

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA
TIERRA

“Pre-diseño de presa con compuertas radiales para época de
estiaje en la desembocadura del río Pula”

MATERIA INTEGRADORA

Previa a la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Presentada por:

IAN CARLOS PALADINES OJEDA
KLEBER ARTURO CHILAN CARDENAS

GUAYAQUIL-ECUADOR

AÑO 2015

AGRADECIMIENTO

A mi Director de Tesis, Ing. Miguel Ángel Chávez por compartir sus conocimientos y experiencia que se ven reflejados en cada una de las páginas de este proyecto y cuyos consejos y enseñanzas han influido en nuestra preparación como ingenieros.

Ian Carlos Paladines Ojeda

A mi Director de Tesis, Ing. Miguel Ángel Chávez
por su generosidad al brindarme la oportunidad de
recurrir a su capacidad y experiencia científica en
un marco de confianza y amistad, fundamentales
para la realización de este trabajo.

Kleber Arturo Chilán Cárdenas

DEDICATORIA

Dedico el presente trabajo a mis padres por apoyarme siempre en este largo camino del saber, sus consejos y conocimientos han sido pilar fundamental para la realización de mis metas que se ven consolidadas día a día.

Ian Carlos Paladines Ojeda

A ti Dios que me diste la oportunidad de vivir y de tener una familia maravillosa. Con mucho cariño principalmente a mis padres que me dieron la vida y han estado conmigo en todo momento. Gracias por todo papá y mamá por darme una carrera para mi futuro y por creer en mí, aunque hemos pasado momentos difíciles siempre han estado apoyándome y brindándome todo su amor, por todo esto les agradezco de todo corazón el que estén a mi lado.

Kleber Arturo Chilán Cárdenas

DECLARACIÓN EXPRESA

“La responsabilidad por los hechos, ideas y doctrinas
Expuestos en esta tesis, nos corresponden exclusivamente;

Y, el patrimonio intelectual de la misma, a la **ESCUELA
SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL”**

(Reglamento de Exámenes y Títulos profesionales de la ESPOL)

IAN PALADINES OJEDA

KLEBER CHILAN CARDENAS

TRIBUNAL DE EVALUACION

Dr. Miguel Ángel Chávez
DIRECTOR DEL PROYECTO

M. Sc. Alby Aguilar P.
COORDINADORA DE
INGENIERIA CIVIL

RESUMEN

El presente trabajo consiste en un análisis de comportamiento hidráulico del Rio Pula el cual posee un área de riego de más de 6000 Ha., en el sector de Daule, Provincia del Guayas. El flujo de caudales del mencionado rio nos permite el riego de una gran zona arrocera y del mismo tiempo constituye un recurso ictiológico de gran importancia social.

El análisis realizado determina que el Rio Pula tiene una gran Cuenca de drenaje, condición natural que ha sido modificado por la ejecución de proyectos de aprovechamiento hídrico, en el Rio Vinces que aporta importante caudales al Pula (Proyecto Hidroeléctrico con trasvase a la presa Daniel Laniado otro que consiste en un gran canal que se está construyendo entre Balzar y Pueblo Viejo haciendo un sifón al cruzar el Rio Vinces).

El canal Dauvin va separar la cuenca de drenaje de 1440 km^2 en dos áreas, 85% aguas arribas de este gran canal y otra de 15% aguas abajo. Los dos proyectos mencionados modifican significativamente el flujo de caudales en el Rio Pula, debido a que se van a descargar 63 m^3/s a inicios del Rio Pula que esos caudales van a utilizarse para el riego en una extensa zona antes de llegar al área del proyecto del riego Daule.

Por las razones antes expuestas se llega a formular un proyecto de manejo de caudales en el Rio Pula, mediante la construcción de un Azud sumergido en la desembocadura del Rio Pula en el Daule.

Se formulan y se plantean los diseños a nivel de pre factibilidad de tres alternativas, mediante un sistema de compuertas radiales manejar los caudales en época de estiaje, cerrando y abriendo las compuertas según lo conviniera y el desazolve del Rio desde el Rio Banife hasta la desembocadura en el Rio Daule.

Finalmente se plantea un estudio ambiental a nivel preliminar, relacionándolo a la afectación que se causaría al construir dicha obra.

Se establecen también los costos estimados para la construcción.

INDICE GENERAL

	Pag.
RESUMEN	VIII
INDICE GENERAL.....	X
INDICE DE FIGURAS.....	XIV
INDICE DE TABLAS	XVI
SIMBOLOGIA	XVIII
CAPÍTULO 1	1
INTRODUCCIÓN	1
1.1 Antecedentes.....	1
1.2 Objetivos.....	2
1.2.1 Objetivo General	2
1.2.2 Objetivos específicos.....	2
1.3 Justificación del Proyecto	2
1.4 Alcance del trabajo	3
1.5 Metodología.....	4
1.6 Software utilizado	4
CAPÍTULO 2.....	5
ESTUDIO PRELIMINAR	5
2.1 Proyecto Trasvase Dauvin.....	5
2.1.1 Propósito del proyecto.....	5
2.1.2 Influencia para el proyecto propuesto.....	6
2.2 Cartas topográficas.....	8
2.3 Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología.	9
CAPÍTULO 3.....	11
ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO	11
3.1 Características generales del río Pula	11
3.2 Cuencas de drenaje.....	13
3.3 Cálculo de caudales máximos	16
3.3.1 Determinación del valor C de escorrentía.	17

3.3.2	Tiempo de Concentración	18
3.3.3	Determinación de las Intensidades de Precipitación	19
3.4	Calculo de caudales mínimos	20
3.5	Análisis de intersecciones	24
3.6	Distribución de caudales.....	27
3.7	Mareas.....	30
CAPÍTULO 4	31
PLANTEAMIENTO Y ANALISIS DE ALTERNATIVAS	31
4.1	Descripción de línea base	31
4.2	Análisis de la desembocadura	33
4.3	Análisis de la sección transversal del rio Pula	35
4.4	Planteamiento de solución #1	38
4.4.1	Proceso Constructivo	39
4.4.2	Movimiento de tierras	42
4.4.3	Calculo de volúmenes en las tres ataguías	43
4.5	Planteamiento de solución #2.....	46
4.5.1	Procedimiento	47
4.5.2	Movimiento de tierras	57
4.6	Dragado del Rio Pula desde el Rio Banife hasta la Desembocadura en el Rio Daule (Solución No 3)	61
4.6.1.	Tiempo de vida útil del proyecto.....	61
4.6.2.	Naturaleza del proyecto.....	61
4.6.3	Preparación del sitio y obras provisionales	63
4.6.4.	Etapas de construcción-operación	65
4.7	Selección de la solución	67
CAPÍTULO 5	70
PRE-DISEÑO DE PRESA.....	70
5.1	Concepto general	70
5.2	Diseño del canal.	72
5.2.1	Consideraciones de diseño.	73
5.2.2	Sección óptima	75

5.2.3 Borde libre	77
5.2.4 Dimensionamiento.....	78
5.2.5 Remate en el rio	80
5.2.6 Embalse	83
5.2.7 Dimensiones finales.	84
5.3 Diseño de superestructura.....	85
5.3.1 Compuerta radial tipo Tainter	86
5.3.2 Estimación de cargas	91
5.3.3 Calculo de las cargas por metro lineal (ton/ml)	92
5.3.4 Determinación de la carga admisible del suelo	94
5.3.5 Cálculo de la capacidad última y admisible del pilote.....	98
5.3.6 Diseño de losa de cimentación.....	106
5.3.7 Pre Diseño de pilotes	112
5.4 Presupuesto	120
CAPÍTULO 6.....	123
ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL	123
6.1 Introducción	123
6.1.1 Fase de construcción	124
6.1.2 Fase de explotación	125
6.2 Agentes de contaminación	126
6.2.1 Por la existencia del proyecto.....	126
6.2.2 Por emisión de contaminantes.	128
6.2.3 Por la creación de sustancias nocivas.....	128
6.2.4 Por el tratamiento de residuos.....	129
6.2.5 Por incidencia social.....	130
6.2.6 Medidas correctoras	130
6.3 Recursos afectados	132
6.3.1 Calidad del aire	132
6.3.2 Ruidos	133
6.3.3 Geología y geomorfología	133
6.3.4 Retirada y almacenamiento de la tierra vegetal.	134

6.3.5 Hidrosiembra y plantaciones de arbustos y árboles autóctonos.	135
6.3.6 Hidrología	136
6.3.7 Flora	137
6.3.8 Fauna	137
6.3.9 Patrimonio histórico-artístico y cultural.	138
6.3.10 Socio-económica.	138

CONCLUSIONES

RECOMENDACIONES

REFERENCIAS

BIBLIOGRAFÍA

ANEXOS

INDICE DE FIGURAS

	Pag.
Fig. 1 Esquema proyecto Dauvin	8
Fig. 2 Cartas Topográficas Usadas.....	9
Fig. 3 Cuenca Hidrográfica Río Guayas	10
Fig. 4 Ubicación del Río Pula.....	13
Fig. 5 Ubicación de cuencas de drenaje	15
Fig. 6 Distribución de precipitación sobre área del proyecto.....	21
Fig. 7 Precipitación acumulada de noviembre del 2014.....	21
Fig. 8 Ubicación de la estación #HO 404.....	22
Fig. 9 Registro del nivel de aguas de la estación #HO 404	23
Fig. 10 Ubicación de intersección 1	25
Fig. 11 Ubicación de intersección 2	26
Fig. 12 Sistema de caudales del Río Pula	28
Fig. 13 Desembocadura del Río Pula	32
Fig. 14 Pendiente del Río Pula	33
Fig. 15 Vista en planta del sitio de presa (Perfiles)	35
Fig. 16 Vista 3D del sitio de presa	35
Fig. 17 Nivel de aguas máximo.....	36
Fig. 18 Nivel de aguas mínimo.....	37
Fig. 19 Ubicación de presa (solución 1).....	39
Fig. 20 Esquema de solución 1	40
Fig. 21 Sección transversal de ataguías	43
Fig. 22 Ubicación de ataguías.....	44
Fig. 23 Canal de desvío	45
Fig. 24 Esquema de solución 2.....	47
Fig. 25 Vista en planta del nuevo cauce	48
Fig. 26 Corte longitudinal A-B del nuevo cauce	50
Fig. 27 Esquema de solución 2 Alternativa A	51
Fig. 28 Perfil transversal del canal de hormigón	53
Fig. 29 Esquema de solución 2 alternativa A.....	54
Fig. 30 Perfil transversal del canal de tierra.....	56
Fig. 31 Volumen a rellenar	57
Fig. 32 Vista en planta del sitio de presa (secciones de presa enrocada) ...	58
Fig. 33 Ejemplificación de las acciones de dragado	62
Fig. 34 Ejemplo de la tubería de descarga que será utilizada	64
Fig. 35 Bomba de paso libre de 8 pulgadas.....	64
Fig. 36 Ejemplo de descarga conectado a la draga	65
Fig. 37 Esquema representativo de una draga de barreno horizontal	66
Fig. 38 Esquema de presa	71

Fig. 39 Estructura de presa.....	72
Fig. 40 Sección hidráulica óptima	77
Fig. 41 Perfil del Río Pula	79
Fig. 42 Área superficial de embalse	84
Fig. 43 Dimensiones de diseño	85
Fig. 44 Compuerta tipo Tainter	87
Fig. 45 Alzado de compuerta	88
Fig. 46 Vista en planta compuerta	89
Fig. 47 Vista en planta estructura	93
Fig. 48 Tablas de Meyerhof	99
Fig. 49 Variación de Nq^* con el ángulo de fricción del suelo ϕ'	100
Fig. 50 Variación del factor de carga N^*q con el ángulo de fricción y el ángulo de falla.....	102
Fig. 51 Esquema de cálculo para losa de cimentación	107
Fig. 52 Esquema de repartición de pilotes	115
Fig. 53 Detalle de armado del Acero de Refuerzo Longitudinal	118
Fig. 54 Esquema de armado de pilotes	120

INDICE DE TABLAS

	Pag.
Tabla I Cálculo de cuencas de drenaje	14
Tabla II Coeficiente de esorrentía	18
Tabla III Tiempo de concentración	19
Tabla IV Cálculo de caudales máximos	20
Tabla V Estimación para sección de control (Manning)	24
Tabla VI Distribución de caudales en intersección 1	26
Tabla VII Estimación de distribución en intersección 2	27
Tabla VIII Calculo de caudales en estación de invierno	29
Tabla IX Calculo de caudales de estiaje	29
Tabla X Calculo de caudales en estación de verano	30
Tabla XI Calculo de volumen de material en las tres ataguías	44
Tabla XII Calculo de volumen de excavación para el desvió del cauce	45
Tabla XIII Pendientes para talud de excavación	49
Tabla XIV Propiedades hidráulicas del canal de hormigón	52
Tabla XV Propiedades hidráulicas del canal de tierra	55
Tabla XVI Propiedades hidráulicas del canal de tierra 2	55
Tabla XVII Calculo de volumen del cauce antiguo	58
Tabla XVIII Calculo de volumen de presa enrocado existente	59
Tabla XIX Calculo de volumen de relleno	59
Tabla XX Calculo de volumen de corte	60
Tabla XXI Calculo de volumen neto de corte y relleno	61
Tabla XXII Valoración de soluciones	69
Tabla XXIII Coeficientes de rugosidad	74
Tabla XXIV Secciones hidráulicas optimas	75
Tabla XXV Estimación de borde libre	78
Tabla XXVI Propiedades hidráulicas del canal de hormigón	80
Tabla XXVII Velocidades admisibles para canales de tierra	82
Tabla XXVIII Propiedades hidráulicas del canal de tierra	83
Tabla XXIX Estimación de carga muerta	91
Tabla XXX Cargas verticales de pasarelas y pasamanos	92
Tabla XXXI Cargas muertas y vivas	92
Tabla XXXII Cargas muertas y cargas vivas por metro lineal	94
Tabla XXXIII Factores "F" para SPT	95
Tabla XXXIV Cálculo de N corregido	97
Tabla XXXV Carga por método de Meyerhof	101
Tabla XXXVI Carga por método de Janbu	103
Tabla XXXVII Carga admisible	104
Tabla XXXVIII Resumen de cargas	106

Tabla XXXIX Coeficiente de eficiencia.....	113
Tabla XL Carga total de la estructura	114
Tabla XLI Datos para el cálculo del refuerzo de pilotes	115
Tabla XLII Presupuesto de solución A.....	121
Tabla XLIII Presupuesto de Solución B (Solución Definitiva).....	122
Tabla XLIV Presupuesto de solución (desazolve del Rio Pula)	123

SIMBOLOGIA

ASTM	American Society for Testing Materials
A_p	Área de pilote
cm	centímetro
cm^2	Centímetros cuadrados
db	Diámetro de varilla
D	Diámetro
dm^3/s	Decímetros cúbicos sobre segundo
g	Gravedad
h	Altura
Ha	Hectárea
INAMHI	Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología
kg	Kilogramo
km	Kilómetros
km^2	Kilómetros cuadrados
kg/cm^2	Kilogramos sobre centímetros cuadrados
kg/m^3	Kilogramos sobre metros cúbicos
L	Longitud
m	Metro
m^3/s	Metros cúbicos sobre segundo
m^3	Metros cúbicos
m/s	metros sobre segundo
m^2	Metros cuadrados
m.s.n.m.	Metros sobre el nivel de mar
min.	Minutos
mm	milímetros

N	Newton
Q	Caudal
Ton	Tonelada
<i>Ton/m</i>	Toneladas sobre metro
<i>Ton/m²</i>	Toneladas sobre metro cuadrado
<i>Ton/m³</i>	Toneladas sobre metro cubico
Ton-m	Toneladas metro
ρ	Densidad
γ	Peso especifico

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

En la actualidad se está realizando el proyecto de riego de unas 6500 Ha de terreno, en el sector de Daule además del sistema de riego, los canales y cauces naturales deben cumplir además los requerimientos de drenaje.

