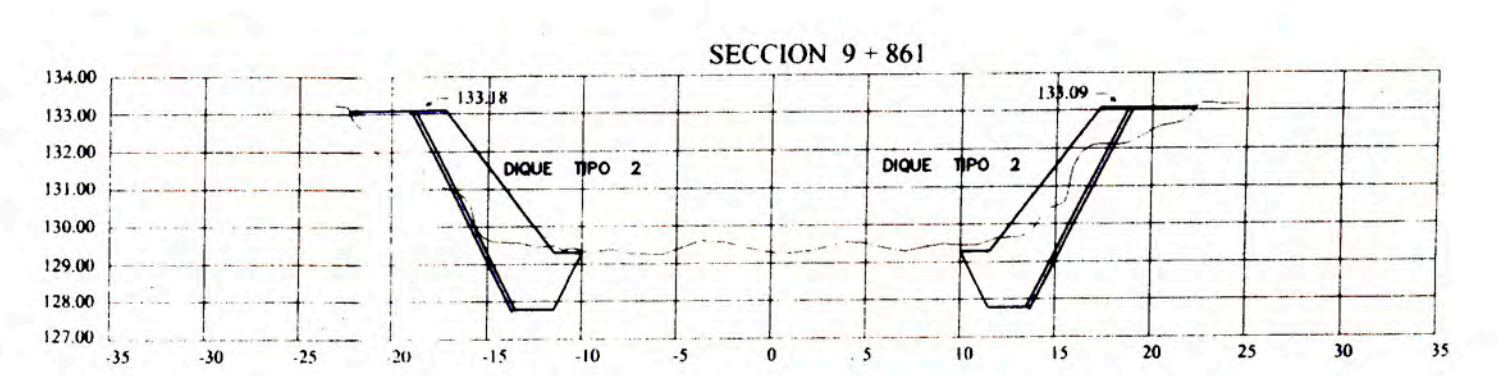
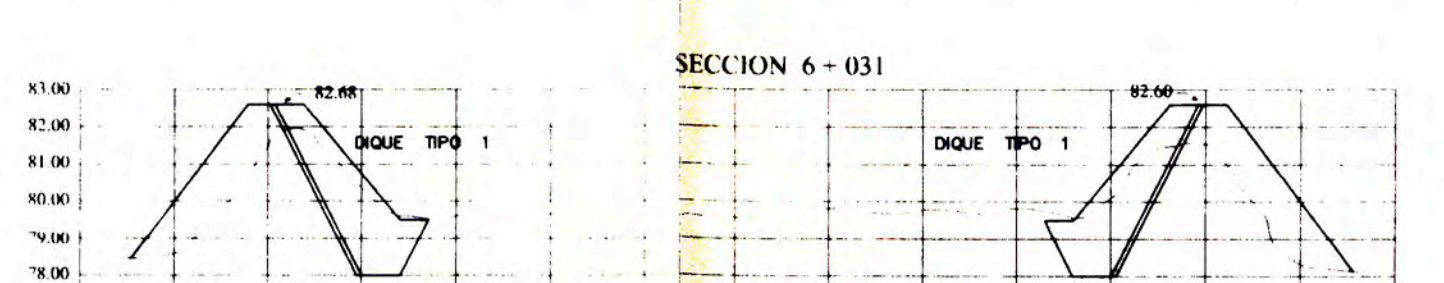
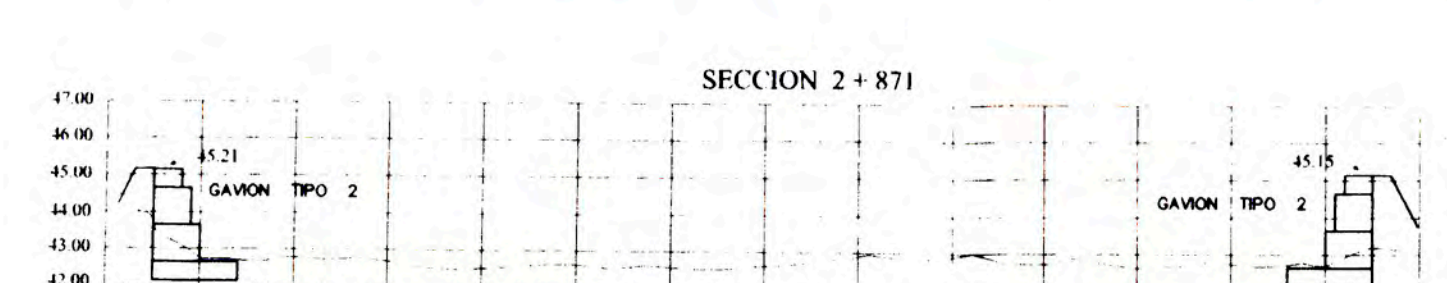
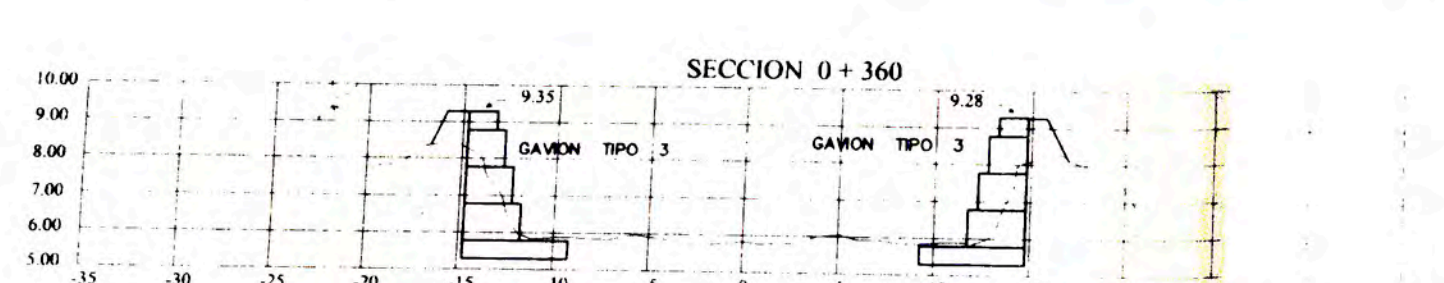
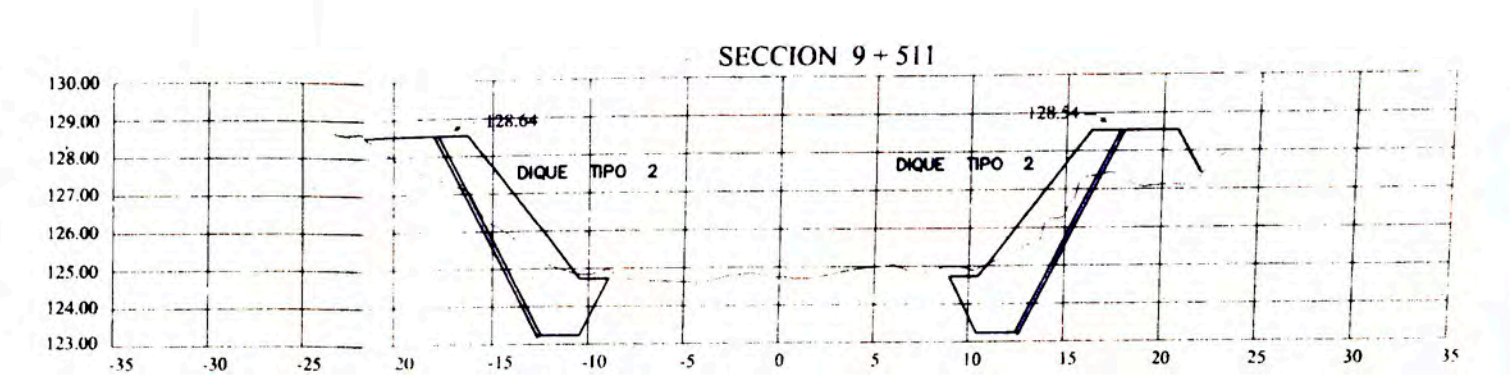
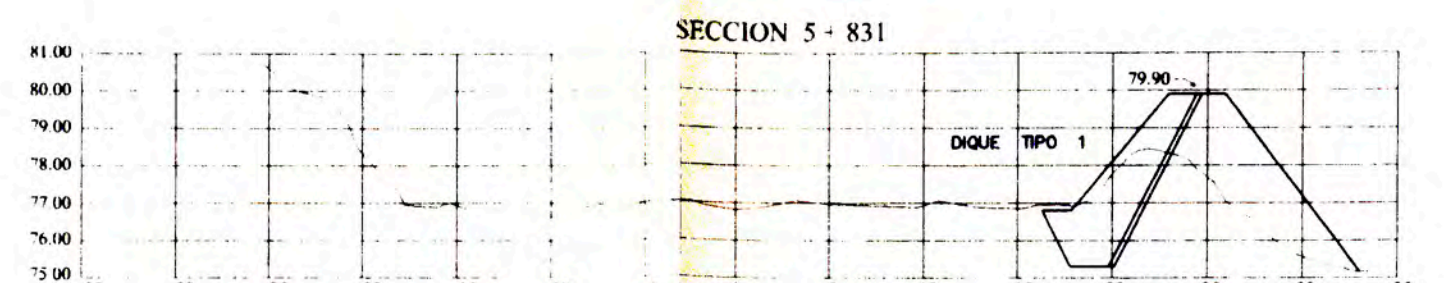
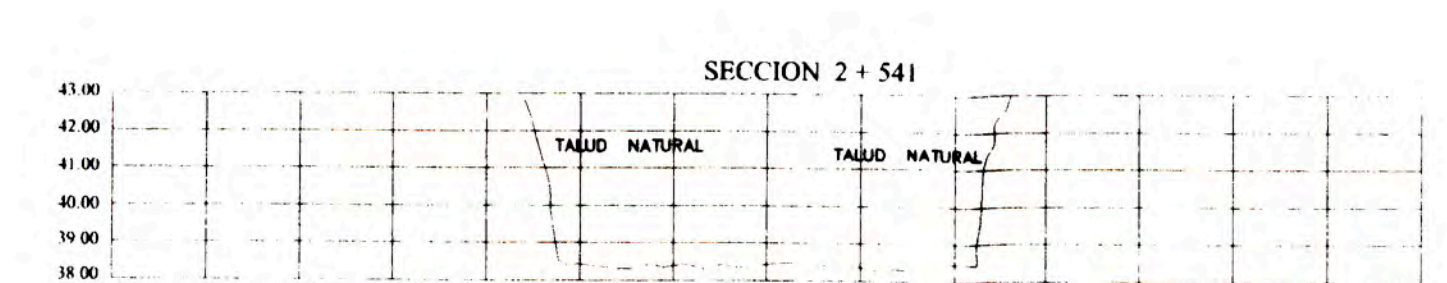
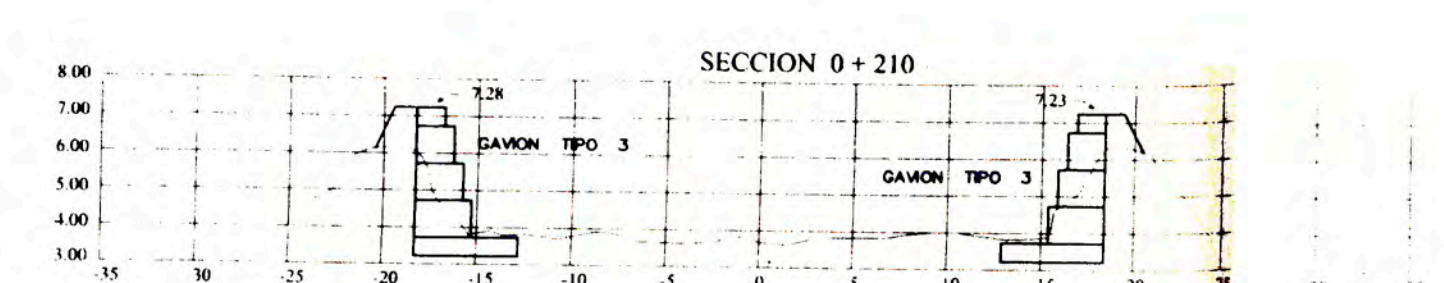
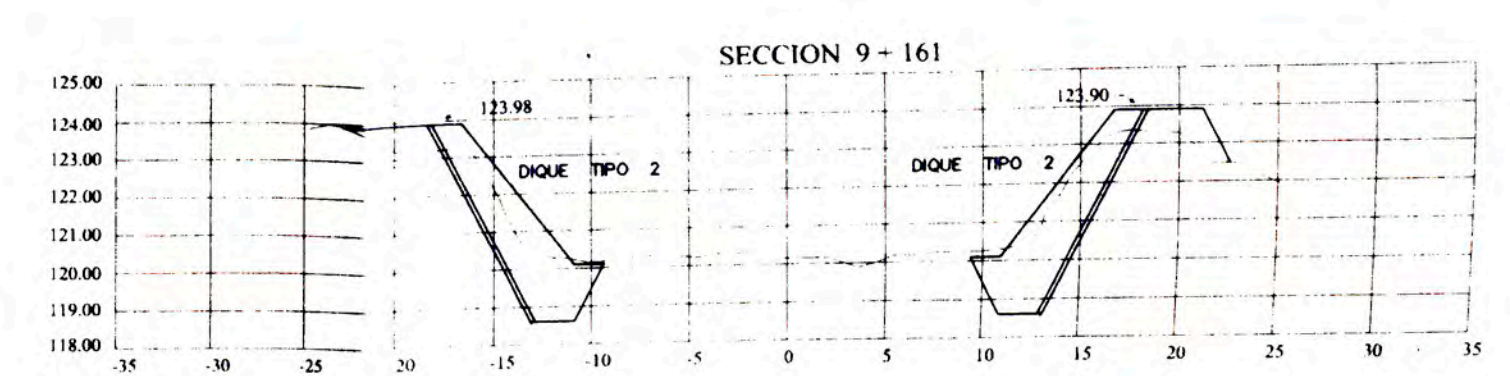
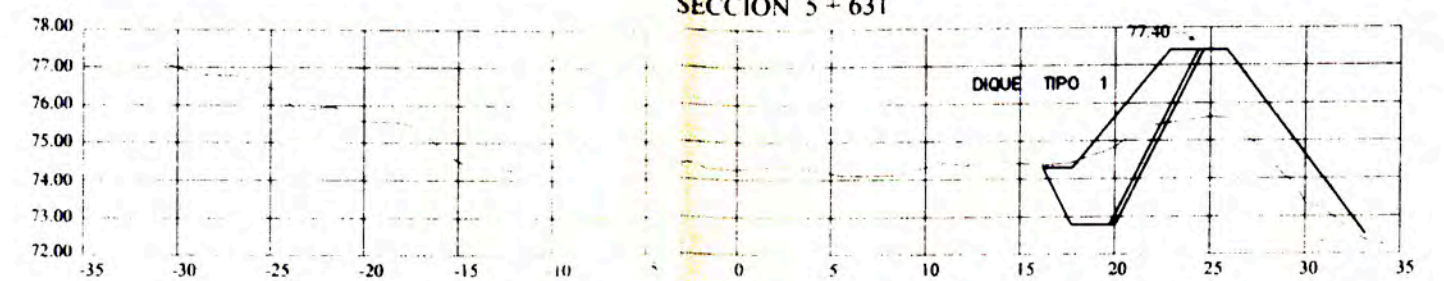
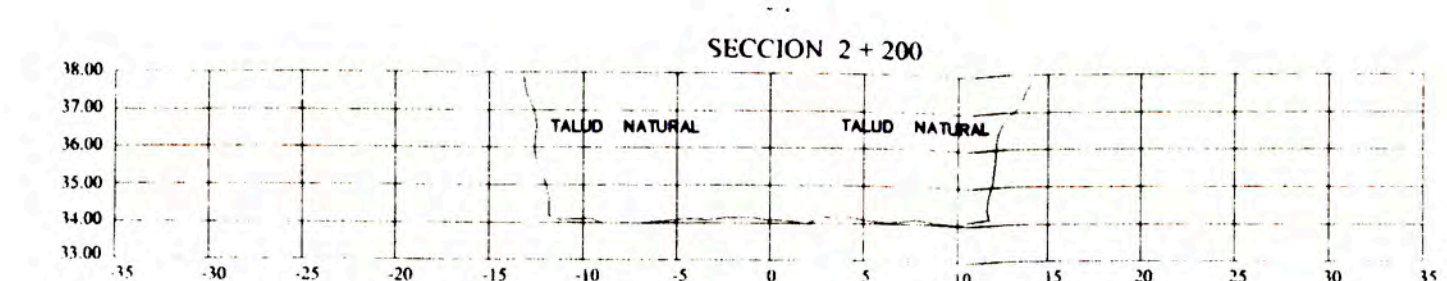
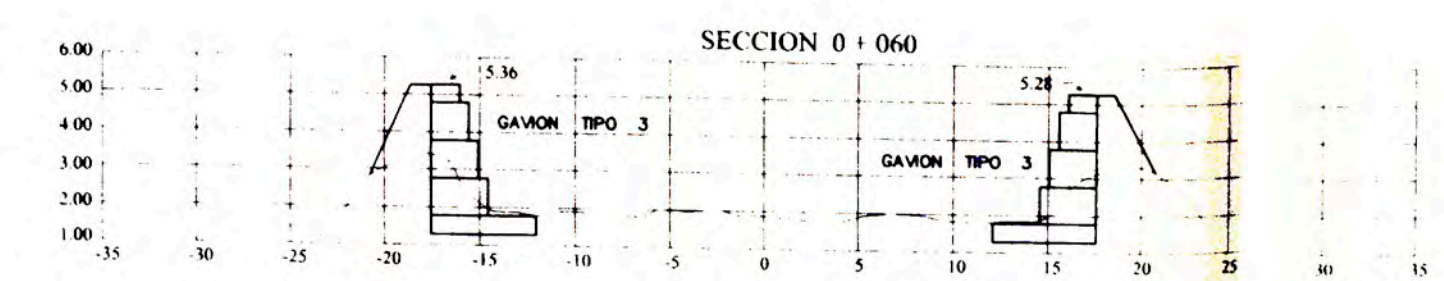
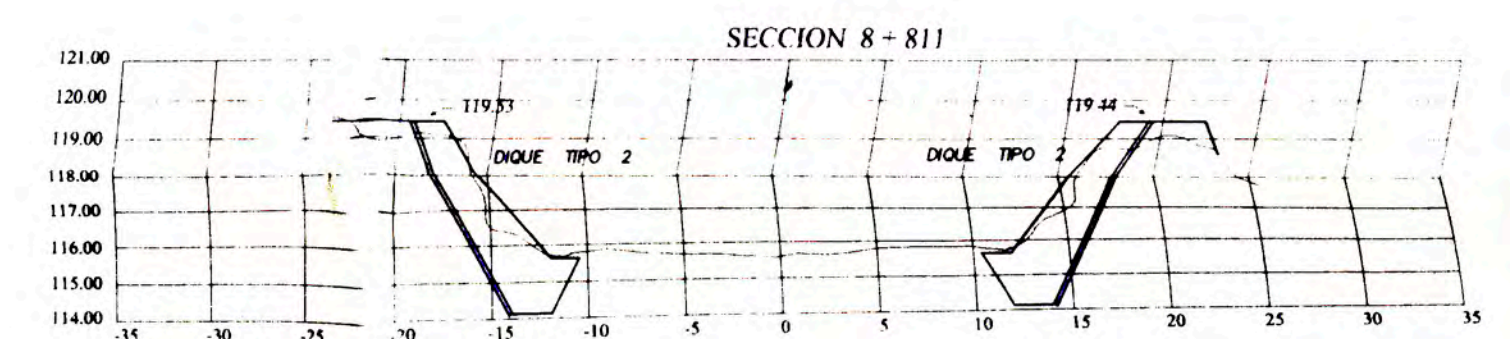
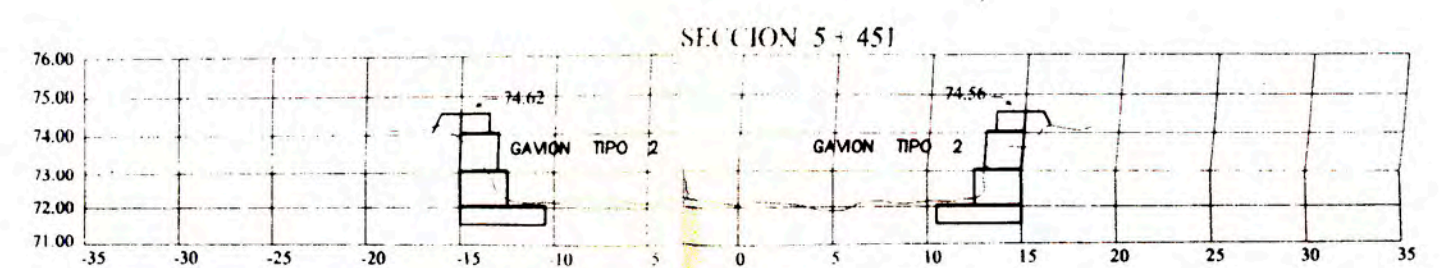
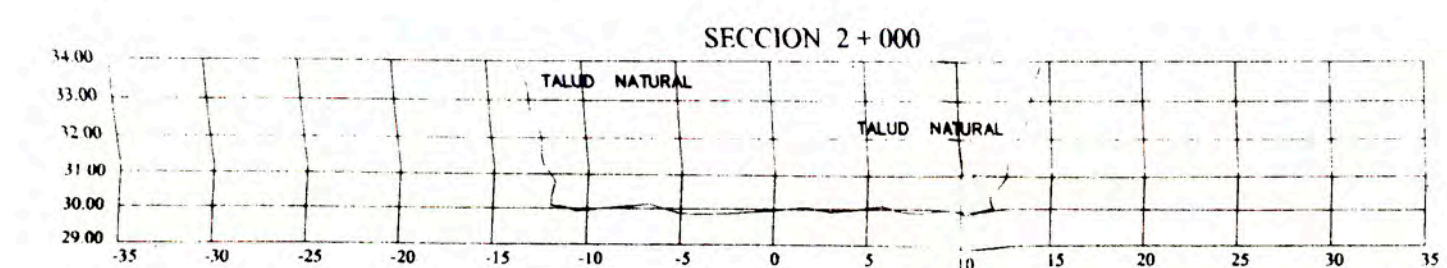
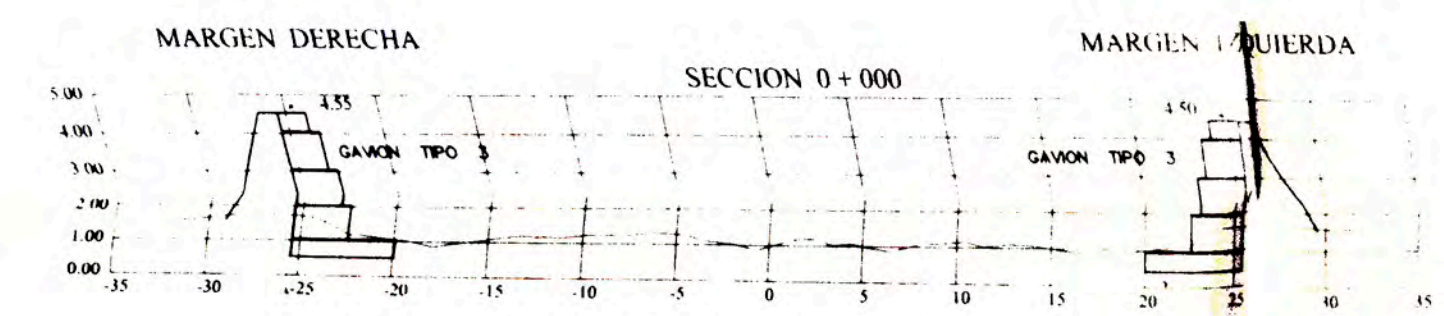