Un proyecto complementario al de riego y drenaje constituye el desarrollo de un proyecto de control de caudales en el Rio Pula, un cauce que bordea casi toda la zona de riego.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

Pre diseñar un sistema de compuertas radiales para regular el caudal de descarga del río Pula al río Daule en tiempo de estiaje para así aprovechar el agua retenida para destinarse a la agricultura de la zona y al mismo tiempo realizar el manejo de las mareas.

1.2.2 Objetivos específicos

- Estudio de las características hidráulicas del río Pula y su repercusión aguas abajo en el sector de la presa para realizar el cálculo de las variables.
- Analizar la incidencia del proyecto de Trasvase Dauvin en el proyecto en el Rio Pula.
- Proponer tres alternativas de solución para el problema planteado y seleccionar la más apropiada.

1.3 Justificación del Proyecto

Debido a las características climáticas e hidrológicas únicas que presenta la región Costa del Ecuador, poseemos dos estaciones solamente. La estación de invierno suele presentar grandes precipitaciones y llena los

ríos con caudales abundantes. En la estación de verano sin embargo, las precipitaciones se reducen, sobre todo en los meses comprendidos entre agosto y octubre.

El río Pula sufre de sequía prácticamente cada verano, el caudal que fluye por su cauce disminuye en gran medida, implicando un perjuicio económico directo para los habitantes de las poblaciones circundantes que en su mayoría se dedican a actividades agrícolas, debido a la falta de agua para riego y otras necesidades.

El sector donde el río Pula desemboca en el río Daule, sufre también de inundaciones debido a la crecida de la marea, lo que inutiliza los cultivos, debido a la salinización del río y los esteros.

1.4 Alcance del trabajo

El presente trabajo tiene como finalidad plantear tres alternativas de solución para el problema a resolver. Se planteará el pre-diseño de una de ellas, la cual creemos es la solución más viable desde el punto de vista económico y técnico.

1.5 Metodología

Para el pre diseño de la presa, primero se realizó el estudio hidráulico e hidrológico de las zonas que afectan al río Pula. Se realizaron cálculos para aproximar las variables que influyen directamente, como el caudal de avenida y el caudal de estiaje ajustados a un tiempo de retorno establecido basándose en datos históricos proporcionados por el INAMHI, posteriormente y mediante cartas topográficas se estimó la mejor ubicación de la presa de acuerdo a las necesidades que se busca satisfacer.

Se realizó la topografía del lugar donde irá ubicada la presa y la caracterización del cauce del río Pula en el lugar con equipos de medición apropiados.

1.6 Software utilizado

Para este tipo de proyectos es muy importante contar con software especializado para las diferentes etapas del estudio. Para el reconocimiento preliminar del terreno se usó Google Earth, permitiendo calcular la longitud del río y ubicar las coordenadas de referencia. Para la preparación de los planos así como para la estimación de las cuencas de drenaje se usó Autocad.

CAPÍTULO 2

ESTUDIO PRELIMINAR

2.1 Proyecto Trasvase Dauvin

2.1.1 Propósito del proyecto

El proyecto “Trasvase Dauvin” es un proyecto del Estado Ecuatoriano de los que se denominan multipropósito, cuya construcción comenzó en septiembre del 2012 y su inauguración está prevista para finales del 2015. El proyecto es ejecutado por la Secretaría Nacional del Agua y la Empresa Pública del Agua a través de la firma brasileña Odebrecht.

Inicialmente se determinó una inversión de 270 millones de dólares, el proyecto consiste en desviar un porcentaje de caudal del Rio Daule, al Rio Vinces a Pueblo Viejo y al sector el Colorado utilizando canales de distribución, obras de toma y derivación, para que en épocas de sequía en la estación de verano dar riego a las mencionadas zonas.

2.1.2 Influencia para el proyecto propuesto

Un trasvase es una obra hidráulica cuya finalidad es la de incrementar la disponibilidad de agua de un río con gran caudal hacia otro con menor caudal para beneficiar a la población que depende de estos para realizar sus actividades.

Antes de describir la incidencia del Proyecto Dauvin, es importante mencionar que el Rio Pula ha sido afectado negativamente por el proyecto Hidroeléctrico Baba el cual disminuyo notablemente los caudales en el Rio Vinces, este rio aportaba caudales importantes al Rio Pula, mediante el Mantrastal, que prácticamente está seco en la época de verano.

Mediante los sistemas hidráulicos (compuertas) del proyecto Dauvin se estaría compensando la pérdida de caudal sufrida por el Rio Pula.

Se conoce que anteriormente el Rio Pula tenia importantes caudales importantes inclusive en verano, actualmente sienten los agricultores que el rio ha perdido un significativo porcentaje de su caudal propio.

Dado que desde el rio Daule se desviarán 96 m^3/s (Proyecto Dauvin), se ha formulado que 63 m^3/s ingresen al cauce de Rio Bobo Macul el cual a su vez posee varias bifurcaciones una de las cuales va al Rio Pula.

Es importante tener en cuenta que la construcción del canal de trasvase, prácticamente corta el terreno de la cuenca de drenaje, dividiéndolo en 85% aguas arriba y 15% aguas abajo. De esta forma únicamente los cauces serán las aportaciones del Rio Pula, no así los extensos terrenos que integran la cuenca de drenaje, por lo que indudablemente disminuirán los grandes sistemas de pozas que son una importante aportación de los caudales del Rio Pula.

Por las razones antes mencionadas se considera que no están garantizadas las aportaciones para el Rio Pula ya que esta recorre por una extensa zona de riego, luego de la bifurcación con el Rio Banife, el Pula recorre un área de más de 5000 Ha principalmente de arroz, por lo que para asegurar la dotación de agua en época seca es importante que se construya un sistema de

regulación en un área cercana a la influencia de los Ríos Pula en el Daule, lo que constituye la razón del presente trabajo.

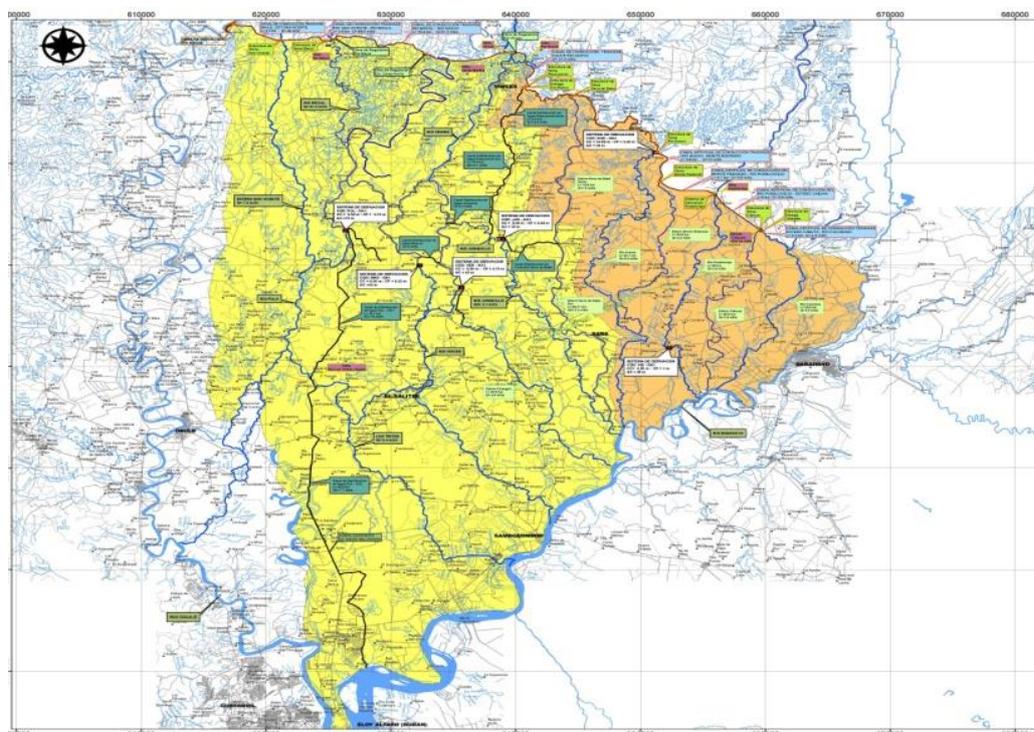


Fig. 1 Esquema proyecto Dauvin
FUENTE: Tomada de Google

2.2 Cartas topográficas

Con el fin de recolectar información acerca del proyecto, acudimos al Instituto Geográfico Militar el cual es el organismo encargado de la obtención, procesamiento, recopilación y publicación de la información topográfica concerniente a todo el territorio ecuatoriano tanto continental como las islas

galápagos. Esta cartografía es de libre acceso, excepto ciertas zonas las cuales el ejército considera como estratégicas con respecto a sus recursos o desde el punto de vista militar.

A continuación se presentan las cartas topográficas que fueron usadas para el presente proyecto, la escala usada fue de 1:50000.



Fig. 2 Cartas Topográficas Usadas
FUENTE: Tomada de INAMHI

2.3 Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología.

El INAMHI es el instituto encargado de la obtención, procesamiento y publicación de la información sobre el tiempo, el clima y los recursos hídricos del pasado, presente y futuro, que necesita conocer el país para la protección de la vida humana y los bienes materiales.

Este instituto cuenta con información de las cuencas hidrográficas del país, la que nos interesa para el proyecto en particular es la cuenca del Guayas, la cual es la más grande e importante del país. Toda la información sobre precipitaciones en la zona del proyecto, registros de estaciones, temperatura, humedad, etc., se encuentra en el portal de la institución.

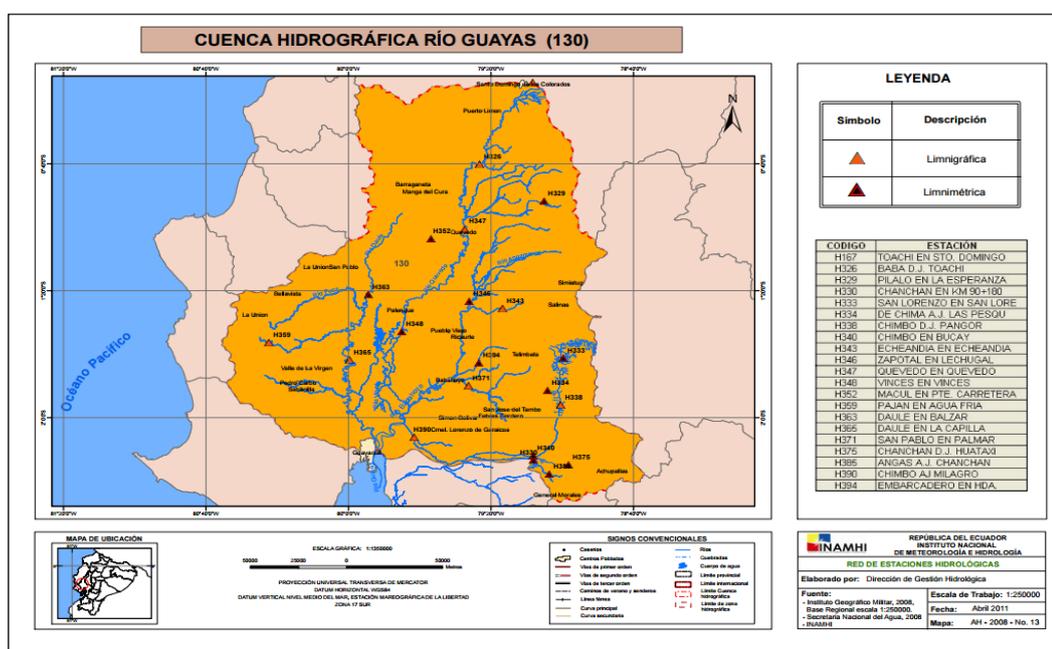


Fig. 3 Cuenca Hidrográfica Río Guayas
FUENTE: Tomada de INAMHI

CAPÍTULO 3

ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

3.1 Características generales del río Pula

El río Pula nace del río Mastrantal, el cual es una ramificación del río Vinces, aguas abajo recibe aportación del río Macul. El río Pula se encuentra ubicado dentro de los límites de las provincias de Guayas y Los Ríos. Posee una longitud total de 51,52 km y un ancho promedio de 50 m.

A lo largo de su cauce se encuentran en su mayoría terrenos dedicados a la agricultura, especialmente aptos para cultivo de arroz.

Los cantones en los que el río Pula tiene influencia directa son: Daule, Santa Lucía, Salitre, Palestina (Guayas). Las coordenadas del inicio del río son (626391; 9818248) y las coordenadas del final del mismo son (613138; 9782652).

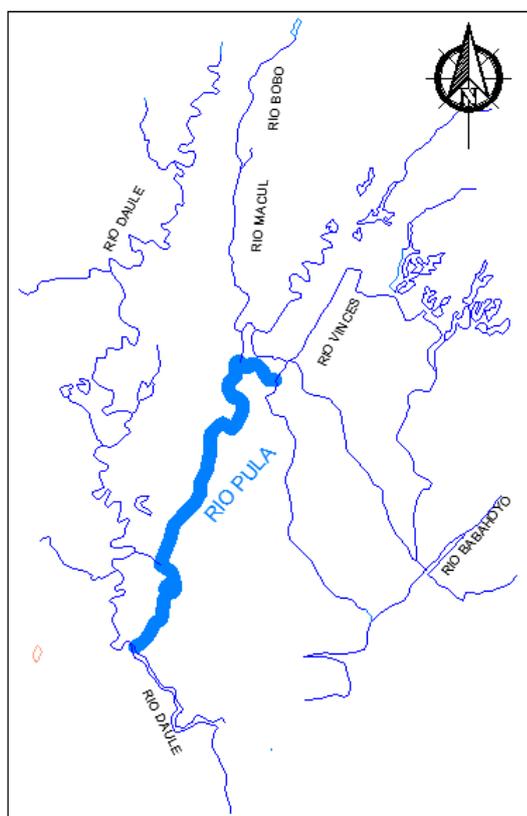
El río presenta pendientes irregulares lo que provoca que este se azolve con los sedimentos que son traídos desde aguas arriba. La sedimentación ha sido un problema constante por lo que la gobernación de ambas provincias ha realizado grandes esfuerzos para dragar el río y permitir que el caudal fluye libremente sin interrupciones.

En la figura 4 se puede ver la ubicación del río con respecto a otros ríos más importantes.

La cuenca hidrográfica del Río Pula tiene una gran extensión ya que se inicia en las cercanías a la Ciudad de Quevedo donde nacen los Ríos Macul y Maculilla que después forman el Bobo Macul y aquí es donde se origina el Río Pula, el cual también recibe aportaciones de otras sub-cuencas como la del Río San Vicente que se origina en las cercanías del cantón El Empalme.

Otro efluente importante del Pula es el Río Mastrantal el cual es un brazo en el que se bifurca el Río Vines que a su vez es el resultado de una de las tres

más importantes sub-cuencas que forman las cuencas de Río Guayas (Babahoyo, Vinces y Daule). Como se mencionó anteriormente el Río Mastrantal ha disminuido su caudal y prácticamente está seco en la época de verano, por lo que no aporta al Río Pula, por lo que, para los análisis se ha considerado que en esas condiciones el caudal es cero.



*Fig. 4 Ubicación del Río Pula
FUENTE: Tomada de INAMHI*

3.2 Cuencas de drenaje

Las características físicas-morfométricas de las cuencas de los ríos, se determinaron a partir de las cartas topográficas de Palestina, Colimes, Pueblo

Viejo, Pedro Carbo, Santa Lucia, Babahoyo, Isidro Ayora, Daule y Samborondón a escala 1:50.000, donde se delimitó las cuencas. A continuación se resumen los principales parámetros de interés:

A : Área de la cuenca en km^2

Lc : Longitud del cauce principal en km

Hmáx : Altura máxima de la cuenca hidrográfica en m

H min : Altura mínima de la cuenca hidrográfica en m

H : Desnivel del cauce en m

A1: Cuenca de drenaje del Río Bobo - Macul.

A2: Cuenca de drenaje del río Pula hasta la división en río Banife.

A3: Cuenca de drenaje del río Pula hasta la desembocadura en el Daule.

Sin Traslase Dauvin					
CUENCA	AREA DE CUENCA (km ²)	LC (km)	Hmáx (m)	Hmin (m)	H (m)
A-1	1213	108	40	8	32
A-2	167	31	18	11	7
A-3	60	12	12	10	2

Incluye Traslase Dauvin					
CUENCA	AREA DE CUENCA (km ²)	LC (km)	Hmáx (m)	Hmin (m)	H (m)
A-1	190	53	25	8	17
A-2	167	31	18	11	7
A-3	60	12	12	10	2

Tabla I Cálculo de cuencas de drenaje

En la figura 5 se observan las tres cuencas de drenaje y su ubicación aproximada con respecto a los principales cantones de Guayas y Los Ríos.

En la sección de anexos se encuentra adjunto un plano donde se puede apreciar la ubicación y la forma de las cuencas de drenaje con más precisión, así como el detalle de los ríos que las conforman.



*Fig. 5 Ubicación de cuencas de drenaje
FUENTE: Tomada de Google*

3.3 Cálculo de caudales máximos

En la determinación del caudal a ser utilizado para el diseño de las estructuras de drenaje existen varios métodos, tales como: el HYMO 10, el HIDRO 1, el Método Snyder, el Método de Clark, el Método Racional. En nuestro proyecto se utilizó el Método Racional y en estos casos técnicamente se ha comprobado que sus resultados son confiables.

El método se basa en las siguientes consideraciones, si una lluvia de intensidad uniforme (I) cae sobre la totalidad de la cuenca y dura el tiempo necesario para que todas sus partes contribuyan al derrame del punto de descarga, el caudal resultante será directamente proporcional a la intensidad de precipitación menos las pérdidas por infiltración y evaporación estimadas a través del coeficiente de escurrimiento (C).

$$Q = \frac{C * I * A}{3.60}$$

En donde:

- Q = Caudal, expresado en m^3/s
- C = Coeficiente de escurrimiento, coeficiente empírico, que varía de acuerdo al tipo de suelo, vegetación. Ver cuadro a continuación.
- A = Área de drenaje en km^2

- I = Intensidad de precipitación, expresada en mm/h para una frecuencia específica de lluvia.

3.3.1 Determinación del valor C de escorrentía.

De la tabla II la cual asigna un valor de C dependiendo a las condiciones de infiltración de suelo, en un rango de 0 a 1 siendo el primero un suelo permeable y el 1 un suelo con características impermeables.

En el área de proyecto de acuerdo al tipo de suelo de la cuenca puede dividirse en dos partes.

En el sitio donde se encuentra ubicado el río Bobo-Macul en las cercanías del proyecto Trasvase Dauvin, se tienen suelos arcillosos con ninguna o escasa vegetación por lo que se tendrá un parámetro C de 0,35 a 0,75 pudiendo elegir en este caso un valor promedio de $C = 0,55$.

Desde donde termina el Río Macul hacia el sur, a lo largo de todo el Río Pula, en su gran mayoría las áreas son inundables, se tiene gran cantidad de pozos, lo que significa que existe una saturación del suelo, es decir si se presenta Precipitación no habrá infiltración por lo que se adopta para el valor de $C = 0,45$.

COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA PARA LA FÓRMULA RACIONAL

Tipo de Area de Drenaje o Superficie	Coeficiente de Escorrentía "C"	
	Mínimo	Máximo
Pavimentos de hormigón u hormigón asfáltico	0,75	0,95
Pavimentos de macádam asfáltico o superficie de grava tratada	0,65	0,80
Pavimentos de grava, macádam, etc.	0,25	0,60
Suelo arenoso, cultivado o con escasa vegetación	0,15	0,30
Suelo arenoso, bosques o materiales espesos	0,15	0,30
Grava, ninguna o escasa vegetación	0,30	0,40
Grava, bosques o materiales espesos	0,15	0,35
Suelo arcilloso, ninguna o escasa vegetación	0,35	0,75
Suelo arcilloso, bosques o vegetación abundante	0,25	0,60

Tabla II Coeficiente de escorrentía
 FUENTE: Benítez et al. (1980), citado por Lemus & Navarro (2003)

3.3.2 Tiempo de Concentración

Con el fin de disponer de un tiempo de duración de la lluvia que permita calcular el caudal en el sitio de implantación de la obra, se adoptó dicho tiempo igual al tiempo de concentración. Para casos como el de las cuencas en estudio el MOP recomienda utilizar la fórmula de KIRPICH.

$$T_c = \left(0.87 \frac{L^3}{H}\right)^{0.385}$$

Donde:

- T_c = tiempo de concentración, en horas
- L = longitud del cauce principal, en km
- H = desnivel del cauce, en m

Se tiene entonces para cada cuenca un tiempo de concentración:

CUENCA	TC HORAS	tc en minutos
A-1	31,227	1873,62
A-2	23,652	1419,14
A-3	12,802	768,11

Tabla III Tiempo de concentración

3.3.3 Determinación de las Intensidades de Precipitación

El área correspondiente al río Pula se ubica en la Zona 30 (Ver ANEXO A), de la Zonificación de Intensidades propuesta en la actualización de Normas de Diseño de Obras de Drenaje del MOP, cuyas ecuaciones son:

De 5 min < 79 min

$$I_{i;Tr} = 42.089 * t^{-0.2952} * I_{d;Tr}$$

De 79 min < 1440 min

$$I_{i;Tr} = 432.57 * t^{-0.8304} * I_{d;Tr}$$

Donde:

t = duración de la intensidad, igual al Tiempo de Concentración (Tc), en min.

Tr = período de retorno o de recurrencia, años.

$I_{d;Tr}$ = valor determinado del gráfico de Intensidades Máximas de Precipitación para un tiempo de retorno Tr. igual a 50 años, para nuestra ubicación es de 8.50 (Ver ANEXO B).

Una vez calculadas todas las variables, se procede a calcular los caudales de avenidas máximas de cada cuenca de drenaje usando el método racional, los valores calculados se resumen en la siguiente tabla:

Tabla IV Cálculo de caudales máximos

3.4 Cálculo de caudales mínimos

Para el cálculo de los caudales mínimos, haremos suposiciones

CUENCA	T = Tc Horas	I _d ;Tr	I;Tr mm/h	C	AREA DE CUENCA	Q m ³ /s
A-1	31.23	8.5	7.04	0.55	190.00	204.36
A-2	23.65	8.5	8.87	0.45	167.00	185.16
A-3	12.80	8.5	14.77	0.45	60.00	110.78

basados en los datos de precipitaciones acumuladas durante el año 2011 en el sitio de presa y datos recopilados del anuario hidrológico correspondiente al 2007 otorgados por el INAMHI.

Acorde a la figura 6, se tiene que los meses más secos de ese año fueron Agosto, Septiembre y Octubre donde se registra solo 1 día de lluvia con casi nula precipitación, por lo que el río Pula en estos meses recibía caudales ínfimos y generando sequía en los alrededores, “prácticamente seco” era el adjetivo usado por los pobladores para describir la situación del río, eso nos da una idea de sus caudales mínimos. Cabe mencionar que el problema de

azolvamiento que caracteriza al río Pula disminuía aún más el caudal circulante.

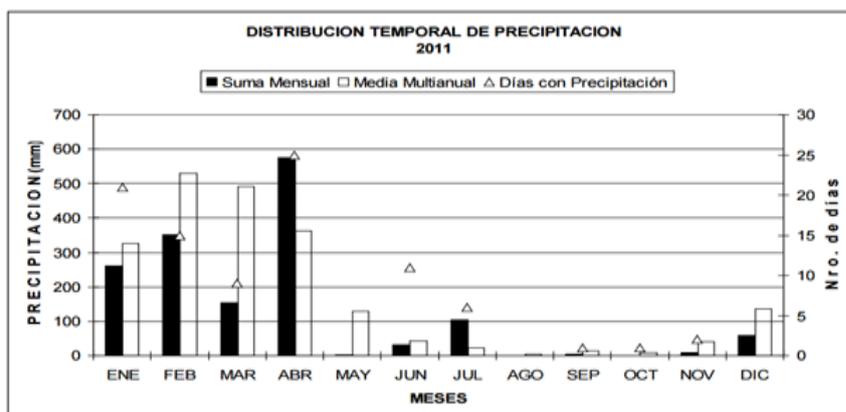


Fig. 6 Distribución de precipitación sobre área del proyecto
FUENTE: Tomada de INAMHI

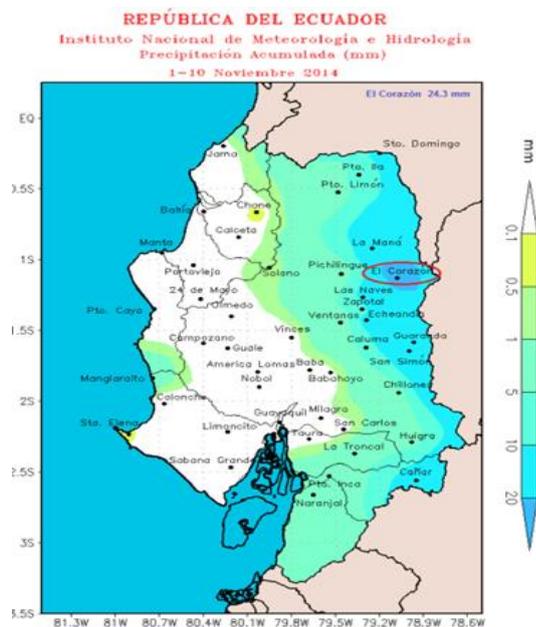
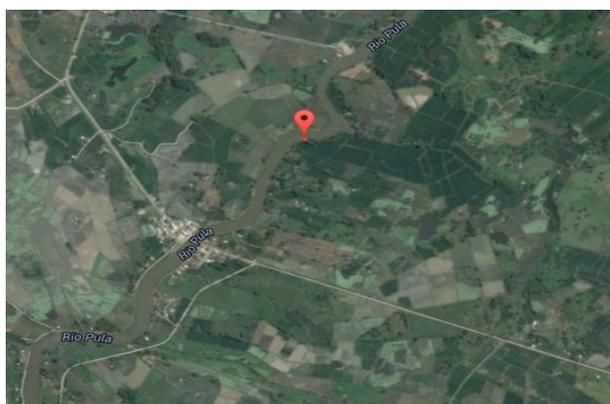


Fig. 7 Precipitación acumulada de noviembre del 2014
FUENTE: Tomada de INAMHI

Para estimar entonces el caudal mínimo que circula a través del río en condiciones de estiaje, tomamos como referencia el anuario hidrológico correspondiente al año 2007, proporcionado por el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología, en donde se encuentran datos de las condiciones del río Pula a lo largo de ese año que fue uno de los más secos y mejor documentados. En años recientes, la estación del río Pula ha dejado de ser tomada en cuenta.

La estación cuya información es apta para el estudio de nuestro proyecto es la #HO404 “Pula en Yurima” ubicada en las coordenadas (620711; 9800272), correspondiente a un tramo del río Pula aguas arriba del sitio de presa.



*Fig. 8 Ubicación de la estación #HO 404
FUENTE: Tomada de Google*

La mencionada estación cuenta con un limnómetro, el cual es un instrumento usado para medir la altura del nivel del agua. A continuación se muestra las lecturas diarias registradas en la estación, las unidades de las lecturas están en centímetros. Podemos notar que los meses de octubre y noviembre son los más bajos del año, promediando una lectura de 50 cm.