LEYENDA	
	CRESTA DEL DIQUE
	PERFIL DEL TERRENO
	LECHO DEL RIO

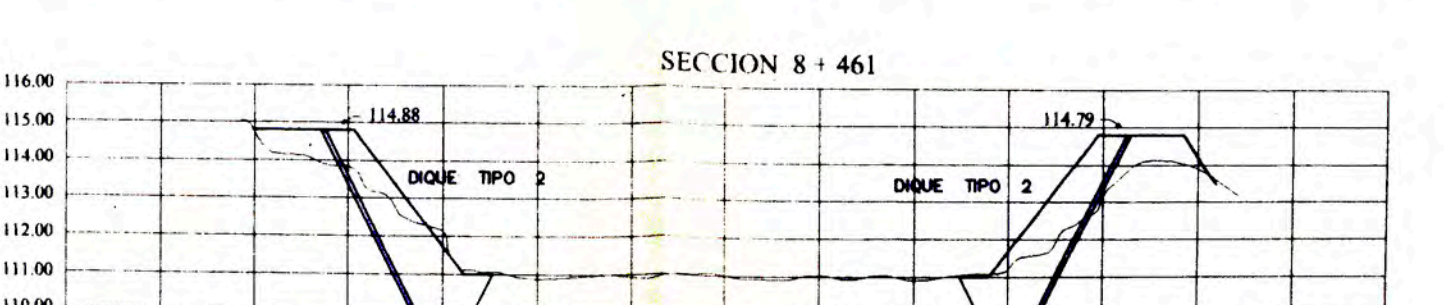
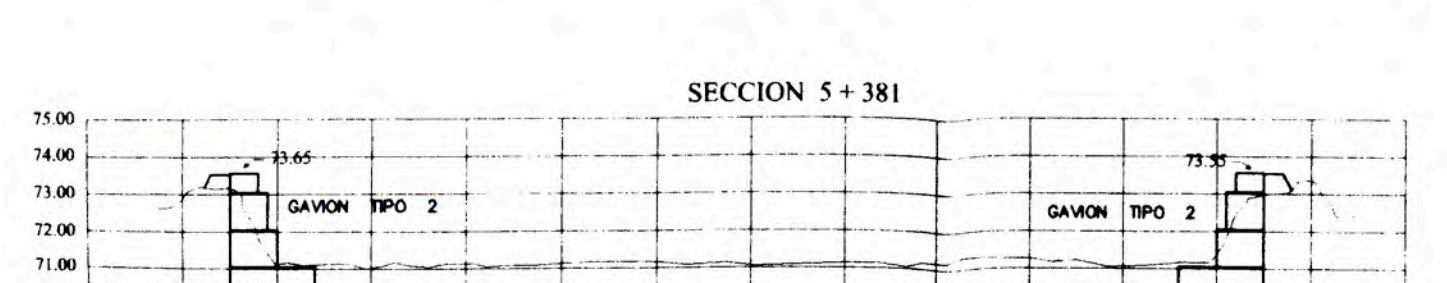
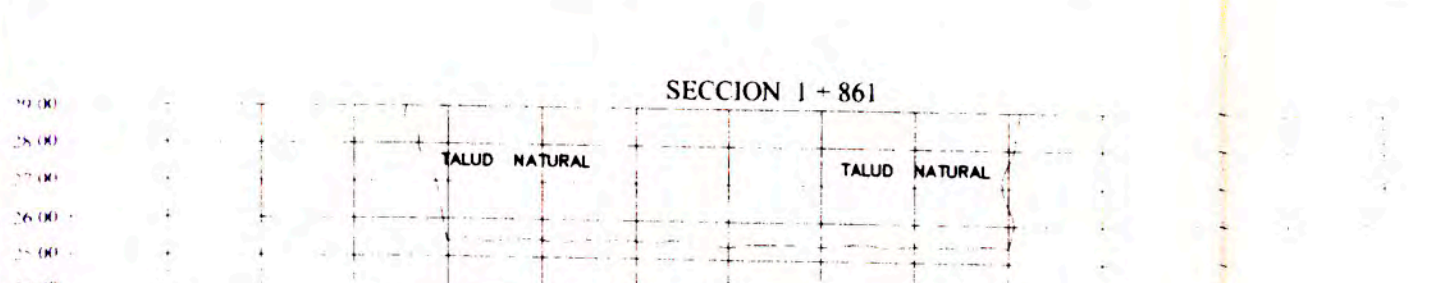
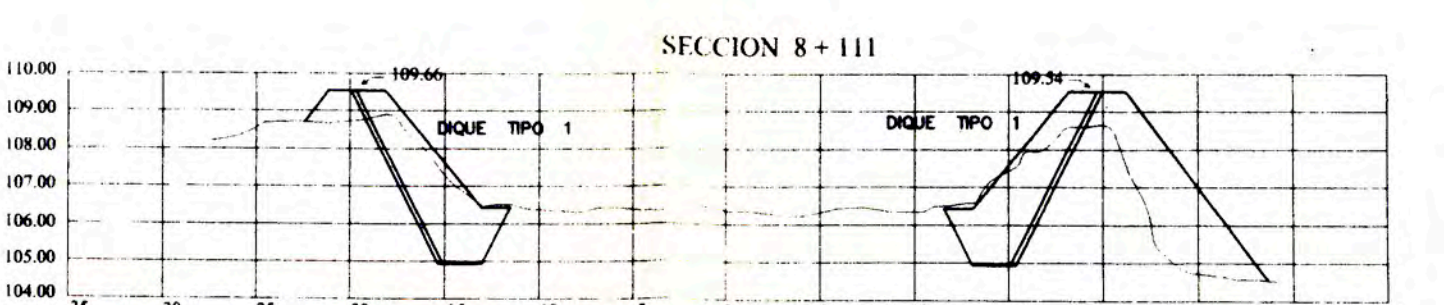
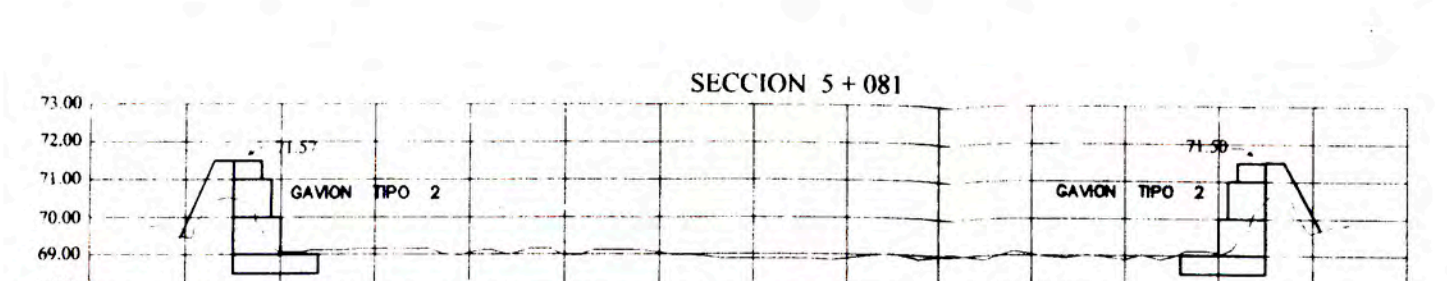
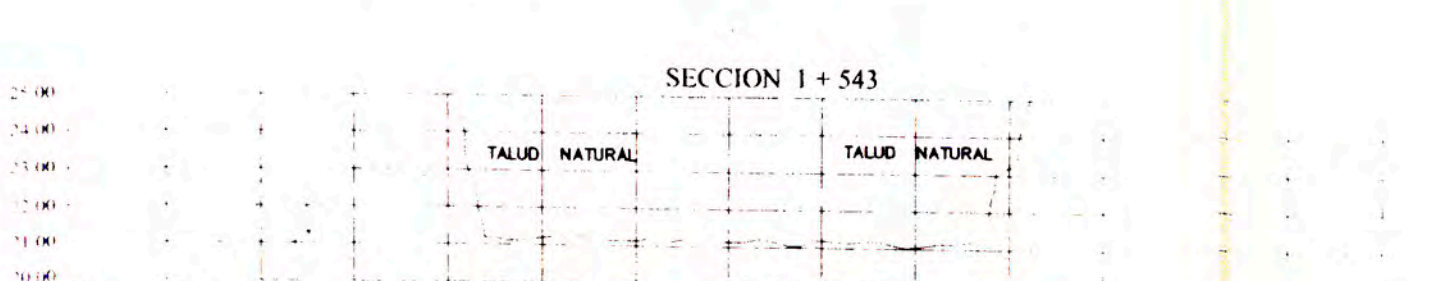
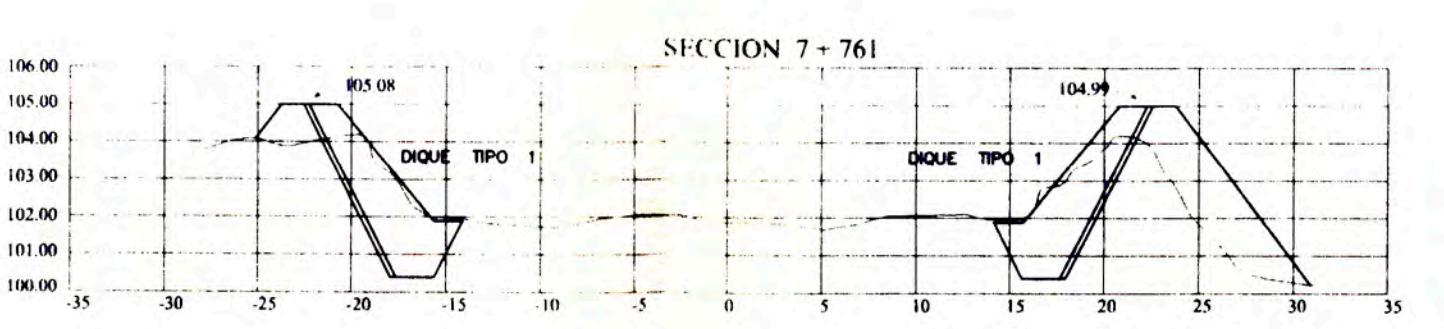
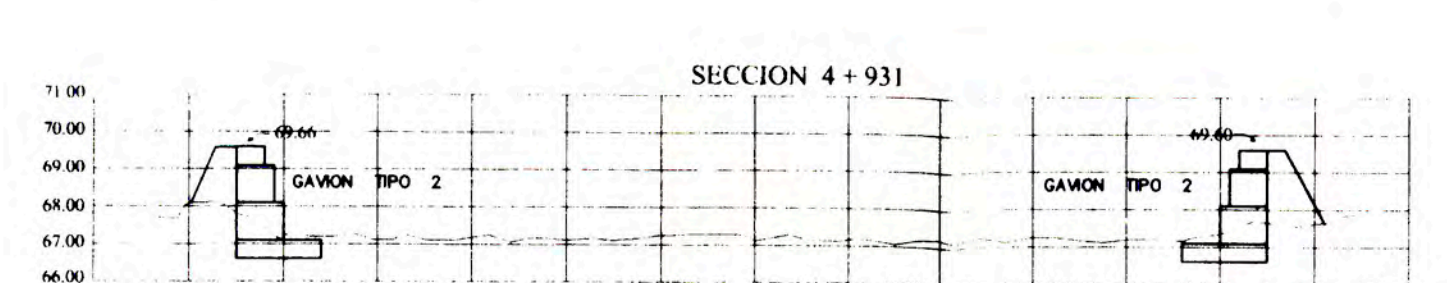
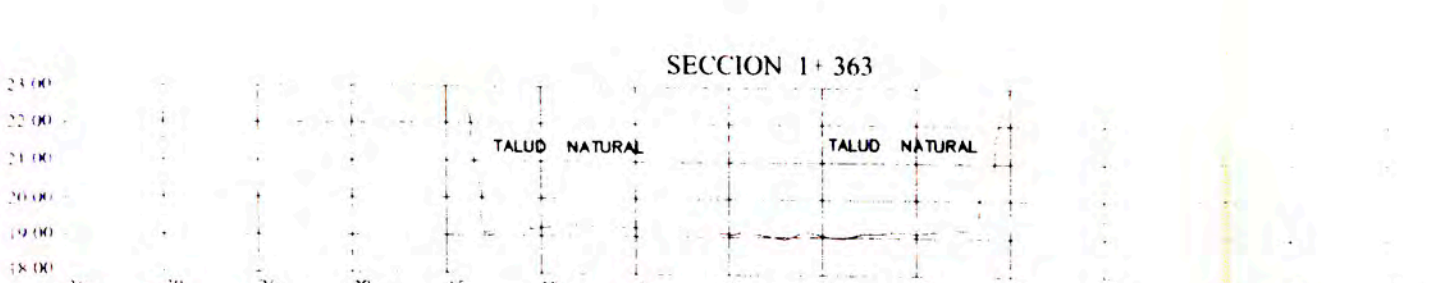
PERFIL LONGITUDINAL DEL DIQUE - MARGEN IZQUIERDA