H404		PULA EN YURIMA											CEDEGE
DIA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	
1	159 *	186 *	354 *	334 *	344 *	171 *	124 *	87 *	65 *	55 *	51 *	46 *	
2	162 *	193 *	347 *	319 *	334 *	175 *	121 *	86 *	65 *	53 *	51 *	47 *	
3	146 *	204 *	333 *	307 *	326 *	170 *	120 *	87 *	65 *	53 *	52 *	47 *	
4	134 *	229 *	322 *	295 *	319 *	167 *	119 *	86 *	65 *	54 *	51 *	47 *	
5	126 *	271 *	304 *	283 *	306 *	166 *	119 *	86 *	65 *	55 *	51 *	47 *	
6	120 *	291 *	295 *	276 *	300 *	166 *	118 *	86 *	64 *	55 *	51 *	48 *	
7	116 *	299 *	286 *	269 *	341 *	167 *	117 *	82 *	64 *	54 *	51 *	49 *	
8	113 *	303 *	274 *	263 *	281 *	163 *	118 *	81 *	61 *	55 *	50 *	48 *	
9	108 *	302 *	264 *	256 *	266 *	162 *	119 *	81 *	62 *	55 *	49 *	48 *	
10	105 *	297 *	248 *	245 *	257 *	160 *	116 *	79 *	62 *	56 *	48 *	49 *	
11	98 *	295 *	239 *	244 *	244 *	158 *	116 *	79 *	62 *	57 *	48 *	47 *	
12	123 *	289 *	233 *	222 *	239 *	155 *	115 *	78 *	61 *	57 *	46 *	45 *	
13	150 *	286 *	222 *	229 *	230 *	151 *	115 *	79 *	60 *	57 *	47 *	45 *	
14	157 *	279 *	212 *	225 *	219 *	150 *	113 *	78 *	59 *	57 *	47 *	46 *	
15	131 *	273 *	204 *	233 *	216 *	152 *	110 *	77 *	59 *	57 *	49 *	41 *	
16	143 *	275 *	202 *	282 *	210 *	154 *	110 *	75 *	58 *	57 *	48 *	41 *	
17	144 *	280 *	199 *	300 *	208 *	151 *	108 *	74 *	58 *	57 *	48 *	42 *	
18	140 *	300 *	197 *	307 *	205 *	148 *	106 *	72 *	58 *	56 *	48 *	44 *	
19	132 *	341 *	200 *	307 *	199 *	143 *	106 *	71 *	58 *	56 *	47 *	43 *	
20	128 *	354 *	201 *	320 *	200 *	144 *	105 *	71 *	57 *	56 *	47 *	44 *	
21	126 *	359 *	224 *	319 *	203 *	141 *	105 *	70 *	57 *	55 *	47 *	44 *	
22	123 *	358 *	232 *	320 *	200 *	139 *	104 *	69 *	57 *	56 *	47 *	44 *	
23	126 *	363 *	241 *	321 *	193 *	138 *	102 *	69 *	56 *	54 *	48 *	48 *	
24	134 *	365 *	251 *	322 *	188 *	138 *	102 *	69 *	56 *	53 *	48 *	53 *	
25	135 *	366 *	271 *	332 *	182 *	140 *	98 *	68 *	55 *	52 *	49 *	56 *	
26	144 *	366 *	287 *	356 *	178 *	137 *	95 *	68 *	55 *	53 *	49 *	56 *	
27	149 *	365 *	311 *	367 *	178 *	135 *	93 *	67 *	55 *	54 *	50 *	54 *	
28	157 *	361 *	323 *	367 *	173 *	133 *	92 *	67 *	55 *	54 *	48 *	58 *	
29	161 *		332 *	359 *	168 *	129 *	91 *	66 *	55 *	54 *	47 *	67 *	
30	166 *		336 *	354 *	166 *	127 *	89 *	66 *	54 *	52 *	46 *	73 *	
31	123 *		334 *		165 *		89 *	65 *		52 *		87 *	
Med	135		267	298	233	151	108	75	59	55	49	50	

Fig. 9 Registro del nivel de aguas de la estación #HO 404
FUENTE: Tomada de INAMHI

En base a la lectura de nivel de agua de 49 cm, asumimos las dimensiones de un perfil transversal del río correspondiente a la ubicación de la estación, aplicando Manning tenemos como resultado un caudal de $6,50 \text{ m}^3/\text{s}$, el cual correspondería a la época de estiaje del Pula previo a la construcción del trasvase Dauvin.

Propiedades hidráulicas		
Ancho (m)	b	45
Pendiente	z	1
Altura (m)	Y	0,49
Espejo de agua (n)	T	45,98
Área (m ²)	A	22,3
Perímetro (m)	P	46,4
Radio Hidráulico (m)	Rh	0,48
Pendiente	S	0,0002
Rugosidad	n	0,030
Caudal (h)	Q (h)	6,45
Velocidad (h)	V (h)	0,29

Tabla V Estimación para sección de control (Manning)

Debido al proyecto “Trasvase Dauvin” se dotará al río Macul de un caudal adecuado para la época de verano de alrededor de $67 \text{ m}^3/\text{s}$ lo cual evitará que el río Pula se seque como lo ha hecho en años anteriores. El río Pula indirectamente recibirá más caudal, por lo que es de suponer que el caudal mínimo será mayor a $6,50 \text{ m}^3/\text{s}$.

3.5 Análisis de intersecciones

Para la estimación de la distribución de caudales que tiene lugar en las intersecciones de los ríos, fue necesario analizar, para conocer en función de sus características físicas, cuanto caudal recibe cada nueva ramificación del río en cuestión. Se toma en cuenta entonces, dos variables importantes: La longitud y la profundidad de los ramales. Se puede estimar entonces que el río aportará más caudal al ramal que posea más volumen, y lo hace de forma proporcional.

La notación usada como “Q%” corresponde al caudal del río que no tiene influencia directa sobre el caudal final del proyecto. “Q*” corresponde al caudal total del río en el tramo final, luego de sumar el caudal que circula al inicio del tramo y el caudal generado en la cuenca de drenaje.

La primera intersección se da en el río Macul, el cual posee una cuenca de 1213 km^2 , la cual es afectada directamente del trasvase Dauvin que le asignará un caudal adicional de $67 \text{ m}^3/\text{s}$ en época de verano. El río Macul desemboca en el río Pula. El otro ramal del Pula, proviene del río Mastrantal que es una bifurcación del Río Vinces, pero debido a la topografía y una disminución de caudal del Vinces, esta ramal no aporta agua al Pula por lo que el factor de distribución será 0%.

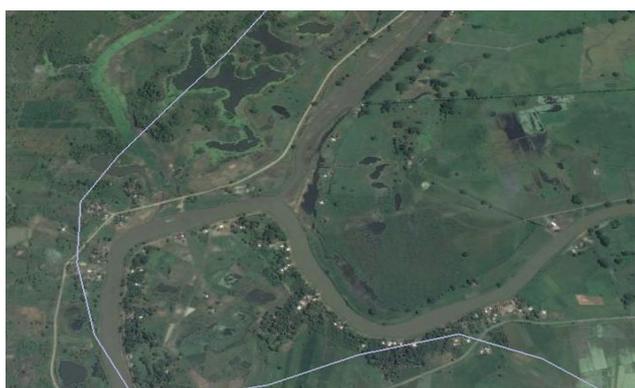
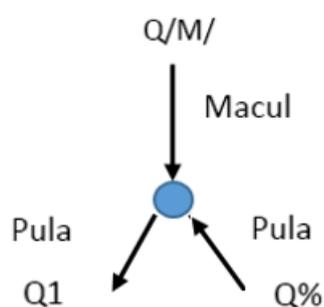


Fig. 10 Ubicación de intersección 1
FUENTE: Tomada de Google

Intersección 1				
	Longitud (km)	Profundidad (m)	Volumen (m ³)	Factor Distribución
Ramal 1	38	7	266000	81%
Ramal 2	7	9	63000	19%

Tabla VI Distribución de caudales en intersección 1

La segunda división se da en el río Pula, cerca del cantón Daule, donde este se divide en dos, el río Banife que desemboca en el río Daule y la continuación del Pula que igualmente desembocará en el Daule pero aguas abajo. El caudal resultante del Pula más lo aportado por su cuenca de drenaje será el caudal más importante a estimar puesto que será el caudal de diseño de la presa. Se asume una distribución de 80% para el Pula y 20% para el Banife.



Fig. 11 Ubicación de intersección 2
FUENTE: Tomada de Google

Intersección 2				
	Longitud (km)	Profundidad (m)	Volumen (m3)	Factor Distribución
Ramal 1	16	5	80000	80%
Ramal 2	4	5	20000	20%

Tabla VII Estimación de distribución en intersección 2

En resumen, podemos observar que el río Pula, recibe caudal del río Bobo-Macul, depende directamente de este, al momento de ser potenciado por el trasvase Dauvin, el caudal final del Pula aguas abajo en el sector de presa será potenciado proporcionalmente.

3.6 Distribución de caudales.

A través de las cuencas de drenaje, el agua de las precipitaciones termina generando un caudal extra en un río, el cual fue determinado en la tabla anterior. Se aplica el concepto de conservación de caudales que establece que el caudal que entra debe ser igual a un caudal que sale para todos los puntos del sistema. Se tiene entonces el siguiente sistema:

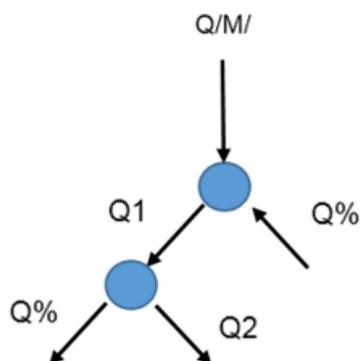


Fig. 12 Sistema de caudales del Río Pula

A partir del sistema de distribución de caudales propuesto, se calcula el caudal de avenida máxima, dando como resultado $426 \text{ m}^3/\text{s}$ en el sitio de presa. Este caudal corresponde a un tiempo de retorno de 50 años. Y se usará para determinar las dimensiones del canal y de la presa. Usando el mismo procedimiento se calcula el caudal de avenida máxima con el área total de cuenca antes de ser intervenida por el trasvase, dando como resultado un caudal de $784 \text{ m}^3/\text{s}$. Al disminuir el área de la cuenca de drenaje, también disminuye el caudal, dando una afectación de $358 \text{ m}^3/\text{s}$.

Intersecc	Q ent	F dist 1	F dist 2	Q	Q%
1	204,36	100%	0%	204,4	0,0
2	389,52	81%	19%	315,5	74,0

Rio	Caudales	Q cuenca	Q cauce	Q total
Macul	/QM/	204,36	0	204,36
Pula	Q1	185,16	204,36	389,52
Pula	Q2	110,78	315,51	426,28

Rio	Caudales	Q cuenca	Q cauce	Q total
Macul	/QM/	807,99	0	807,99
Pula	Q1	185,16	646,39	831,56
Pula	Q2	110,78	673,56	784,33

Tabla VIII Calculo de caudales en estación de invierno

Para el cálculo del caudal mínimo, se determinó de antemano, que el caudal de estiaje que pasa por el río Pula aguas arriba del sitio de presa es de $6,50 \text{ m}^3/\text{s}$. Dado que en los meses de verano, las precipitaciones son cercanas a cero, las cuencas de drenaje aportan muy poco al cauce. También entra en consideración el nivel freático de la zona, y el azolvamiento del río. Usando entonces el sistema de nodos, podemos estimar cuanto aportan las cuencas en estiaje. Estos valores corresponden a sequias extremas.

Rio	Caudales	Q cuenca	Q recibido	Q total
Macul	/QM/	3,17	0	3,17
Pula	Q1	2,96	3,17	6,13
Pula	Q2	1,77	4,97	6,74

Tabla IX Calculo de caudales de estiaje

La tabla anterior se basa en datos registrados por el INAHMI en el año 2007, netamente empírico, sin tener los beneficios del proyecto "Trasvase Davin". La siguiente tabla corresponde al cálculo asumiendo las mismas condiciones

de sequía pero con un caudal extra de $67 \text{ m}^3/\text{s}$ que será añadido al río Macul. Se tiene entonces un caudal mínimo de $58 \text{ m}^3/\text{s}$ en el sitio de presa. El mismo se usará para el cálculo de velocidad de llenado del embalse.

Intersecc	Q ent	F dist 1	F dist 2	Q	Q%
1	66,17	100%	0%	66,2	0,0
2	69,13	81%	19%	56,0	13,1

Rio	Caudales	Q cuenca	Q recibido	Q total
Macul	/QM/	3,17	63	66,17
Pula	Q1	2,96	66,17	69,13
Pula	Q2	1,77	56,00	57,77

Tabla X Calculo de caudales en estación de verano

3.7 Mareas

El río Daule está sujeto a la actividad lunar, que se traduce en un incremento y decremento del nivel de mareas, a lo largo del día. El agua de estas mareas es salada, la cual no es apta para las cultivos ni el consumo humano, cuando crece el nivel del mar, esta agua se introduce en el río Pula y en el estero papayo los cuales contienen agua dulce.

La actual presa de enrocado que se encuentra en la desembocadura, embalsa el agua del río en tiempo de estiaje, pero no evita que la marea entre y dañe los sembríos. El nivel de marea que se toma en consideración para el diseño es de 2,0 metros.

CAPÍTULO 4

PLANTEAMIENTO Y ANALISIS DE ALTERNATIVAS

4.1 Descripción de línea base

El sitio elegido para la construcción de la presa será en la desembocadura del río Pula al río Daule. La conforman tres cauces de diferentes anchos y profundidades, el cauce del río Pula posee un ancho de 70 metros y 9 metros de profundidad, el cauce del estero Papayo con solo 30 metros de ancho y una profundidad un poco menor a 6 m. El cauce más grande es el cauce del río Pula que remata en el río Daule, es el más importante, posee 81 metros

de ancho y 6 metros de profundidad aproximadamente, en este lugar se encuentra asentada una presa de enrocado de grandes dimensiones construida en el año 1982 usada para embalsar el agua pero dada la situación actual ya no representa una solución al problema de las inundaciones y sequía.

El terreno presenta suelo arcilloso de óptimas condiciones para la agricultura y la vegetación circundante es abundante.



Fig. 13 Desembocadura del Río Pula
FUENTE: Tomada por los autores

4.2 Análisis de la desembocadura

El río Pula se encuentra ubicado en la región costa, por lo que su pendiente será muy leve en comparación a los ríos de la sierra, se consideran los últimos 15 kilómetros del río para el análisis de la pendiente dando como resultado una diferencia en altura de 3 metros, por lo que la pendiente a considerar será de 0,0002 de acuerdo a datos proporcionados por Google Earth.

Debido a la naturaleza del cauce, teniendo terreno natural con abundante vegetación y con condiciones de irregularidad se asume un coeficiente de Manning de $n=0,030$.

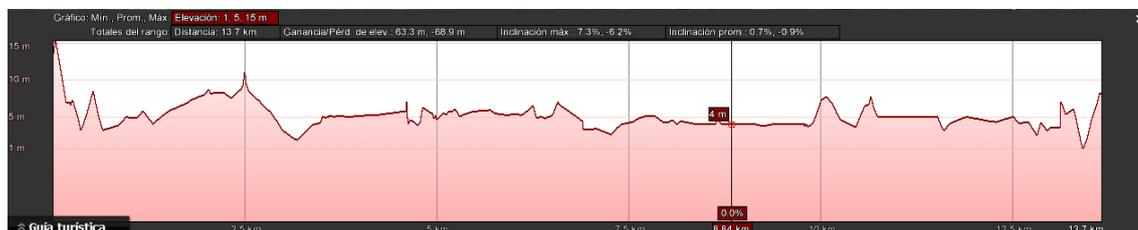


Fig. 14 Pendiente del Río Pula

En la zona de la desembocadura se realizó la batimetría correspondiente para determinar los niveles de profundidad en el cauce principal, se procede a determinar perfiles longitudinales adecuados para el planteamiento de

soluciones, según como muestra el gráfico se proponen 5 perfiles longitudinales de interés.

El perfil A-A' realiza un corte transversal en la parte más profunda, donde se forma una superficie cóncava y muestra el nivel más profundo del cauce, el perfil B-B' corta el cauce principal de forma longitudinal y se puede apreciar la profundidad del mismo y las dimensiones de la presa de enrocado. El perfil C-C' muestra un corte longitudinal de cara a la presa, el perfil D-D' muestra un corte transversal justo sobre la presa de enrocado existente, se presenta una superficie convexa. El perfil E-E' es el perfil transversal del río Pula justo antes de entrar en la desembocadura y es la representación del perfil típico a lo largo del cauce del río.

Los perfiles mostrados en la figura 15 se encuentran detallados la sección de anexos.

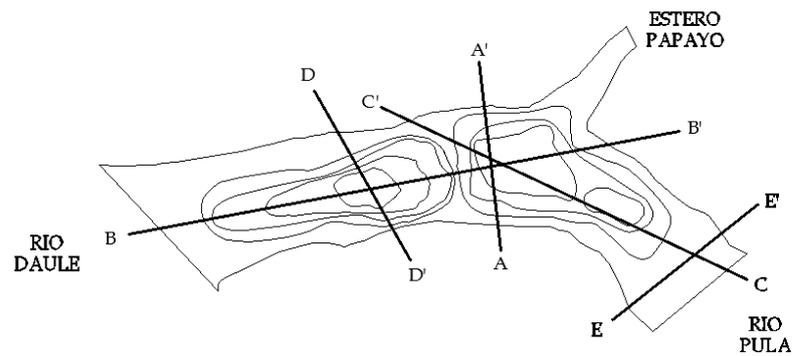


Fig. 15 Vista en planta del sitio de presa (Perfiles)

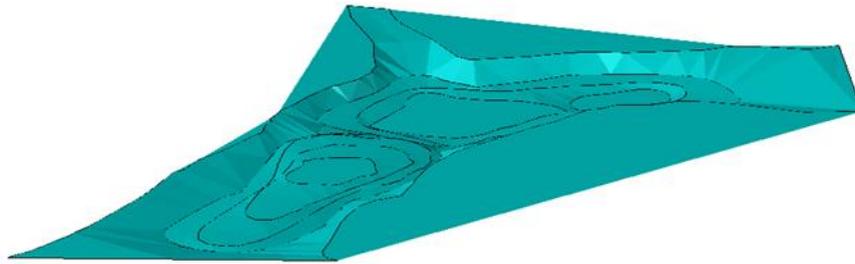


Fig. 16 Vista 3D del sitio de presa

4.3 Análisis de la sección transversal del río Pula

Se puede modelar un río como si fuera un canal a cielo abierto, para lo cual se emplea la fórmula de Manning para estimar ciertos parámetros como el caudal del río en función del nivel del agua, entonces calcularemos una altura

mínima y una altura máxima de agua cuyas cargas actuarán directamente sobre la compuerta ejerciendo una presión lateral sobre la misma.

Para el perfil E-E' mostrado en la figura 15 correspondiente al corte transversal del río Pula, aplicando las ecuaciones de Manning, se tiene que el caudal máximo de $426 \text{ m}^3/\text{s}$ provoca que el nivel de agua sea de 7 m, asumiendo que el río es uniforme en todas sus secciones, un caudal de tal dimensión provoca inundación de la zona.

Propiedades hidráulicas		
Sección 1		
Espejo de agua	T	45
Altura	Y	1
Area	A	30,0
Perimetro	P	45,1
Radio Hidraulico	R	0,67
Sección 2		
Ancho	b	45
Pendiente	z	0,185
Altura variable	h	6
Area	A	276,7
Perimetro	P	12,2
Radio Hidraulico	R	22,67
Manning		
Area Total	At	306,7
Perimetro Total	Pt	57,3
Rad. Hidr. Total	Rt	5,36
Pendiente	S	0,0002
Rugosidad	n	0,030
Caudal (h)	Q (h)	437,6
Velocidad (h)	V (h)	1,43

Perfil transversal Pula

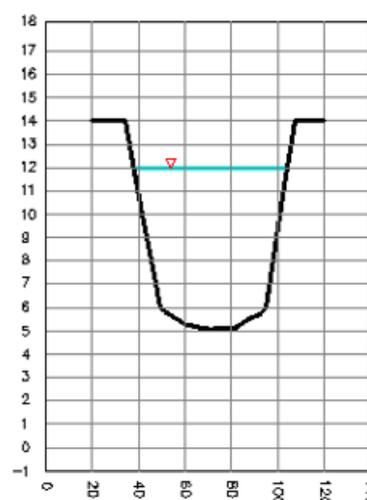


Fig. 17 Nivel de aguas máximo

Del mismo análisis, se calculó un nivel de aguas mínimo en la época de verano tomando en cuenta que el caudal aportado por el río Macul se incrementará luego de que el proyecto Dauvin sea implementado. Se tiene

que el caudal mínimo de estiaje es de $58 \text{ m}^3/\text{s}$ lo que provoca que el nivel de agua sea de 2.25 m, asumiendo que el río es uniforme en todas sus secciones.

Propiedades hidráulicas		
Sección 1		
Espejo de agua	T	45
Altura	Y	1
Área	A	30,0
Perímetro	P	45,1
Radio Hidráulico	R	0,67
Sección 2		
Ancho	b	45
Pendiente	z	0,185
Altura variable	h	1,25
Área	A	56,5
Perímetro	P	2,5
Radio Hidráulico	R	22,24
Manning		
Área Total	At	86,5
Perímetro Total	Pt	47,6
Rad. Hidr. Total	Rt	1,82
Pendiente	S	0,0002
Rugosidad	n	0,030
Caudal (h)	Q (h)	60,5
Velocidad (h)	V (h)	0,70

Perfil transversal Pula

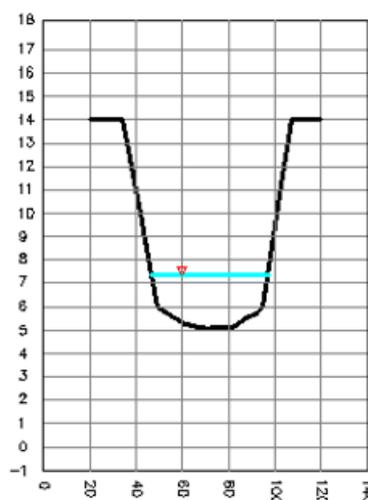


Fig. 18 Nivel de aguas mínimo

En la realidad, estos niveles de agua calculados no se cumplen, ya que el río Pula se encuentra embalsado por una presa de enrocado ubicada en la desembocadura al río Daule, por lo que el nivel de aguas será mayor al calculado y la velocidad será menor puesto que existe un obstáculo que impide el paso normal del agua. Esta presa fue construida para tal propósito, pero ha quedado obsoleta puesto que no puede retener la marea proveniente del Daule, la cual saliniza el río.

4.4 Planteamiento de solución #1

En esta solución se va a construir una losa de cimentación con pilotes y 10 compuertas radiales, tal como lo podemos ver en la fig. 19, para ello se va a realizar ciertas actividades antes de poder construir dicha losa y compuertas, una de ellas se procederá a desviar el cauce del río de manera provisional hasta poder culminar los trabajos y así proceder a bloquear dichos desvíos del cauce y que este tome su rumbo original.

Estas compuertas que se van a construir van a tener estas dos funciones:

1. Va a impedir que el agua del mar se mezcle con el agua del río cuando suba la marea y a la vez embalsar el agua para usarla en época de verano.
2. Cuando crezca el río debido al incremento de lluvias en época de invierno, permite el libre flujo del río para desalojar el agua al mar y evitar inundaciones.

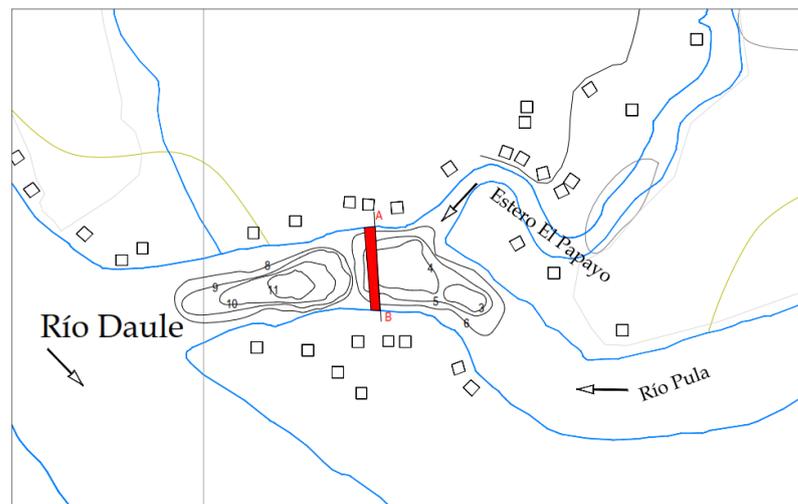


Fig. 19 Ubicación de presa (solución 1)

4.4.1 Proceso Constructivo

Se comenzará desviando el Río Pula con tres ataguías colocadas en tres sitios diferentes la primera en el estero Papayo con una longitud aproximada de 19.37 metros.

La segunda aguas arriba del Río Pula con una longitud de 93.52 metros y la última ataguía se hará aproximadamente a 100 metros a la desembocadura del Río Daule que tendrá una longitud de 89.52 metros, tal como se muestra en la fig. 20.

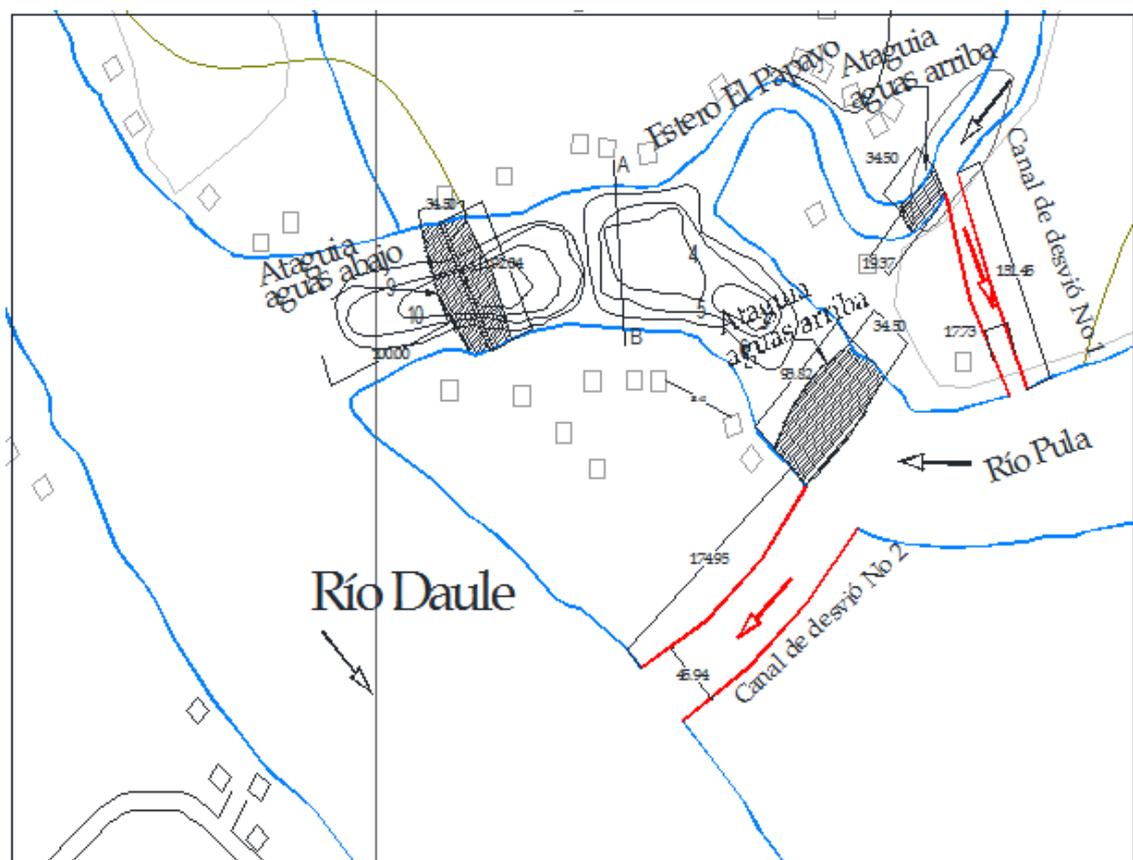


Fig. 20 Esquema de solución 1

Las siguientes actividades para el desvío del cauce son:

- Construir una ataguía parcial para permitir la construcción de canales y obras de control.
- Construir los canales y obras de control
- Desvío del flujo a través de estos pasos.
- Construir la ataguía completa
- Cerrar los pasos de desvío, para que entre en funcionamiento el azud sumergido con compuerta.

Desviar el río a través de los pasos provisionales y finalmente cerrándose para comenzar que entre a operar el azud son las actividades críticas en este esquema, para lo cual se requiere un estudio cuidadoso. Se debe tener la seguridad que los pasos de desvío estén listos tan pronto como se construye el dique de cierre provisional, de otra forma el río sería represado en lugar de ser desviado.

La primera consiste en la formación de un dique, mediante la colocación a volteo de piedras o elementos prefabricados que resisten la velocidad de la corriente; esa parte termina cuando toda la sección del cauce queda ocupada por dicha estructura, con lo que se logra que la mayoría del caudal pase por la obra de desvío, el resto se infiltra a través del dique de cierre y sigue por el río hacia aguas abajo. Más adelante se hablará de las formas constructivas para arrojar las piedras o elementos prefabricados en esta primera parte del cierre; dichas formas se denominan Métodos de Cierre.