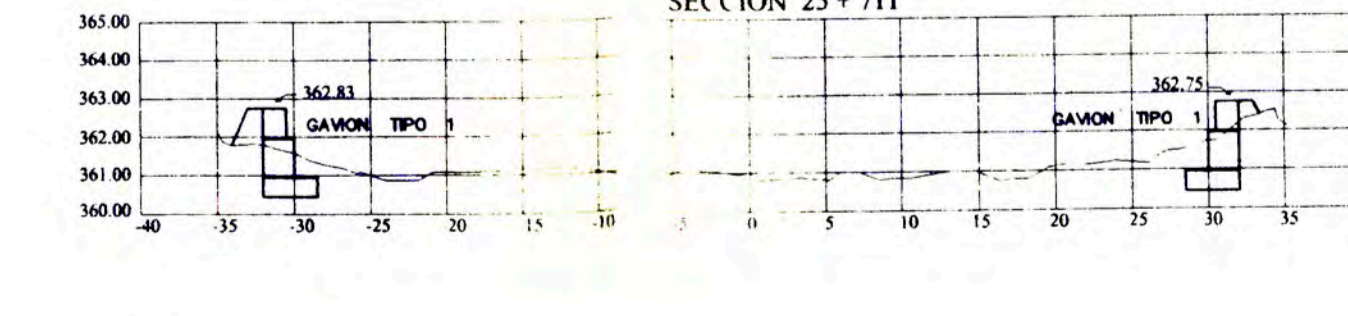
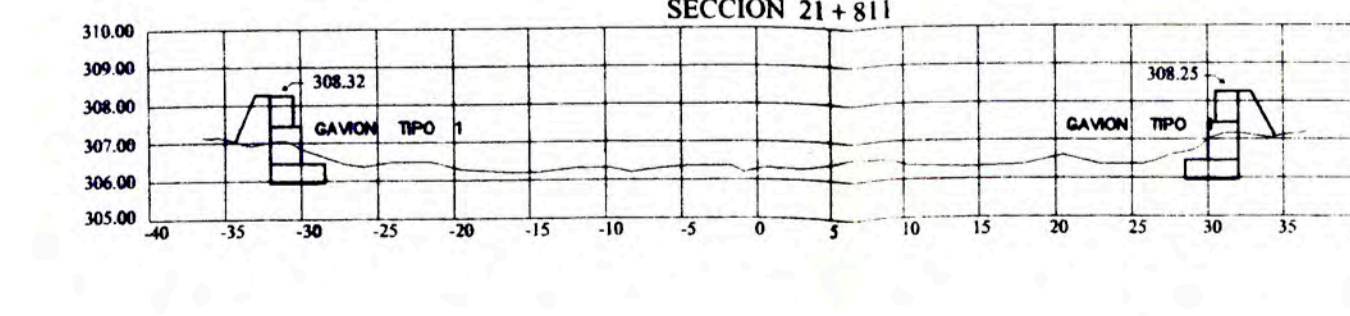
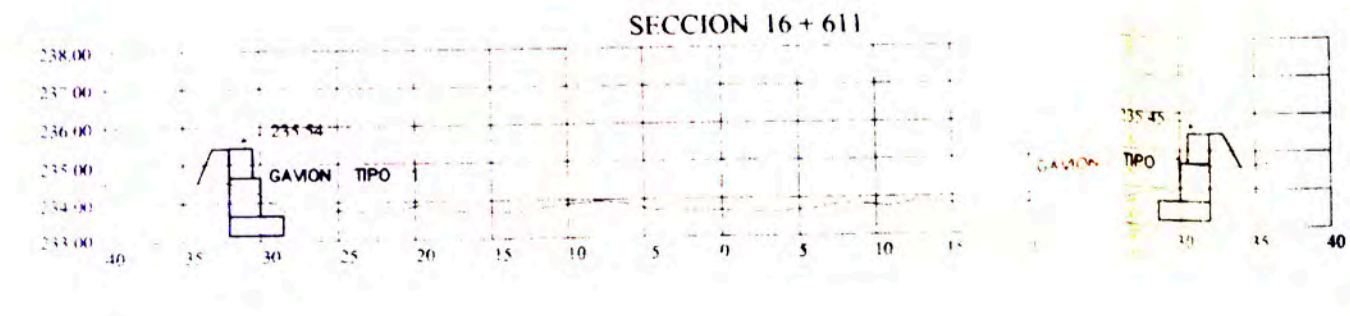
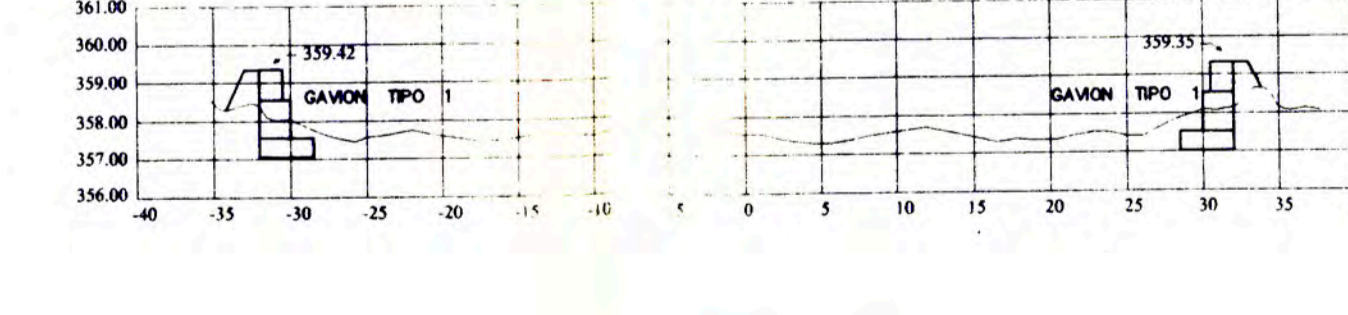
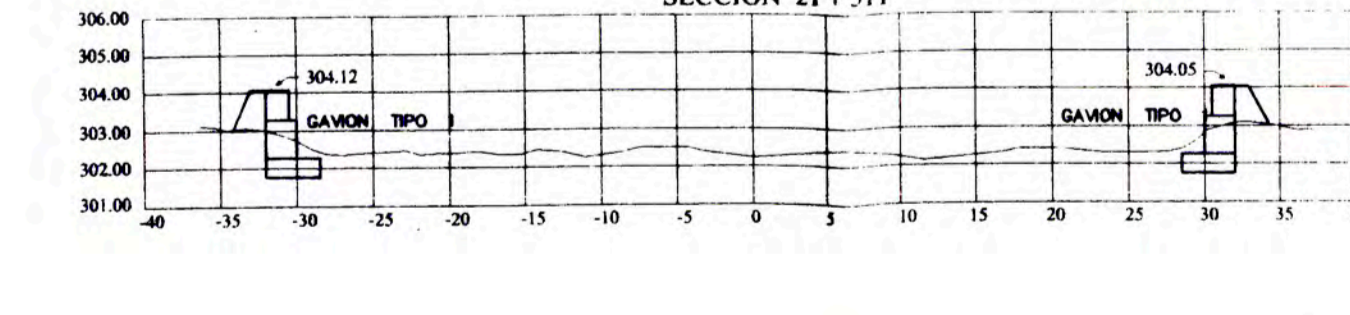
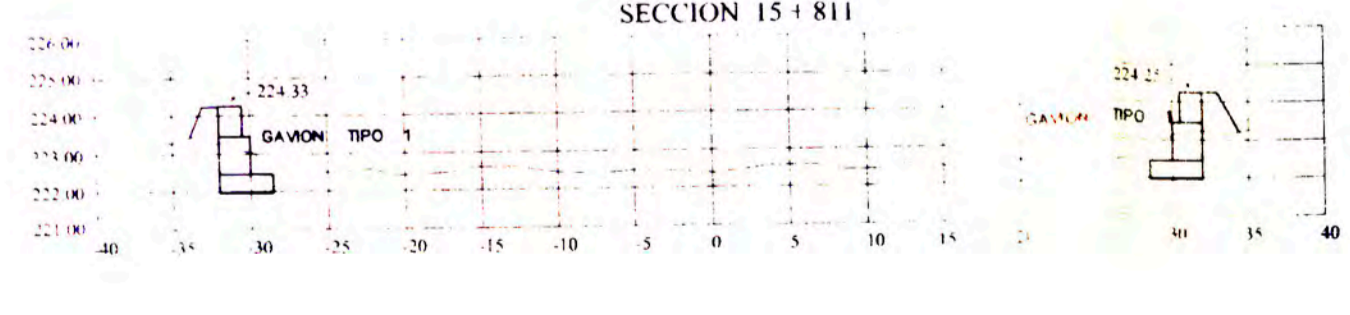
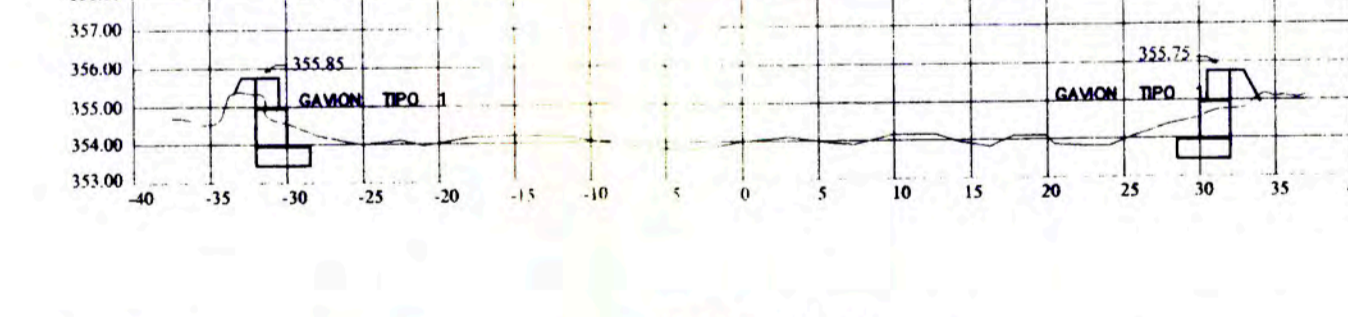
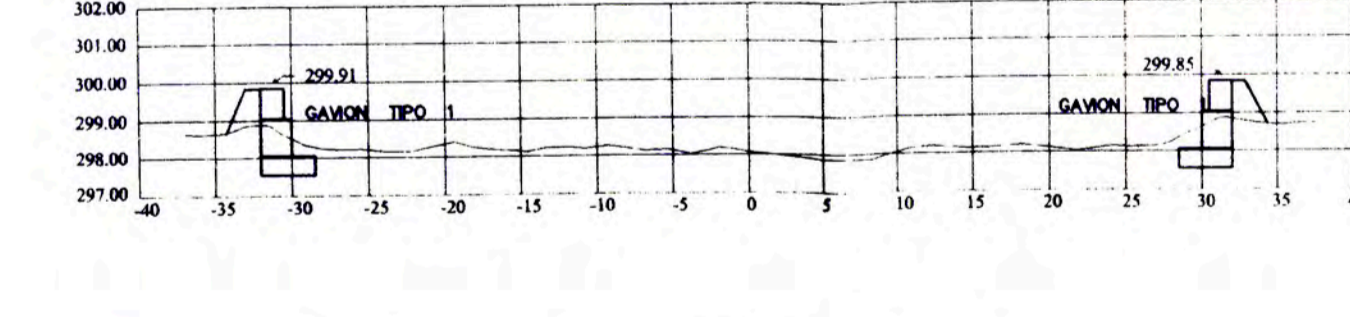
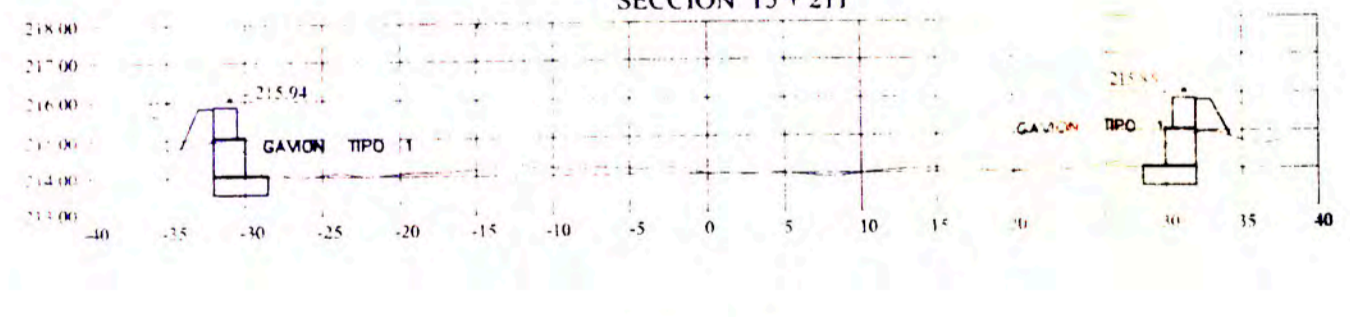
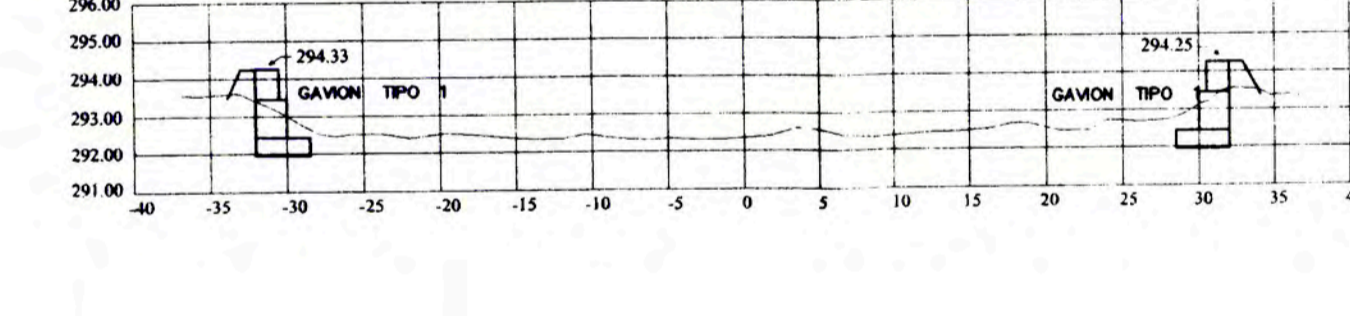
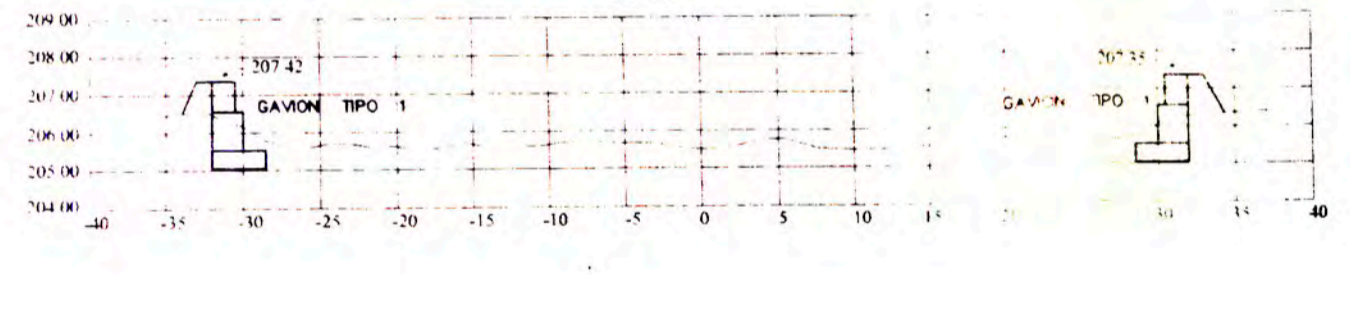
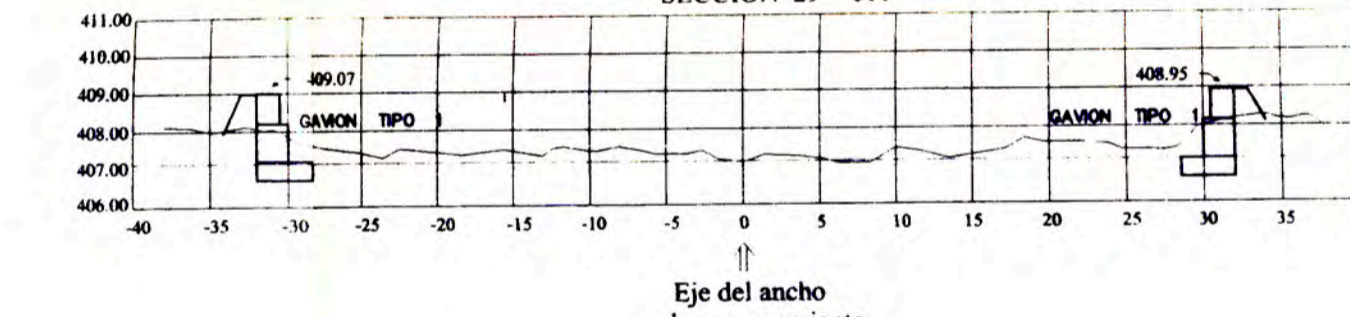
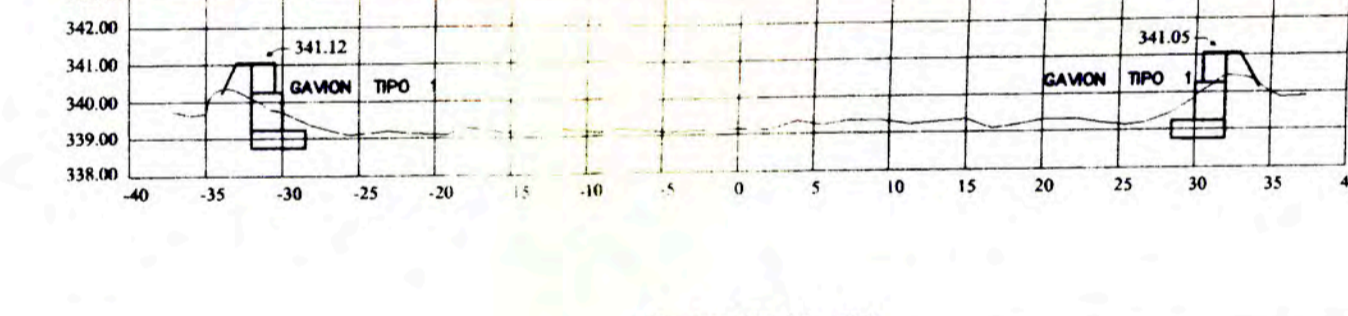
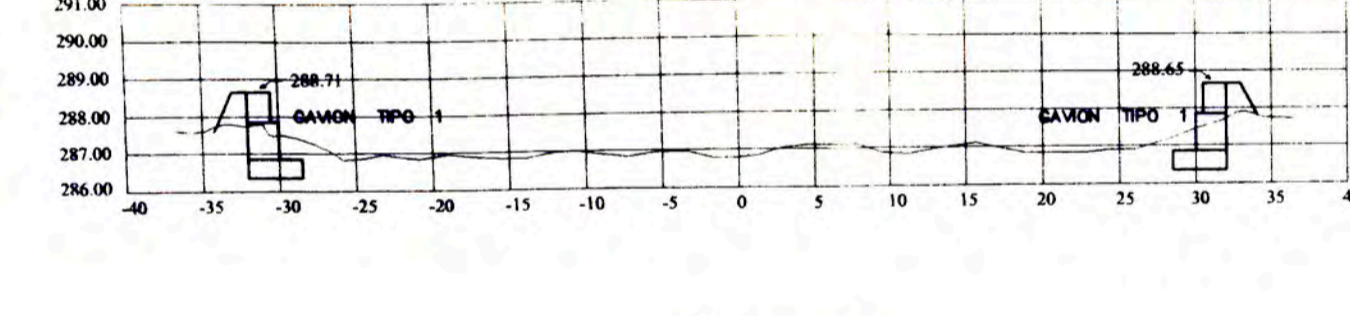
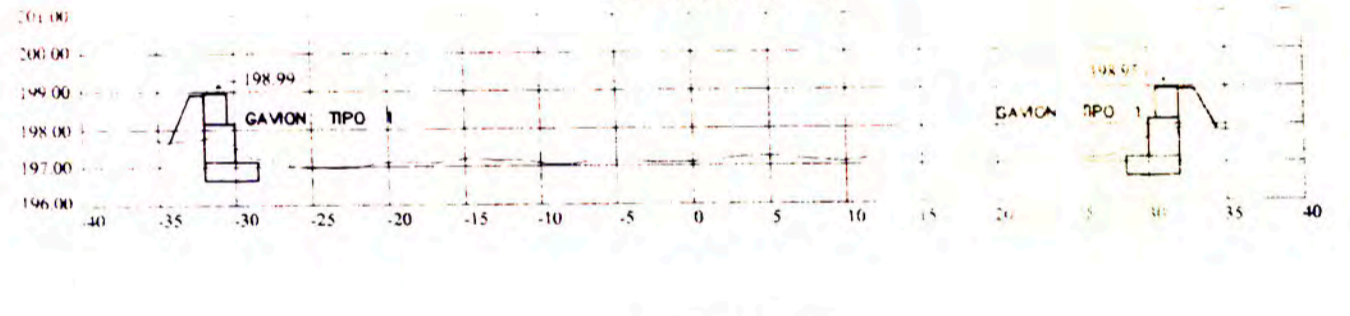
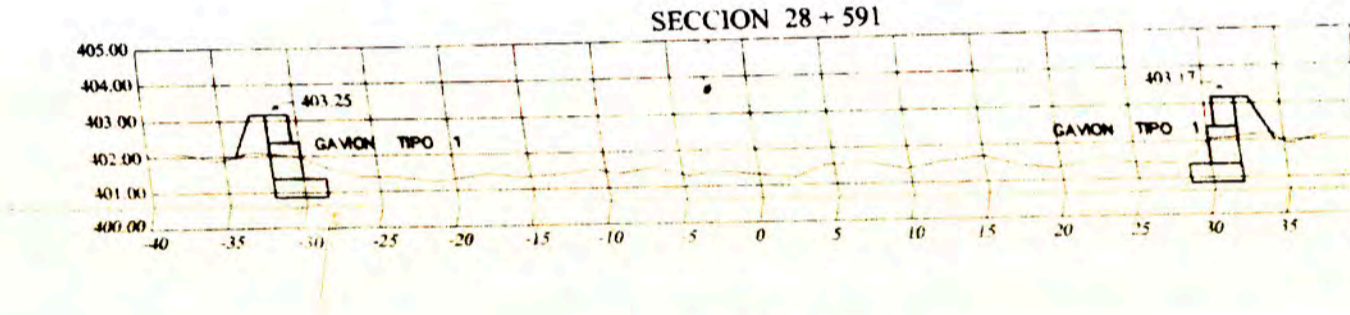
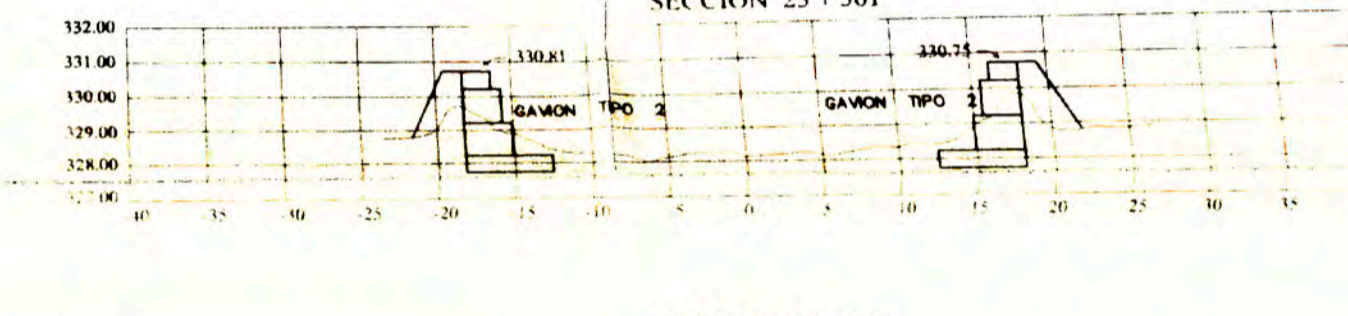
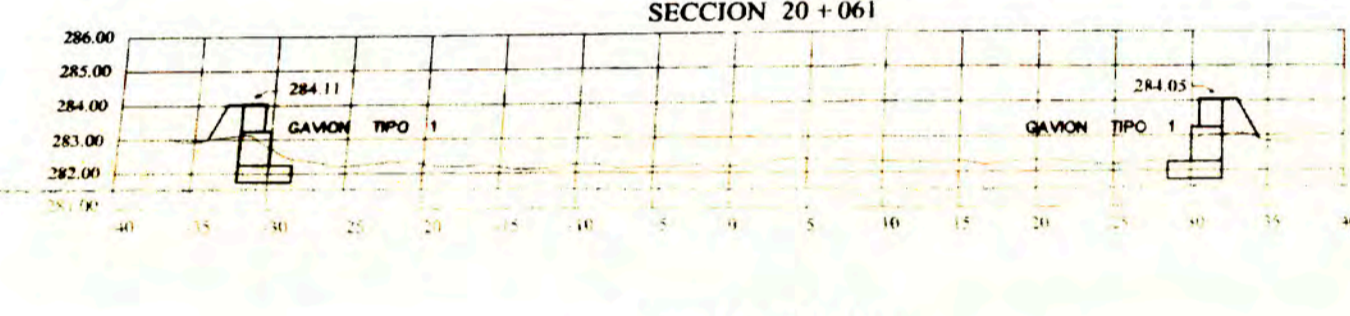
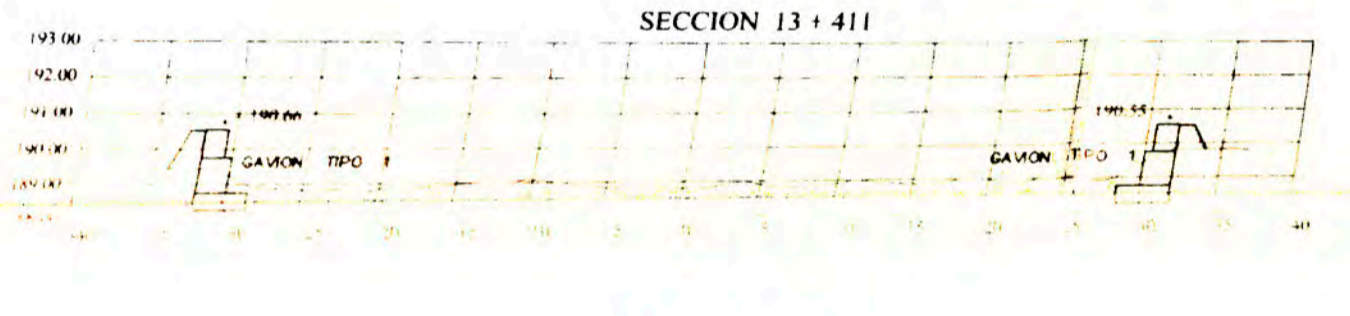
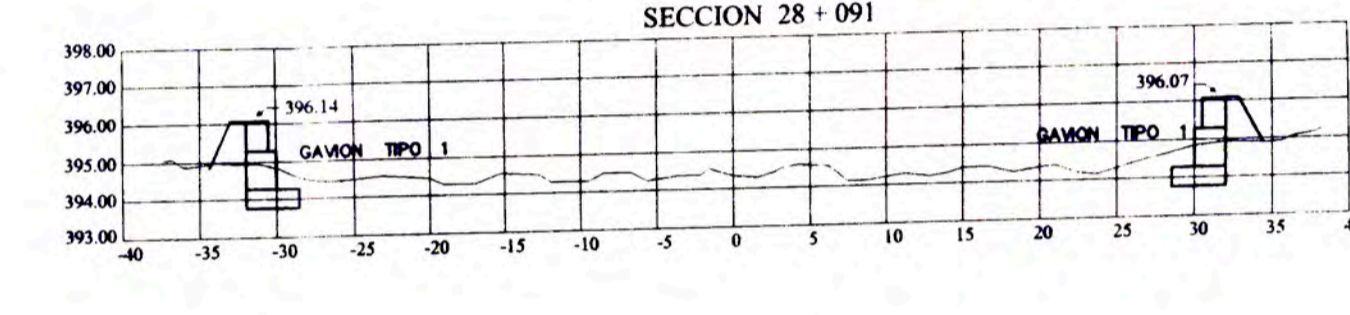
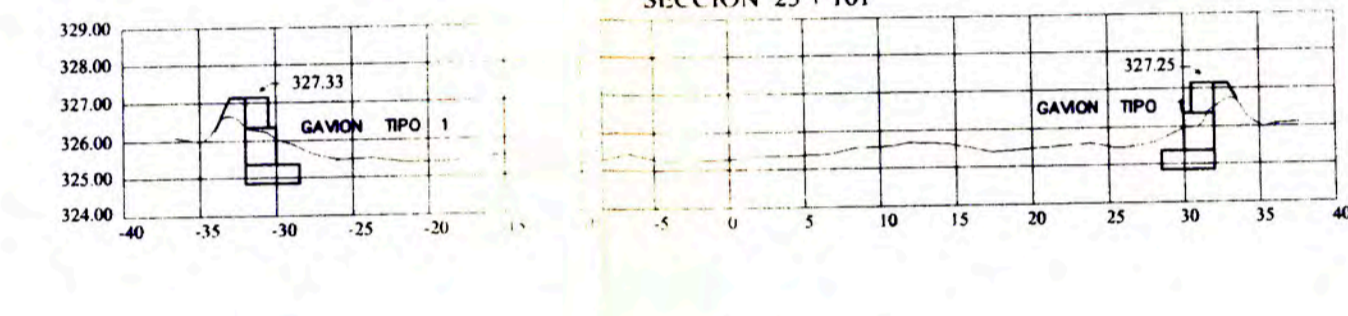
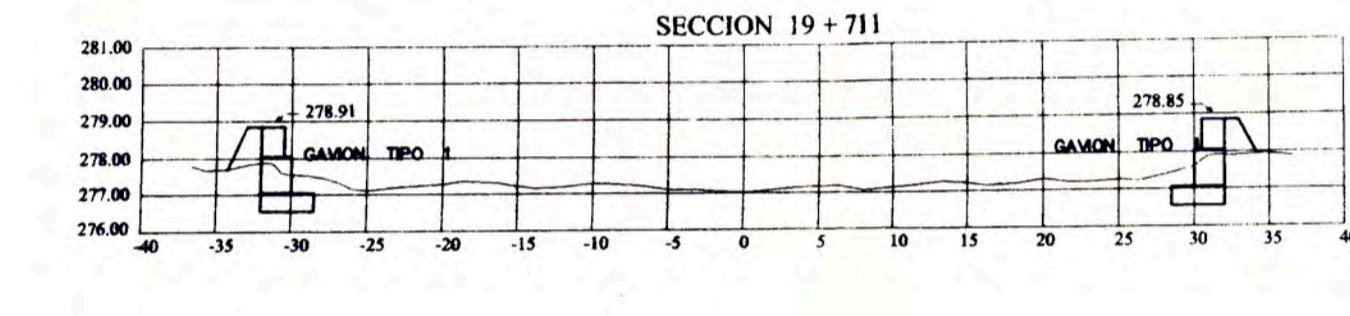
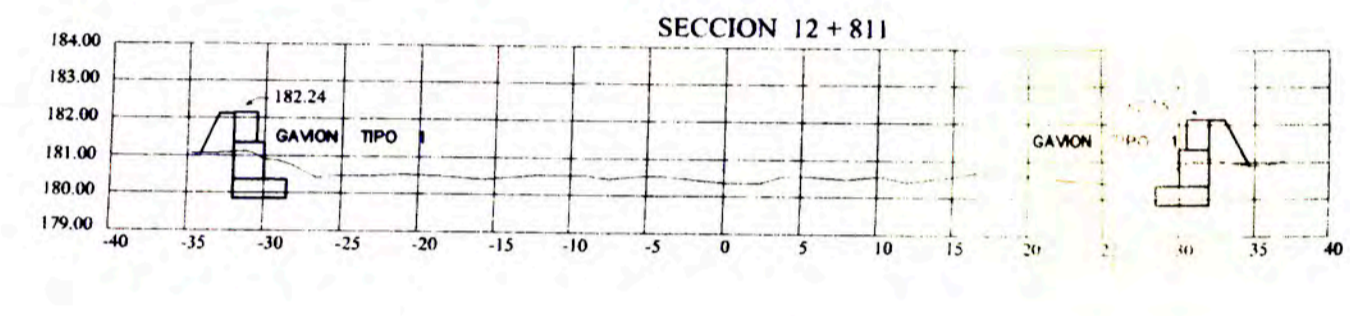
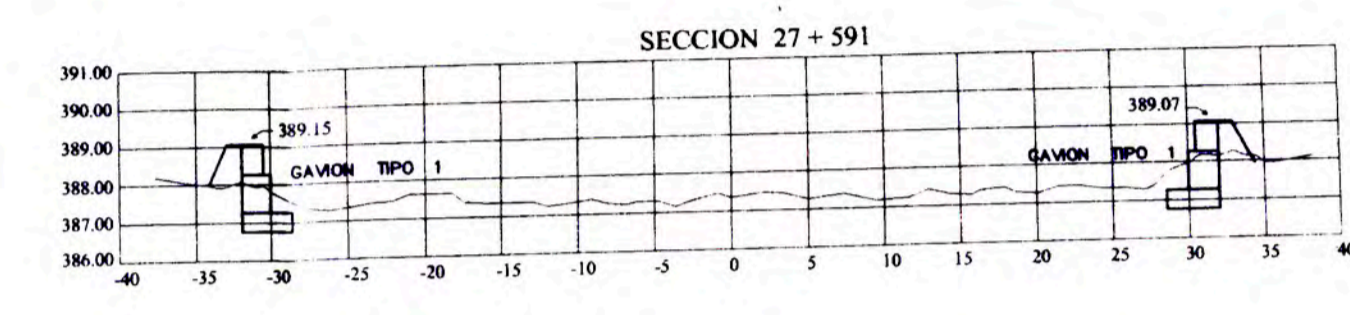