La segunda parte del cierre consiste en hacer impermeable el dique; para ello, sobre el paramento de aguas arriba se coloca rezaga con granulometría cada vez más fina hasta poner una capa de arcilla no compactada; la cual a su vez se protege con material de rezaga que

finalmente se cubre y protege con una capa de enrocamiento. En la tercera parte se eleva la corona de la ataguía hasta un nivel tal que los caudales esperados en la época de avenidas no lleguen a pasar por arriba de la estructura y destruyan la cortina en construcción.

En la segunda o tercera parte se procede, cuando se requiera, a construir una pantalla impermeable en la zona de arcilla y que penetre profundamente dentro de los acarrees del río.

La cuarta parte consiste en construir la ataguía de aguas abajo en forma similar a la de aguas arriba. Su construcción se facilita ya que el agua en el río no tiene velocidad, y además su altura es mucho menor que la de la ataguía de aguas arriba.

4.4.2 Movimiento de tierras

En el siguiente gráfico tenemos un corte de lo que va a ser las tres ataguías a construirse.

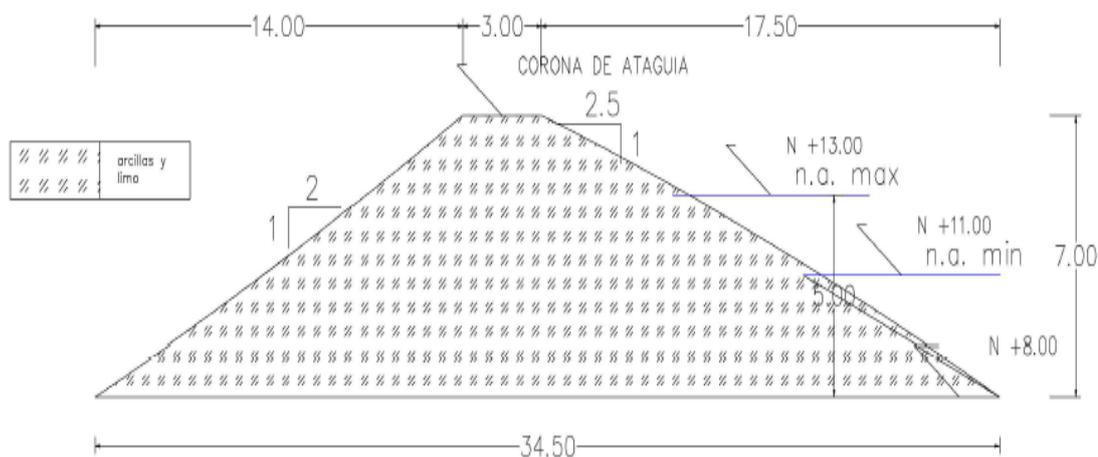


Fig. 21 Sección transversal de ataguías

4.4.3 Calculo de volúmenes en las tres ataguías

Con los datos de las áreas de los diferentes materiales a utilizar calculamos los volúmenes de relleno para diferente ataguía, de la fig. 22 tenemos las longitudes aproximadas para la Ataguía No 1 que se encuentra en el desvío No 2 que tiene una longitud de 93.82 metros, de la Ataguía No 2 que se encuentra en el Estero El Papayo con una longitud de 19.37 metros y para la última Ataguía que se encuentra aproximadamente a 100 metros a la desembocadura del Río Guayas y que tiene una longitud de 89.52 metros. Las áreas transversales de las ataguías van a ser iguales para los tres, en la

tabla XI observamos los volúmenes de material para cada atagüía y también el volumen total.

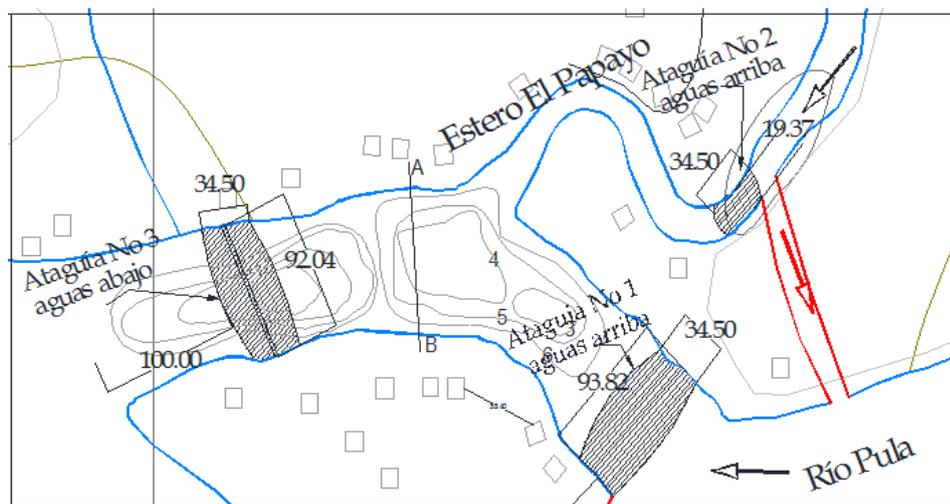


Fig. 22 Ubicación de atagüías

	LONGITUD	ANCHO 1	ANCHO 2	ALTURA	VOLUMEN m ³
ATAGUIA No 1	93.82	3.00	34.50	7.00	12313.88
ATAGUIA No 2	19.37	3.00	34.50	7.00	2542.31
ATAGUIA No 3	89.52	3.00	34.50	7.00	11749.50
				TOTAL	26605.69

Tabla XI Calculo de volumen de material en las tres atagüías

El volumen de excavación para hacer los cauces de desvío se lo hará en dos sitios así como lo podemos ver en la figura No 23, en el primer desvío que comprende el cauce desde el Estero Papayo hacia el Río Pula tiene una Longitud aproximada de 151.45 metros y un ancho de 17.73 metros, y el otro desvío comprende desde el Río Pula hacia el Río Daule, que tendrá una

longitud de 147.95 metros y un ancho de 46.10 metros, la altura del corte de 6 metros, el material que se explote se lo usará para las construcciones de las ataguías ya que este material es arcilla y limo.

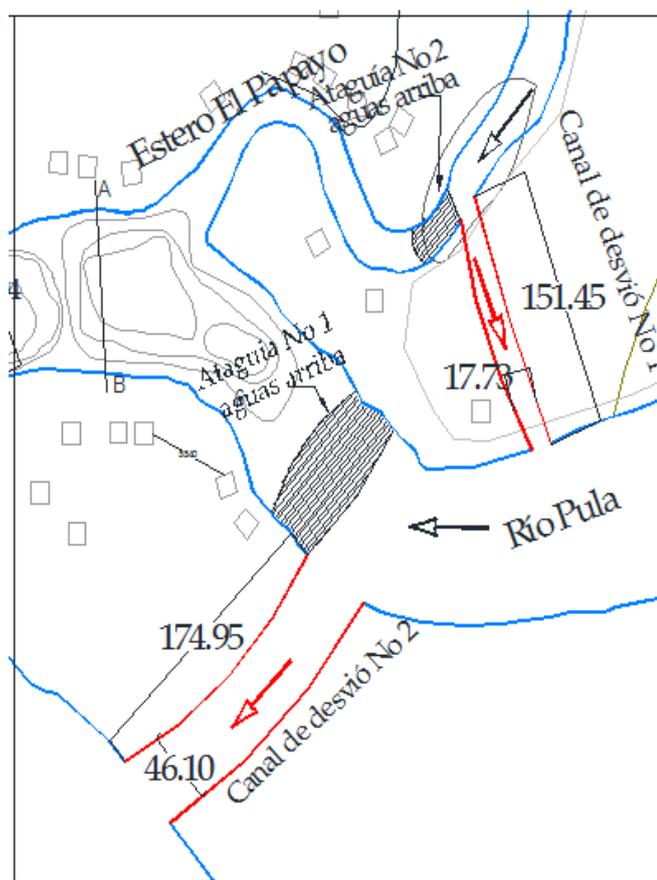


Fig. 23 Canal de desvío

	LONGITUD	ANCHO 1	ANCHO 2	ALTURA	VOLUMEN m ³
DESVIO No 1	151.45	17.73	14.47	6.00	14630.07
DESVIO No 2	147.95	46.10	40.10	6.00	38259.87
				TOTAL	52889.94

Tabla XII Calculo de volumen de excavación para el desvío del cauce

4.5 Planteamiento de solución #2

En esta nueva alternativa se propone desviar el cauce del río Pula de forma permanente ya que esto presenta ventajas económicas y técnicas sobre la solución anterior.

Se modificará la desembocadura del río Pula, se la moverá aproximadamente 250 m sobre terrenos dedicados a la agricultura pero que pueden ser adquiridos a sus dueños, en los mismos no existen obras de infraestructura importantes a más de asentamientos varios de los pobladores.

Se procederá a construir la presa con compuertas radiales en seco sobre el terreno del nuevo cauce, teniendo la ventaja de que no se necesita construir ataguías en los extremos del río para contenerlo, el río fluirá por su cauce natural hasta que la presa haya sido construida.

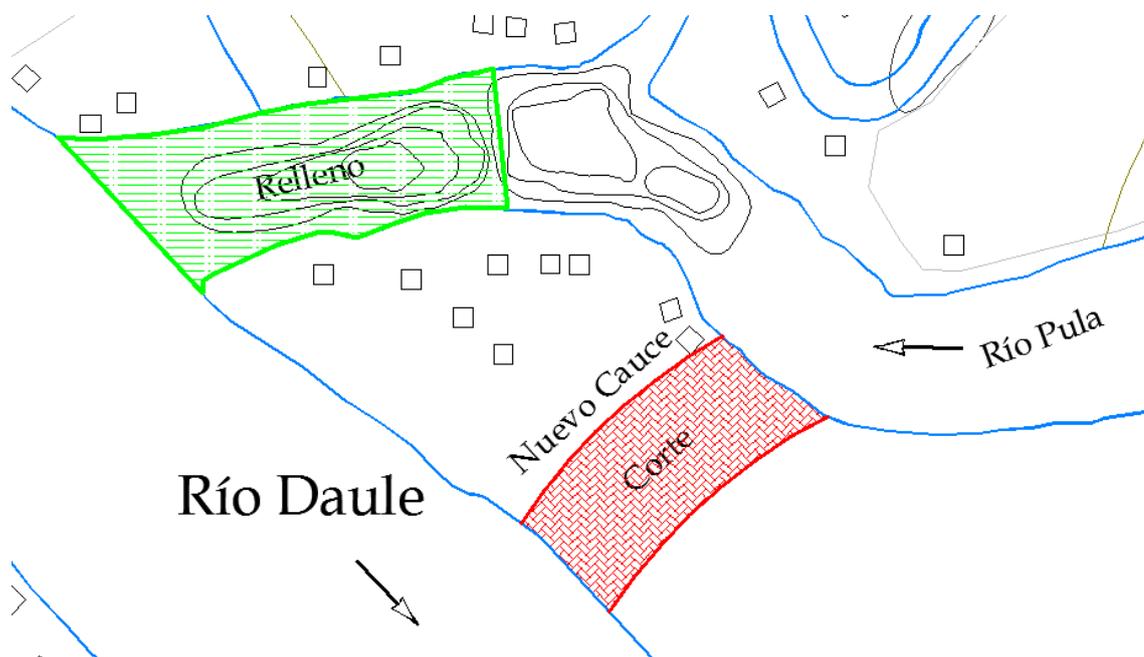


Fig. 24 Esquema de solución 2

4.5.1 Procedimiento

El movimiento de tierras comienza por cortar la zona intermedia del nuevo cauce para la construcción de la presa denominada Zona 1, la cual se hace sin ningún peligro de inundación en época de verano, puesto que las otras dos zonas del cauce actúan a manera de ataguía natural protegiendo la construcción de la acción del agua.

Una vez construida la estructura de presa se procede a realizar el movimiento de tierras de la Zona 2 y 3 exponiendo la presa los ríos. Las dimensiones asumidas para el nuevo cauce variarán dependiendo del canal a construir y

sus propiedades hidráulicas, este nuevo cauce deberá ser capaz de conducir el caudal máximo producido en época de invierno para evitar inundaciones.

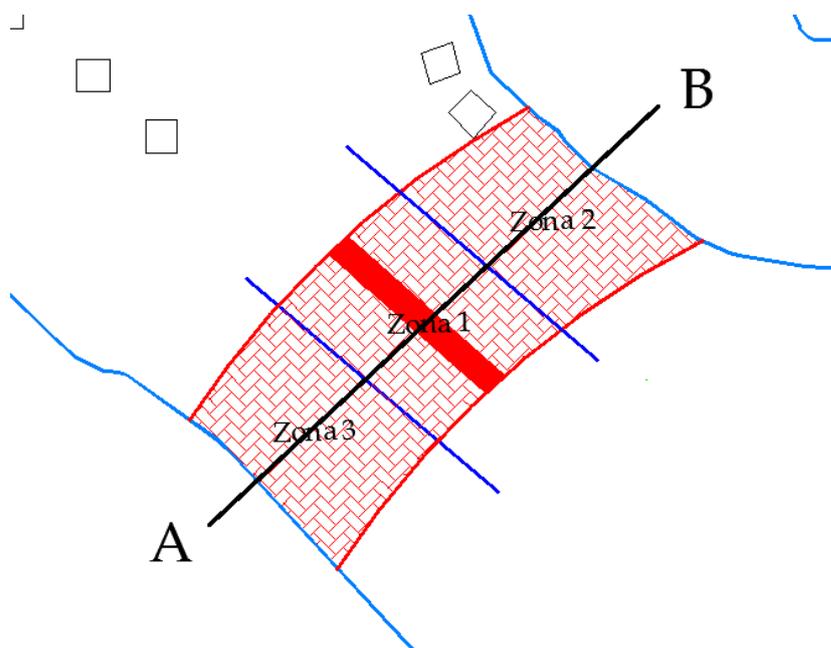


Fig. 25 Vista en planta del nuevo cauce

Para desalojar el material presente en la Zona 1, debemos tomar en cuenta el nivel freático, y las líneas de flujo existentes. Dado que el terreno se encuentra entre dos ríos, y el material no es netamente impermeable, se generarán fuerzas de presión lo que podría poner en peligro la estabilidad del talud de corte, y también inundarán la zona que se está desalojando. Se cuenta con un suelo limo arcilloso, por lo que es recomendable cortar los taludes con pendiente 1:1 o 1:1.5 para asegurar su estabilidad.