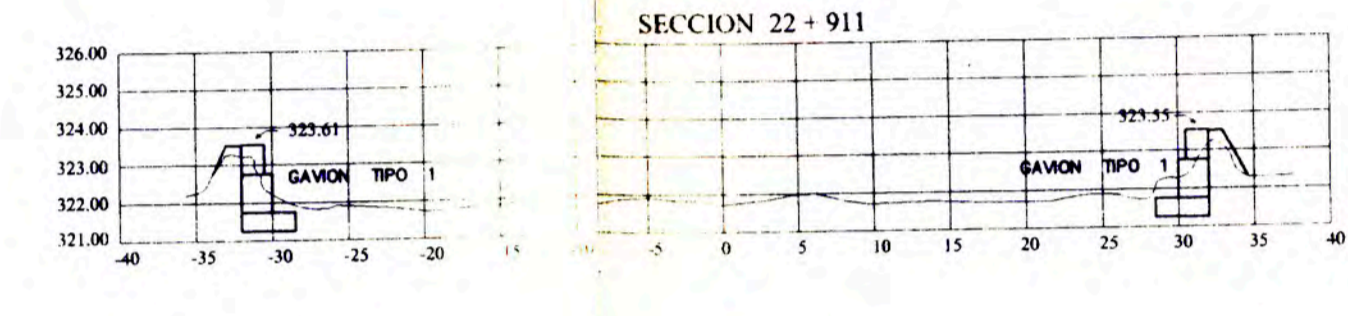
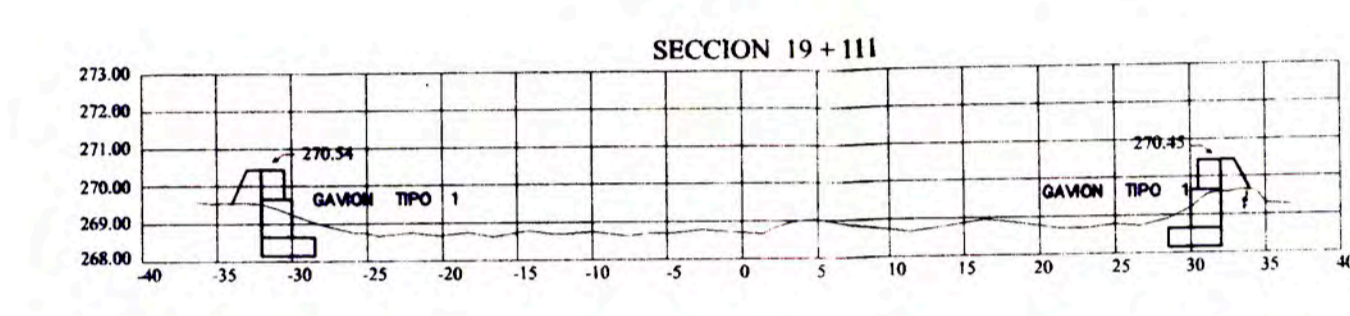
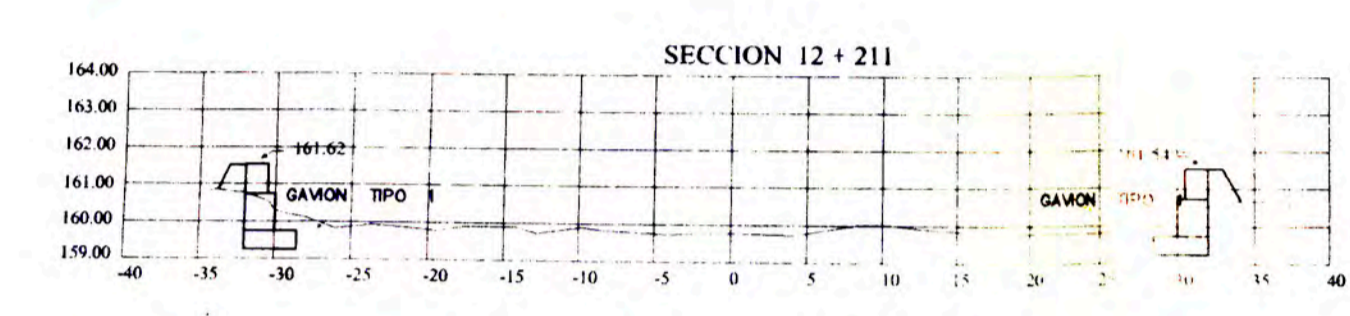
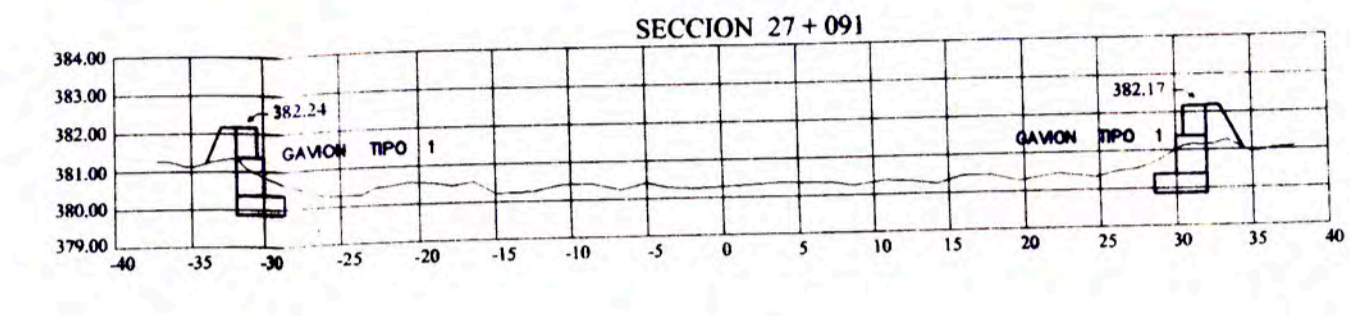
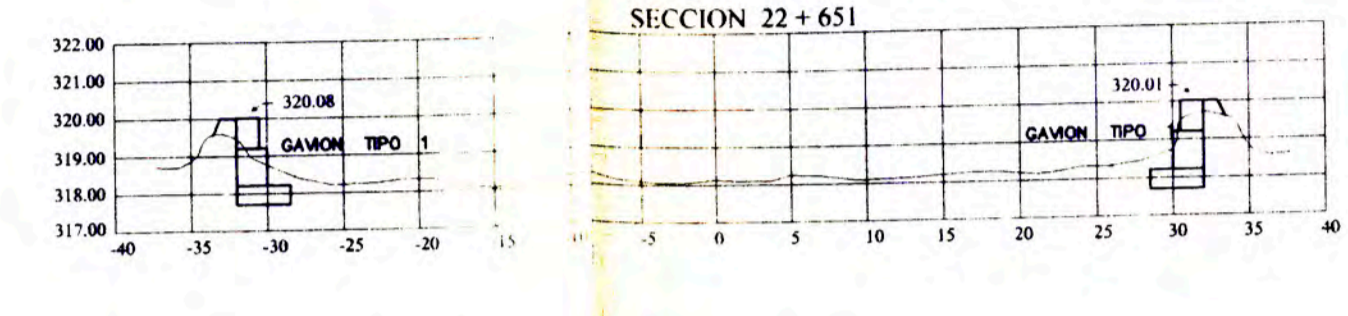
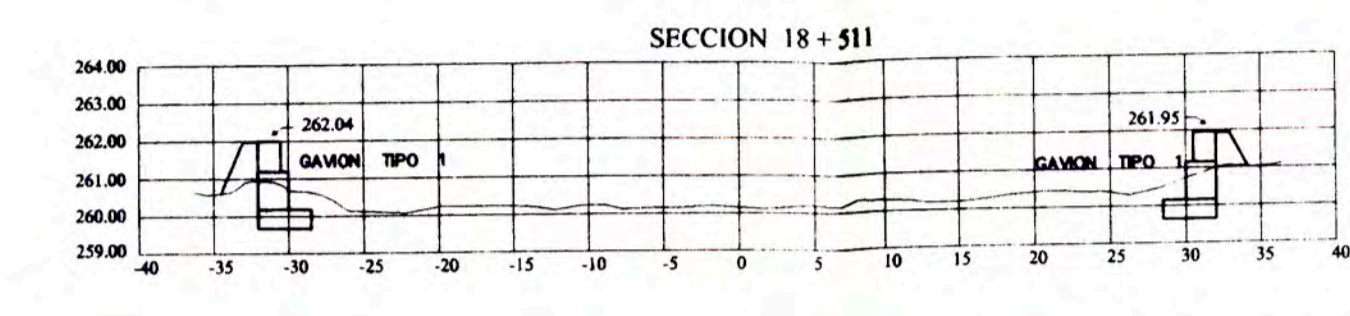
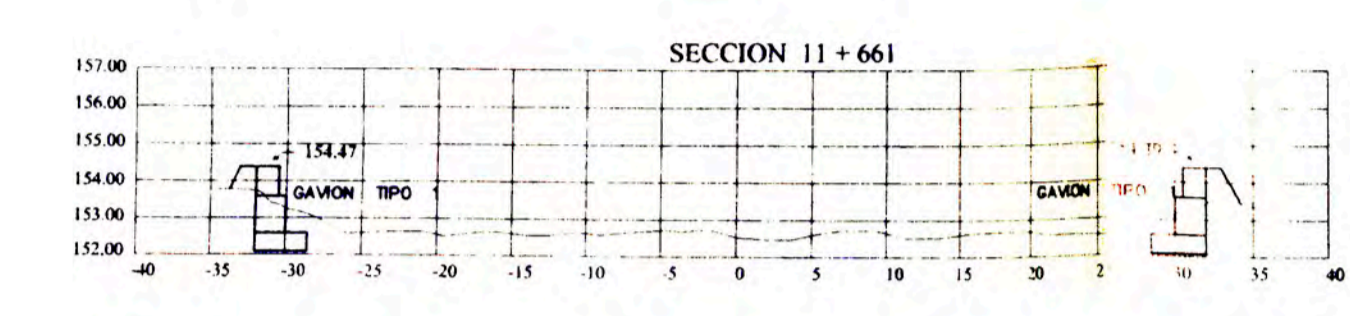
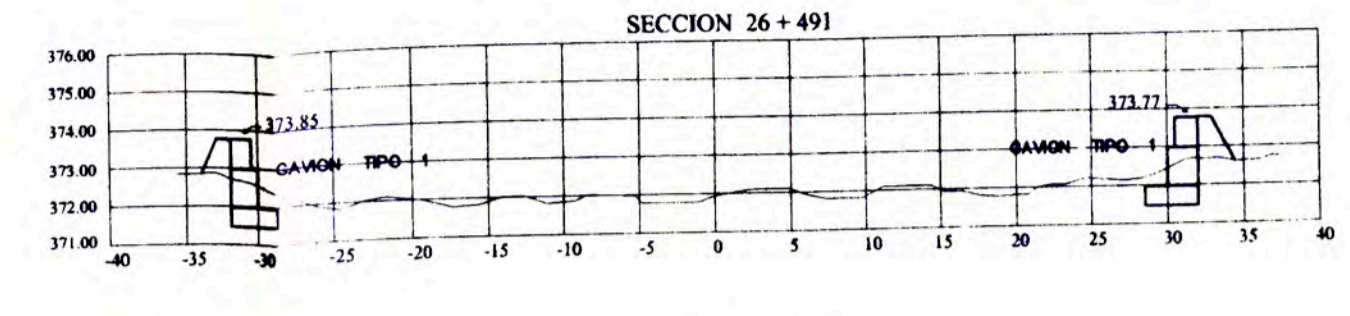
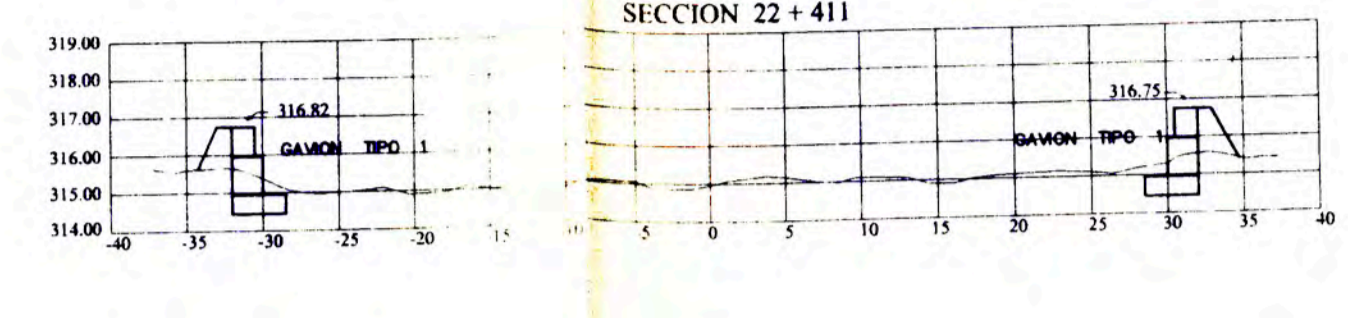
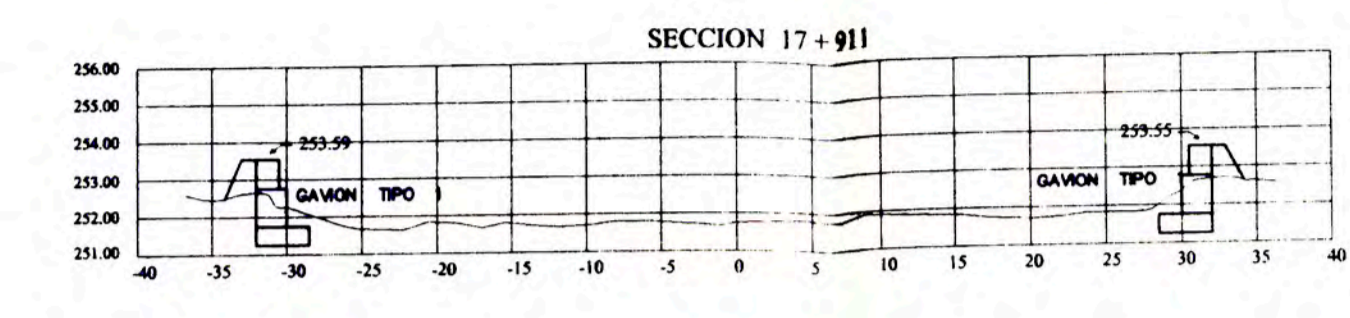
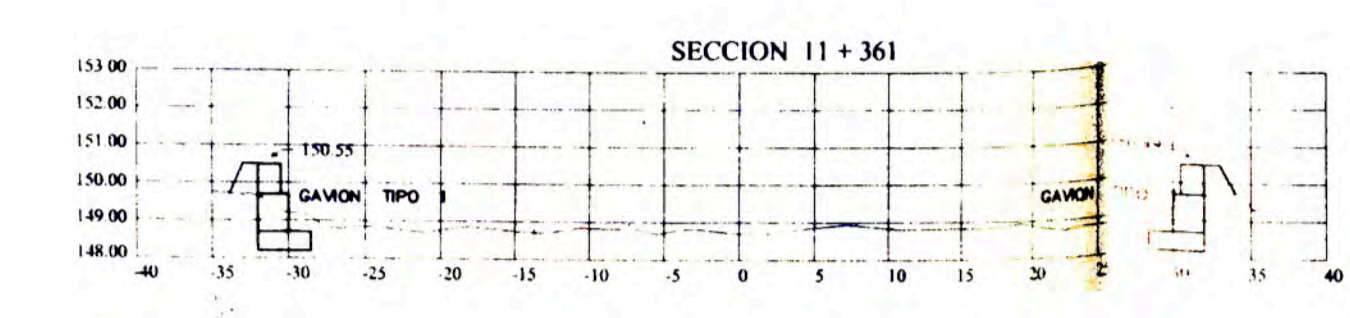
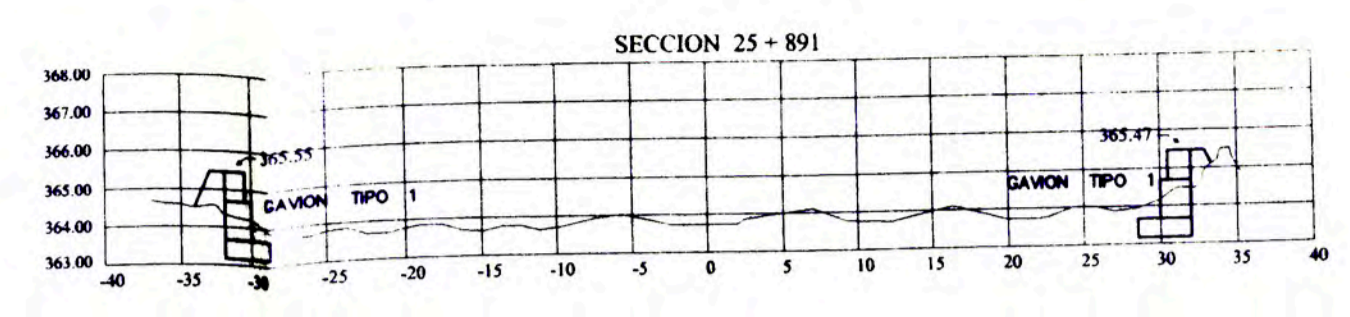
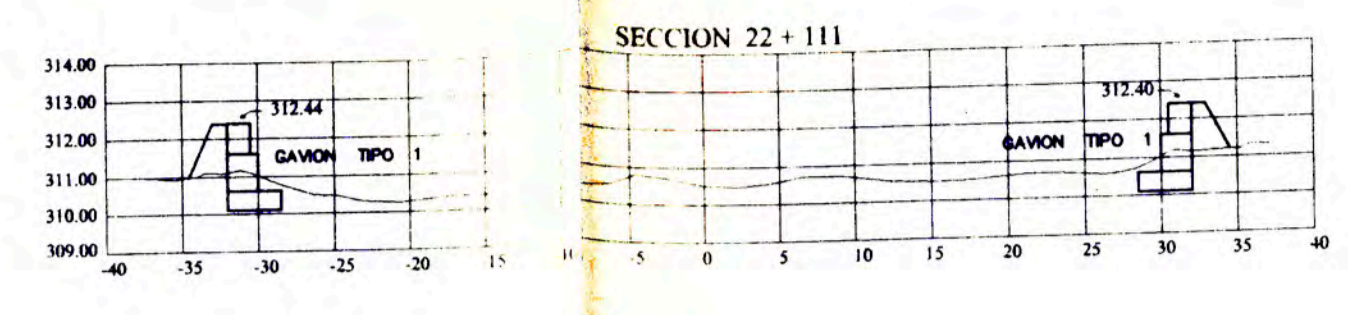
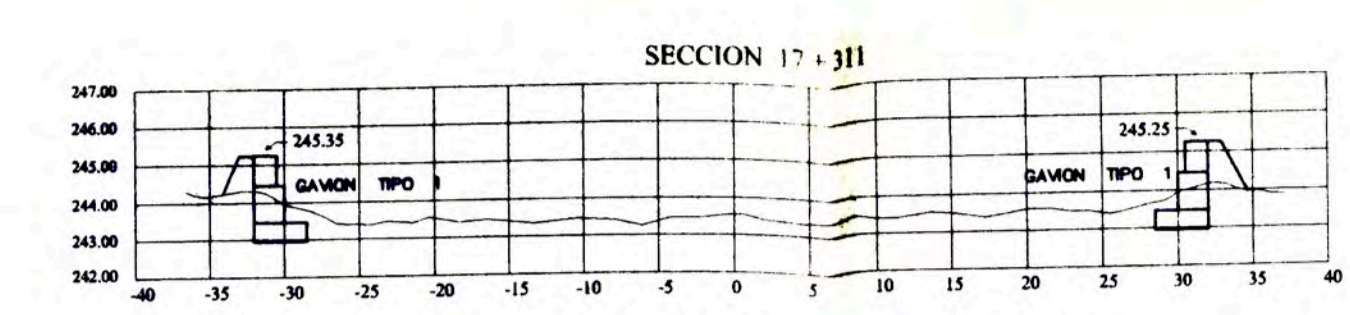
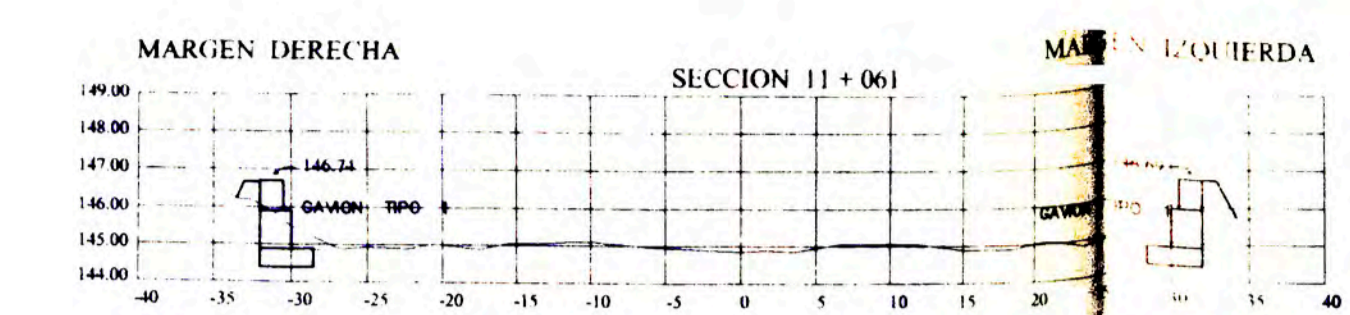
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA		Lámina	
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL		PP-3.1	
Tema ENCAUZAMIENTO DEL RIO CHILLON		7 de 7	
Plano PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL			
Tratista CARLOS A. SILVA ROJAS	Elaborado C.A.S.R.	Dibujó C.A.S.R.	Fecha MAYO 2000
TRAMO: 24+000 - 29+011 KM		Escala: H1/10000 V1/1000	