Talud recomendable para canales excavados en diversas clases de material

Material	Talud
Roca sana no estratificada	0 a 0.25
Roca fracturada o alterada	0.25
Roca estratificada poco alterada	0.25 a 0.5
Roca alterada; tepetate duro	1.0
Canto rodado redondeado	1.75
Canto rodado anguloso	1.0
Grava angulosa, suelo firme con recubrimiento de grava, tierra en grandes canales	1.0
Grava semifina, arena, suelo arenoso suelto; material poco estable	2.0 a 2.5
Arenisca blanda	1.5 a 2.0
Tierra con recubrimiento de piedra	1.0
Arena saturada	2.0 a 3.0
Limo arenoso	1.5 a 2.0
Suelo limo-arenoso con grava gruesa o tierra arcillosa; tepetate blando	1.0 a 1.5
Limo arcilloso	1.0 a 1.5
Arcilla dura	0.5 a 1.0
Arcilla muy compacta (densa), tierra, o suelo con revestimiento de concreto	1.0 a 1.5
Arcilla dura o tierra en canales pequeños	1.5
Arcilla porosa o saturada	3.0

Tabla XIII Pendientes para talud de excavación

FUENTE: Ven Te Chow, *Hidráulica de Canales Abiertos*

Se colocarán dos pantallas de bentonita, una a cada lado de la Zona 1 que mide aproximadamente 75 m, estas pantallas tienen la función de impermeabilizar el terreno, es decir evitar que una gran cantidad de agua entre, inunde la zona de corte y ponga en peligro de inestabilidad el terreno sobre el cual se asentará la estructura de presa. En caso de existir infiltración esta debe ser mínima, lo suficiente como para bombear el agua y que no

comprometa la estabilidad de los taludes. Estas pantallas tendrán una anchura un poco mayor a la del canal a construir y una profundidad de 25 m.

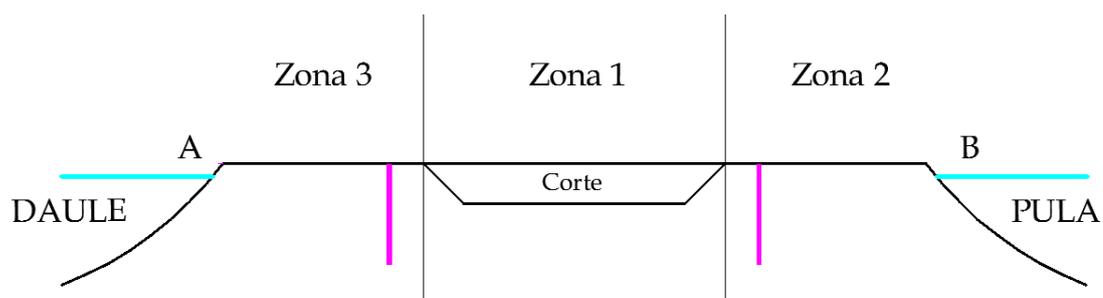


Fig. 26 Corte longitudinal A-B del nuevo cauce

Se construye el cuerpo de la presa en la Zona 1, comenzando con la cimentación, la cual estará detallada en el capítulo 5.

El canal debe ser construido en época de verano, cuando los niveles de agua son mínimos y menos invasivos, la zona de transición del canal a los cauces de los ríos deben ser lo más suaves posibles para evitar concentración de esfuerzos lo que puede generar socavación del canal.

La cantidad de material extraído de los cortes de las zonas 1,2 y 3 será usado para tapar el antiguo cauce dando por terminada la construcción de la solución propuesta.

4.5.1.1 Alternativa A (Canal de hormigón)

Un nuevo cauce será creado, es necesario guiar el agua por este nuevo cauce, mediante un canal de hormigón de forma rectangular, el cual tendrá un equipo de compuertas en su sección central para regular el agua. Con el material retirado para la construcción de este canal, se procederá a tapar el antiguo cauce, para que el agua sea controlada exclusivamente por el canal construido.

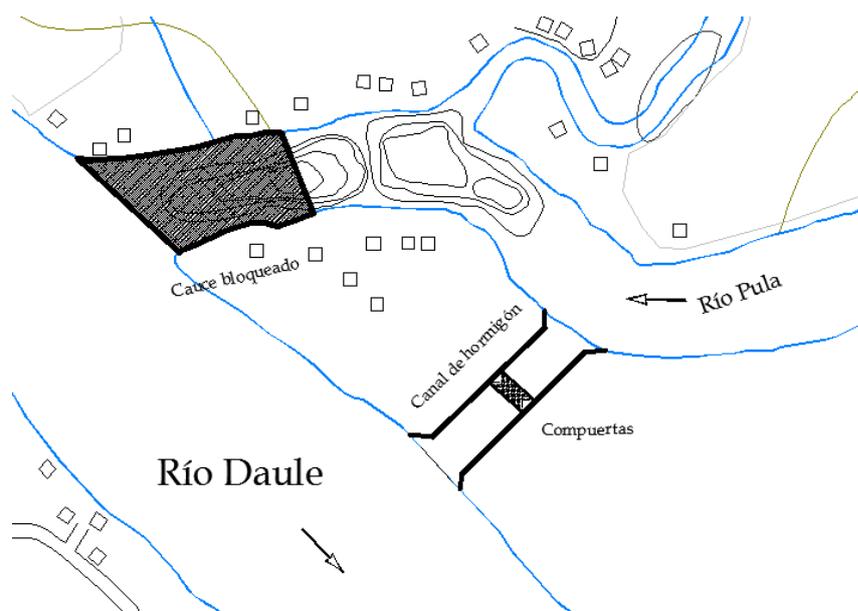


Fig. 27 Esquema de solución 2 Alternativa A

El canal debe ser diseñado de tal forma que tenga las dimensiones adecuadas para soportar un caudal de avenida máximo de $426 \text{ m}^3/\text{s}$ y una altura suficiente para no provocar inundaciones. Al ser un canal no

erosionable, por ser revestido de hormigón las velocidades son toleradas muy bien por el material, sin embargo se chequeará velocidades sean mayores a 0.76 m/s la cual es la velocidad mínima para evitar la sedimentación.

A continuación se presenta un cálculo simplista del canal, usando las ecuaciones de Manning para tener una idea de las dimensiones del mismo, se asume una pendiente de 0.0005 y un coeficiente de Manning correspondiente al hormigón de $n=0.017$.

Propiedades hidráulicas		
Ancho (m)	b	35
Altura (m)	Y	4,2
Área (m ²)	A	147,0
Perímetro (m)	P	43,4
Radio Hidráulico (m)	Rh	3,39
Pendiente	S	0,0005
Rugosidad	n	0,017
Caudal (h)	Q (h)	436,09
Velocidad (h)	V (h)	2,97

Tabla XIV Propiedades hidráulicas del canal de hormigón

Las dimensiones del canal rectangular de hormigón son de 35 metros de ancho por 4.2 metros de alto, el espesor de la capa de hormigón será de 25 cm. La velocidad es de 2.97 m/s suficiente como para evitar la sedimentación del canal y no produce erosión. En el grafico se muestra el corte transversal del canal.

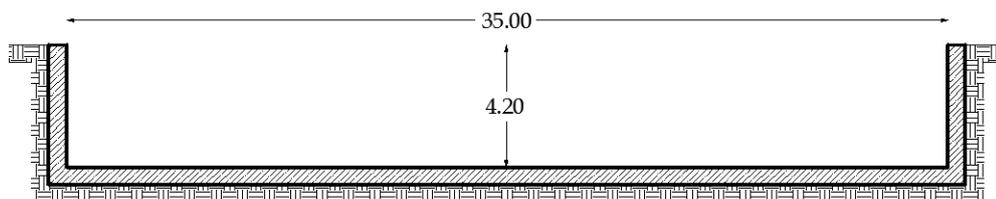


Fig. 28 Perfil transversal del canal de hormigón

4.5.1.2 Alternativa B (Canal de tierra)

Al igual que la alternativa anterior un nuevo cauce artificial será creado, para esta alternativa se selecciona otro material, un canal de tierra de forma trapezoidal, con pendientes transversales tendidas, el cual tendrá a la estructura de presa en su sección central para regular el agua pero con las adecuaciones pertinentes. Con el material retirado para la construcción de este canal, se procederá a tapar el antiguo cauce, para que el agua sea controlada exclusivamente por el canal construido.

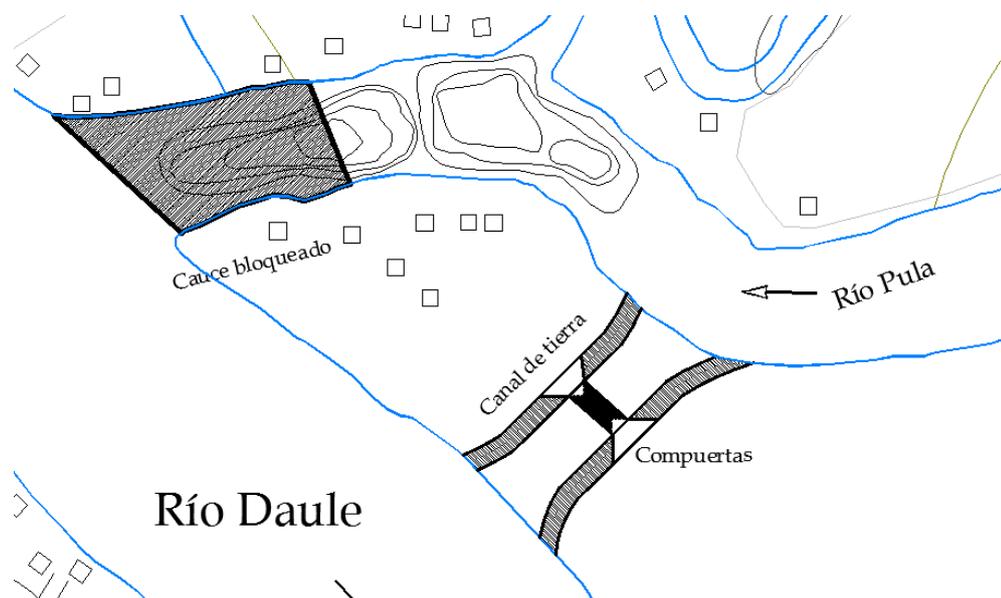


Fig. 29 Esquema de solución 2 alternativa A

El canal debe ser diseñado de tal forma que tenga las dimensiones adecuadas para soportar caudales de avenida máximos de $426 \text{ m}^3/\text{s}$ y una altura suficiente para no provocar inundaciones. Al ser un canal erosionable, ya que está construido a base de terraplenes de tierra, se chequeará velocidades máximas para evitar la erosión lateral y de fondo.

A partir de las ecuaciones de Manning podemos estimar las dimensiones aproximadas del canal de tierra. Asumimos una pendiente de 0.0005 y un coeficiente de Manning de $n=0.025$.

Propiedades hidráulicas		
Ancho (m)	b	45
Pendiente	z	1
Altura (m)	Y	4,2
Espejo de agua (n)	T	53,4
Área (m ²)	A	206,6
Perímetro (m)	P	56,9
Radio Hidráulico (m)	Rh	3,63
Pendiente	S	0,0005
Rugosidad	n	0,025
Caudal (h)	Q (h)	436,78
Velocidad (h)	V (h)	2,11

Tabla XV Propiedades hidráulicas del canal de tierra

Las dimensiones de este canal de tierra son de 45 m de ancho y 4.2 metros de alto, teniéndose taludes con inclinación 1:1, sin embargo, la velocidad que circulará por este canal es de 2,11 m/s la cual es mayor a la permisible para canales de tierra, se deberá entonces modificar la sección para evitar la erosión.

Propiedades hidráulicas		
Ancho (m)	b	65
Pendiente	z	1
Altura (m)	Y	4,2
Espejo de agua (n)	T	73,4
Área (m ²)	A	290,6
Perímetro (m)	P	76,9
Radio Hidráulico (m)	Rh	3,78
Pendiente	S	0,00025
Rugosidad	n	0,025
Caudal (h)	Q (h)	446,08
Velocidad (h)	V (h)	1,53

Tabla XVI Propiedades hidráulicas del canal de tierra 2

Las nuevas dimensiones del canal de tierra son de 65 metros de ancho y 4.2 metros de alto, teniéndose taludes con inclinación 1:1, se ha modificado la pendiente haciéndola menor, de 0.0005 a 0.00025, la cual permite que las

velocidades se reduzcan a 1,53 m/s la cual no producirá erosión en el canal.

En el grafico se muestran las medidas de ambos canales.

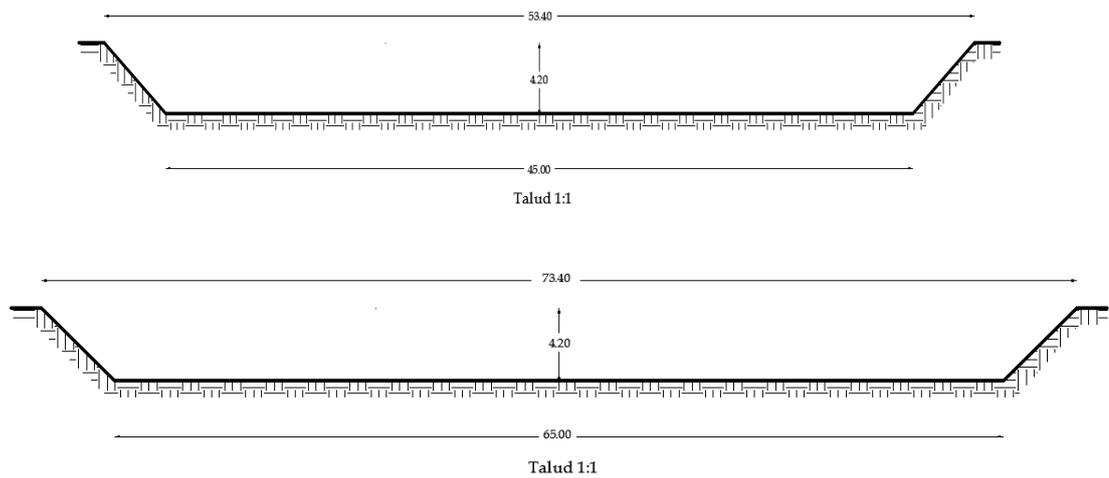


Fig. 30 Perfil transversal del canal de tierra

El talud del canal irá incrementado conforme se desarrolle la longitud del canal, comenzando con talud de 1:1 y terminando, en la unión con los ríos un talud de 1:4, suavizando de esta forma la fuerza del río y evitando la erosión en la transición.

4.5.2 Movimiento de tierras

4.5.2.1 Volumen de relleno

El volumen a rellenar será el antiguo cauce que posee un área superficial de 17644 m^2 y una profundidad promedio de 6 m, posee además un cuerpo rocoso que ha sido usado como presa para embalsar el río Pula pero ha quedado sin uso efectivo en la actualidad, debido a su naturaleza rocosa y dimensiones muy grandes no es práctico removerlo.