fije del ancho de encauzamiento

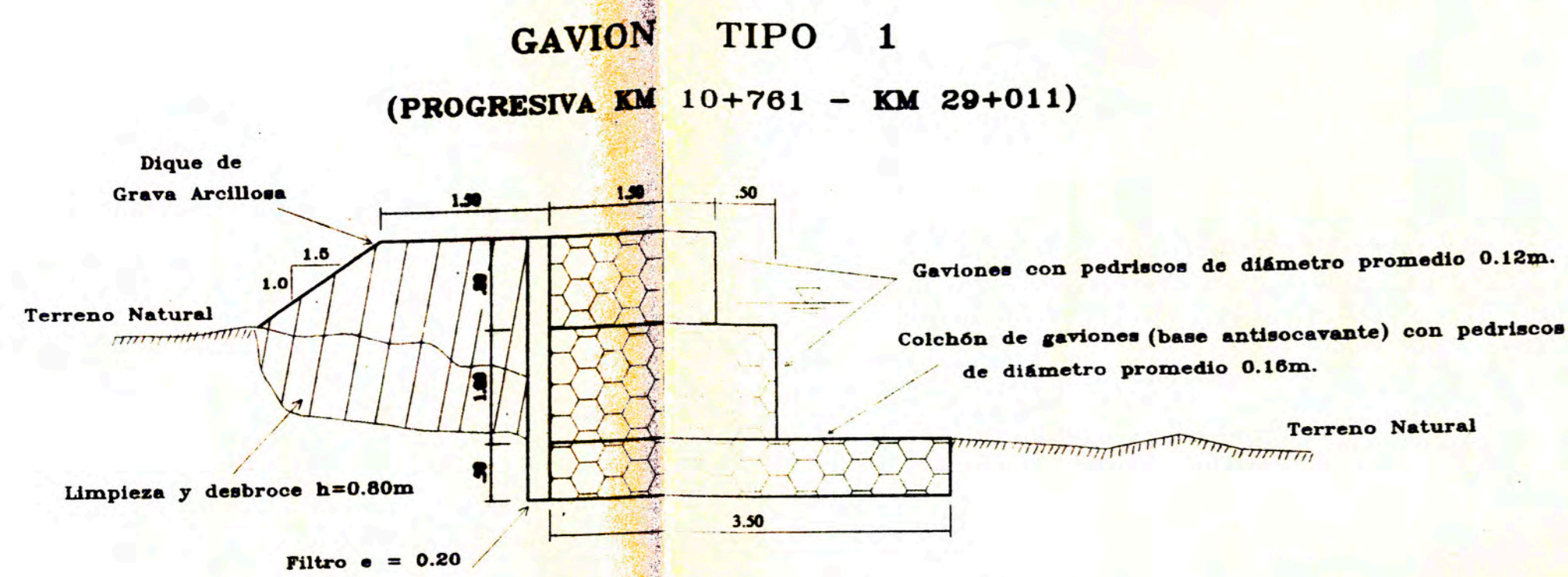


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA		Lámina
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL		
Tema	ENCAUZAMIENTO DEL RIO CHILLON	ST-3.2
Plano	SECCIONES TRANSVERSALES	1 de 2
Elaborado	C.A.S.R.	Dibujado
Revisado	C.A.S.R.	Fecha
TRAMO: 0+000 - 10+761 KM		
E:1/400		
V:1/200		
MAYO 2000		



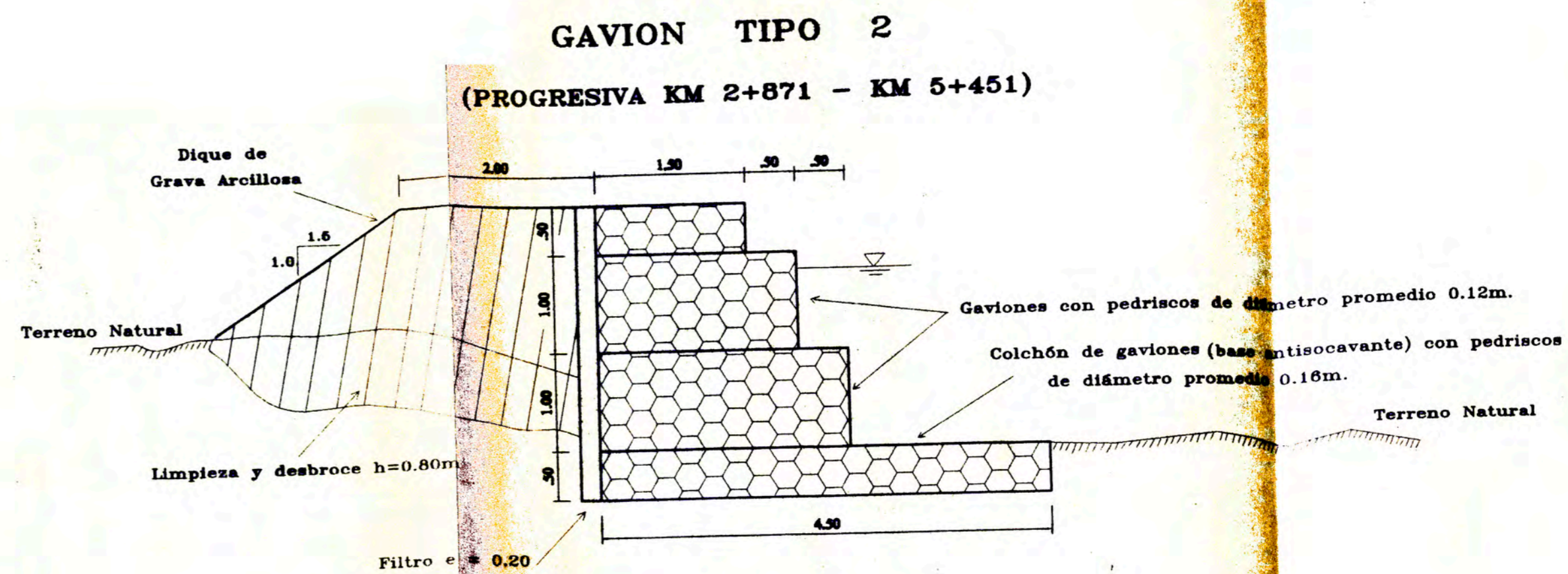
Eje del ancho de encauzamiento

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL		Lámina
Tema	ENCAUZAMIENTO DEL RIO CHILLON	ST-3.2
Plano	SECCIONES TRANSVERSALES	2 de 2
Telista	CARLOS A. SILVA ROJAS	Elaborado: TRAMO: 11+061 - 29+011 EM
Elaborado	C.A.S.R.	Dibujo: C.A.S.R. Escala: H:1/400 V:1/200 Fecha: MAYO 2000



GAVION TIPO 1
(PROGRESIVA KM 10+761 - KM 29+011)

TRAMO: PTE. PANAMERICANA - H. CABALLERO

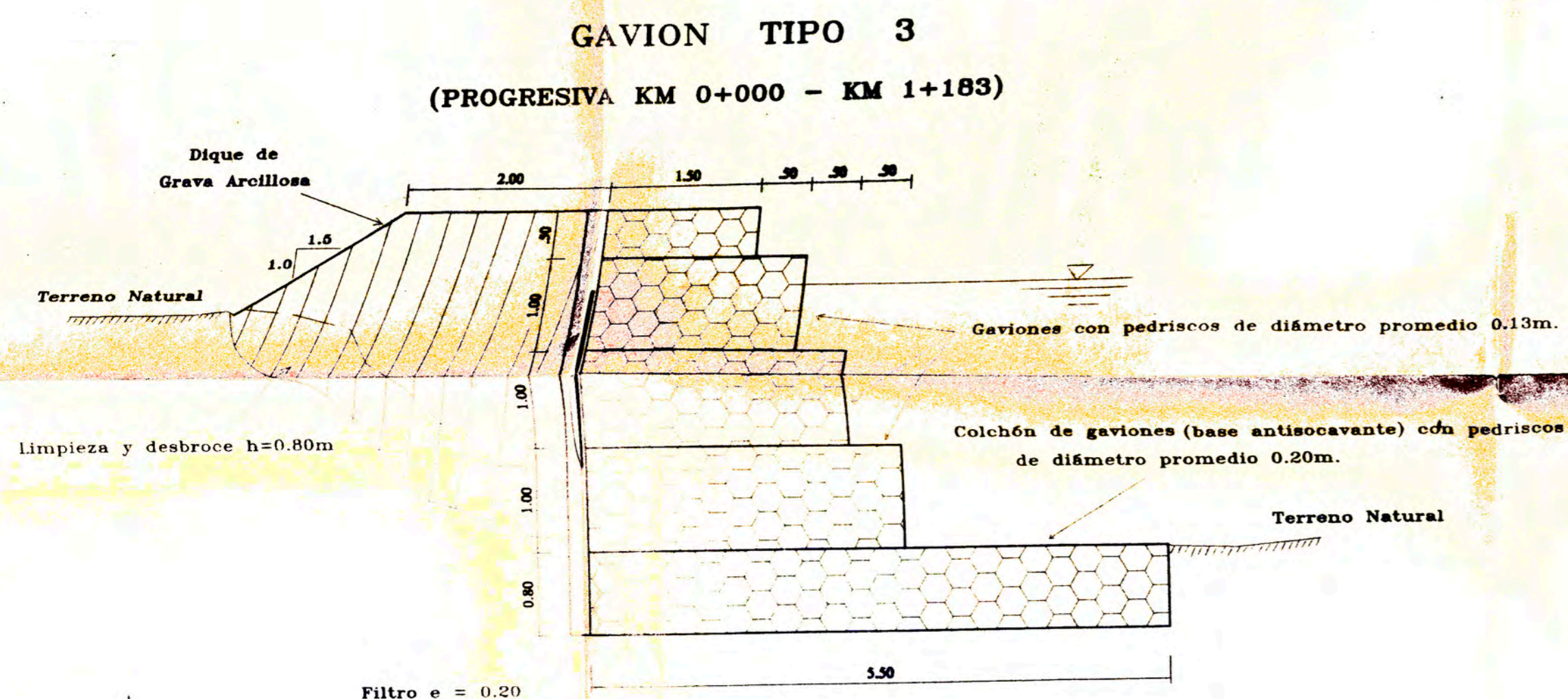


GAVION TIPO 2
(PROGRESIVA KM 2+871 - KM 5+451)

TRAMO: PTE. GAMBETTA - PTE. INCA

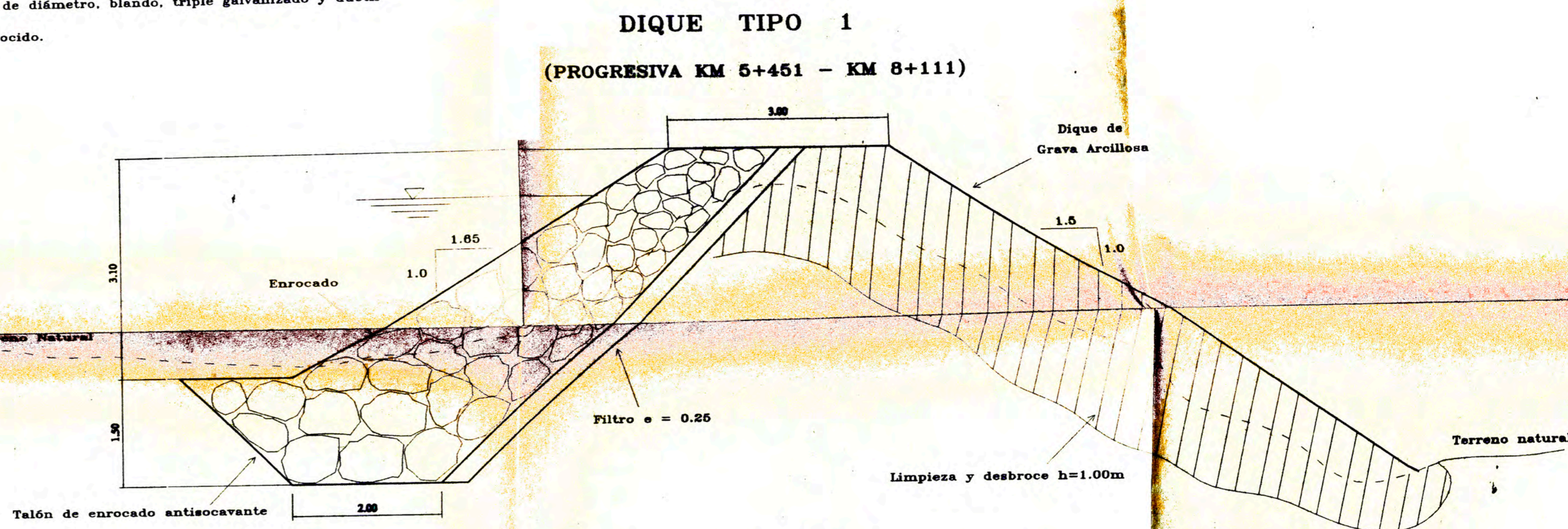
IMPORTANTE

- La malla de los gaviones serán de diámetro 2.40 mm, galvanizados y plastificados, malla hexagonal de 80 mm x 100 mm, a doble torsión, revestido con PVC con espesor mayor igual a 0.40 mm.
- El alambre de amarre será de 2.2 mm de diámetro, blanco, triple galvanizado y dúctil que permite mejor rendimiento en el cocido.



GAVION TIPO 3
(PROGRESIVA KM 0+000 - KM 1+183)

TRAMO: DESMBOCADURA - PTE. GAMBETTA



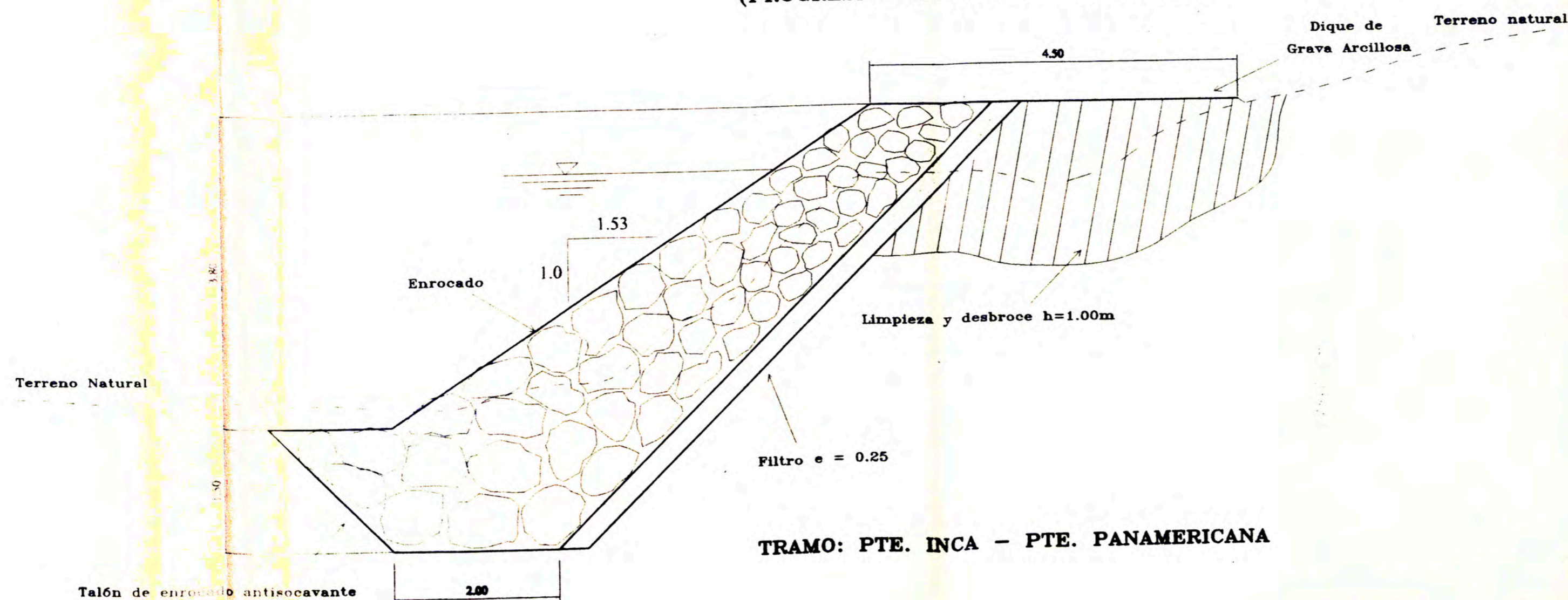
DIQUE TIPO 1
(PROGRESIVA KM 5+451 - KM 8+111)

TRAMO: PTE. INCA - PTE. PANAMERICANA

IMPORTANTE

- El dique se construirá con grava arcillosa con una compactación al 100% de la máxima densidad del ensayo Proctor Modificado.
- Para el enrocado de protección del talud del dique, se colocaran rocas con un diámetro mínimo de 0.80m.
- FILTRO: La curva de graduación del filtro debe cumplir las siguientes condiciones:
 - = D50 (filtro) no mayor que 10 D50 (suelo)
 - = D15 (filtro) no mayor que 4 D85 (suelo) si esto da un valor de: D50 (filtro) / D50 (suelo) mayor que 10

DIQUE TIPO 2
(PROGRESIVA KM 8+111 - KM 10+761)



TRAMO: PTE. INCA - PTE. PANAMERICANA

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA		Lámina	
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL		PD-3.3	
Tema	ENCAUZAMIENTO DEL RIO CHILLON		
Plano	DETALLES DE LAS ESTRUCTURAS		
Titolista	CARLOS A. SILVA ROJAS	Tramo	TRAMO: 0+000 - 29+011 KM
Elaborado	C.A.S.R.	Dibujo	C.A.S.R.
		Escala	1/50
		Fecha	MAYO 2000