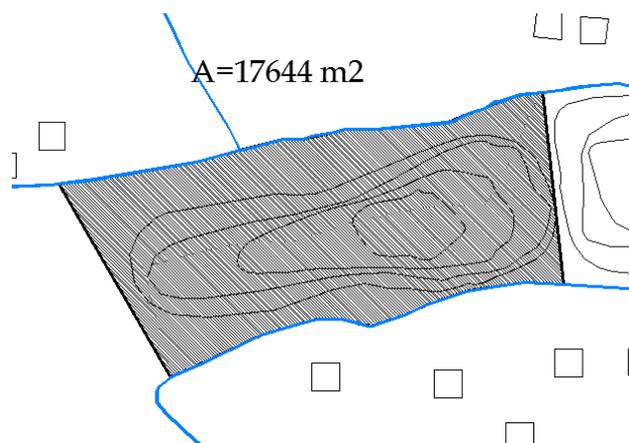


Fig. 31 Volumen a rellenar

Mediante el análisis de los perfiles transversales basados en la batimetría, podemos calcular volumen total del cauce y el volumen de la presa enrocada, la diferencia será la cantidad de material necesario para tapar con éxito el cauce. Los 6 perfiles usados para este cálculo se muestran en el gráfico, los mismos se pueden observar con más detalle en la sección de anexos.

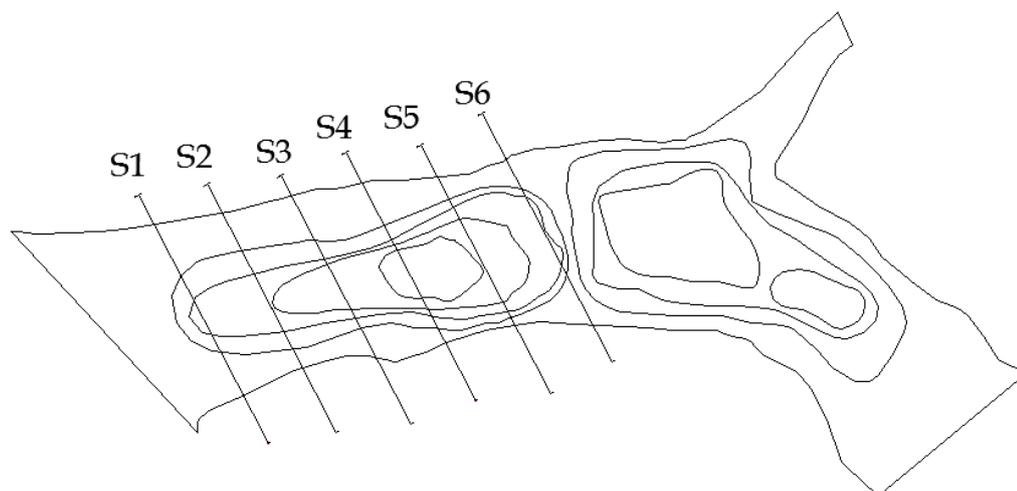


Fig. 32 Vista en planta del sitio de presa (secciones de presa enrocada)

Volumen de cauce		
Sección	Area (m2)	Volumen (m3)
1	427.15	14916.30
2	425.21	14723.98
3	416.16	14890.05
4	434.70	15423.28
5	446.63	17325.53
6	543.40	Volumen Total (m3)
		77279.14

Tabla XVII Calculo de volumen del cauce antiguo

Volumen de presa de enrocado		
Sección	Area (m ²)	Volumen (m ³)
1	30.854	1628.62
2	62.21	2332.16
3	71.06	3357.52
4	120.80	4625.74
5	143.53	4426.21
6	109.40	Volumen Total (m3)
		16370.24

Tabla XVIII Calculo de volumen de presa enrocado existente

Movimiento de tierras	
Sección	Volumen (m ³)
Cauce	77279.14
Presa enrocado	16370.24
Total	60908.90

Tabla XIX Calculo de volumen de relleno

4.5.2.2 Volumen de corte

El material para tapar el antiguo cauce, será extraído de la excavación del nuevo cauce, el cual dependerá de las dimensiones del canal a construir. Se tienen dos alternativas, un canal de hormigón rectangular y un canal de tierra trapezoidal. En la tabla se presenta el cálculo aproximado de volumen de excavación para cada alternativa.

Volumen de Corte		
Dimensión	Solución A	Solución B
Alto (m)	6	6
Ancho (m)	40	90
Largo (m)	175	175
Volumen (m ³)	42000	94500

Tabla XX Calculo de volumen de corte

Como vemos en la tabla, el canal de hormigón rectangular, tiene menores dimensiones, por lo cual la excavación del mismo será menor. El canal de tierra trapezoidal requiere un movimiento de tierras casi 2 veces mayor.

4.5.2.3 Volumen neto

Se calcula el valor que cada alternativa de solución genera como volumen neto de material, la solución A genera un volumen negativo, es decir se necesita material de relleno para completar el movimiento de tierras, dado que la excavación del canal de hormigón no genera la cantidad de material suficiente para tapar el antiguo cauce, se necesita traer material de otro sitio.

La solución B por su parte genera un excedente de material, ya que el canal de tierra posee mayores dimensiones, se deberá asignar un área específica para colocar el material sobrante y encontrarle un uso adecuado.

Movimiento de tierras	
Sección	Volumen (m³)
Volumen a excavar A	42000
Volumen a excavar B	94500
Volumen a rellenar	60908.90
Excedente Solución A	-18908.90
Excedente Solución B	33591.10

Tabla XXI Calculo de volumen neto de corte y relleno

4.6 Dragado del Rio Pula desde el Rio Banife hasta la Desembocadura en el Rio Daule (Solución No 3)

4.6.1. Tiempo de vida útil del proyecto

Debido a que el proyecto pretende el desazolve del Rio Pula el tiempo de vida útil depende del tiempo en el que el rio recupere los sedimentos y solidos debido a la fuerza de acarreo del caudal.

Según los cálculos hechos anteriormente el Rio Pula tiene un caudal de 58 m³/s. lo cual es considerado como un rio de baja capacidad de arrastre.

4.6.2. Naturaleza del proyecto

El desazolve del Rio Pula consistirá en la limpieza y excavación de sedimentos depositados en el cauce, en un ancho aproximado de 50 metros, a lo largo de 16.47 km desde el Rio Banife hasta la desembocadura en el Rio Daule, por lo que se considera una superficie de afectación de 1235250 m².

El objeto del proyecto es encausar los escurrimientos de aguas pluviales de las zonas bajas hacia la desembocadura en el Rio Daule, mediante el dragado en una longitud de 16.47 Km del Rio Pula, de esta forma se evitara la afectación de las áreas agrícolas y ganaderas que en época de verano donde el caudal es demasiado bajo.

Desazolve

Las principales acciones que harán para el desazolve del rio son:

Dragado: este consistirá en la extracción y traslado del lecho del rio, como piedras, grava, arena y resto de vegetación, se lo realiza para ampliar la profundidad del cauce.

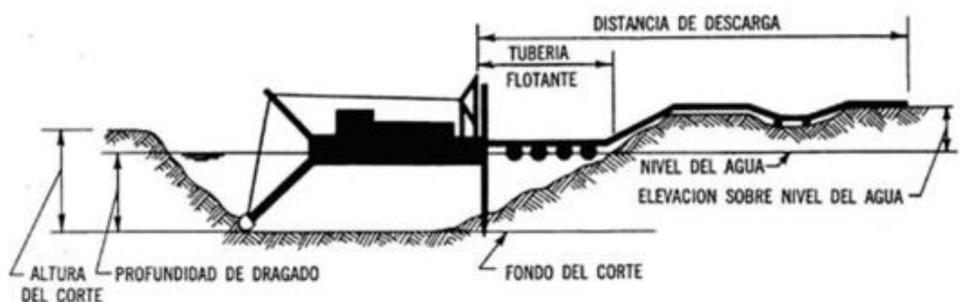


Fig. 33 Ejemplificación de las acciones de dragado

El dragado se supone la excavación en el propio lecho fluvial o los depósitos de sedimentos laterales, así como la eliminación de islas en el cauce,

incluyendo la limpieza de la vegetación que las ha colonizado, todo ello con el fin de lograr mayor capacidad de desagüe. También se recortan superficies de grava suavizando curvaturas. Así, el dragado es un sistema de defensa contrario a los habituales (motas, escollera), ya que mientras aquellos producían un estrechamiento del río, el dragado trata de ensanchar o profundizar el cauce menor para compensar esos efectos contrarios. De hecho, muchos dragados colaboran con las obras habituales, o se pueden emplearse para abrir canales.

Canalización: es la modificación transversal de cauce hacia una sección de forma fija, esta será trapezoidal.

Volúmenes de material extraído: se espera extraer 769149 m^3 de limo arenoso, esto corresponderá a desazolvar 16.47 km del Río Pula, desde el Río Banife hasta la desembocadura en el Río Daule

4.6.3 Preparación del sitio y obras provisionales

En este proyecto la etapa de preparación del sitio corresponde a la colocación una tubería para la descarga del material extraído. Esta también fungirá como obra provisional pues al terminar la etapa de operación será retirada en su totalidad.

Esta etapa consistirá en colocar un tubo de polietileno de 10". Este tubo estará conectado directamente a la draga y atravesará por el canal de la futura

tubería de descarga. El material extraído será impulsado por una bomba de paso libre de 8 pulgadas.



Fig. 34 Ejemplo de la tubería de descarga que será utilizada

FUENTE: Tomada de Google



Fig. 35 Bomba de paso libre de 8 pulgadas

FUENTE: Tomada de Google



Fig. 36 Ejemplo de descarga conectado a la draga

FUENTE: Tomada de Google

4.6.4. Etapa de construcción-operación

Una vez que se tenga colocada la tubería de descarga. Comenzará la etapa de construcción-operación y mantenimiento. Es la etapa con mayor magnitud de tiempo y es la que intrínsecamente describe el proyecto.

En esta etapa consiste en el desazolve de 16.47 km del Rio Pula. Se pretende la extracción de 769149 m^3 de materiales sólidos y sedimentos. Para esta etapa del proyecto se requerirá de una draga de 12" x 10". Esta draga tiene la capacidad de extraer al menos cerca de 150 m^3 de sedimentos por hora, el equivalente a 1200 m^3 de sedimentos en una jornada de 8 horas.

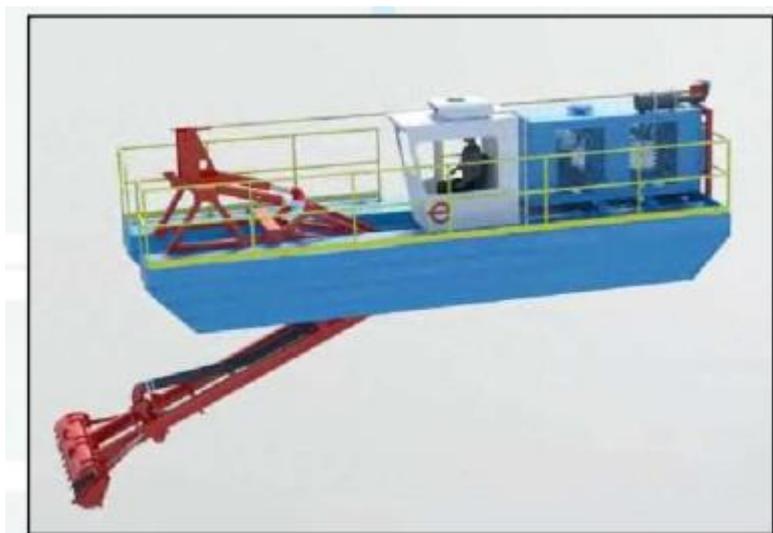


Fig. 37 Esquema representativo de una draga de barreno horizontal

FUENTE: Tomada de Google

Velocidad de desazolve

El proyecto tendrá un área de afectación directa de 1235250 m^2 (123.53 Has). Se pretende una extracción de 1200 m^2 de sedimentos al día por draga, por lo que se usara 5 dragas para los 16.47 km del Rio Pula entre el Rio Banife y la desembocadura en el Rio Daule para lo cual se va a extraer 6000 m^3 de sedimentos al día y el tiempo estimado para la extracción de materiales es de 128 días a partir del inicio de la etapa de operación. Así se espera que las 5 dragas cada día se extraiga 6000 m^3 de materiales sólidos y solo afecten a 600 m^2 cada día. Esto equivale a extraer 750 m^3 por hora y afectar 75 m^2 por hora.

4.7 Selección de la solución

A partir de lo expuesto en los planteamientos iniciales de ambas propuestas, se debe elegir una alternativa de solución, la cual sea más factible de realizar, para este caso, hemos decidido enfocarnos principalmente en la complejidad técnica que ofrece cada solución, dado que estimar las variables económicas de las mismas obedecerían a un análisis más detallado el cual escapa al alcance de este trabajo.

Se evaluarán los factores claves de cada solución, asignándoles un puntaje del 1 al 3, siendo 1 poca dificultad y 3 mucha dificultad. Al final, la matriz mostrará la solución más sencilla, que será la que obtenga menor puntaje.

Movimiento de tierras:

- 1) Las ataguías se construyen en base a material extraído de un cauce provisional, luego de completar su uso, se excavan para ser retornados a su lugar original. Se deben usar dragas para excavar las ataguías. Doble acarreo. **P=3.**
- 2) El material excavado del canal será menor debido a dimensiones del canal, faltará material para rellenar el cauce antiguo, pero este puede ser traído de otro lugar. El cauce puede no ser rellenado completamente. **P=1.**

- 3) El material excavado del canal es mayor debido a las grandes dimensiones del canal, existe un exceso de material, que deberá ser usado en alguna otra actividad, lo que es complejo puesto que se lo debe trasladar. **P=2.**

Tiempo de construcción:

- 1) Para construir la presa, primero deberá asegurarse la construcción y seguridad de las ataguías y el paso del río por el caudal provisional, para que la presa entre en funcionamiento, debe desmantelarse las ataguías y cerrar el cauce provisional. **P=3.**
- 2) La construcción comienza inmediatamente acabado el movimiento de tierras de la primera zona mientras el cauce original sigue intacto. La presa entra en funcionamiento al acabarse el movimiento de tierras de las zonas 2 y 3 y el cierre del cauce antiguo. **P=1**
- 3) Igual que la solución 2-A. **P=1**

Ubicación de presa:

- 1) El cuerpo de la presa de enrocado, dificulta la libre maniobrabilidad de la maquinaria. Si las ataguías fallan, toda la obra se inunda y podría matar a los trabajadores, el sitio es peligroso. **P=3.**

- 2) Se trabaja en seco. La presa es construida en un lugar más seguro ante la amenaza de una inundación y el terreno es más regular. **P=1.**
- 3) Igual que la solución 2-A. **P=1.**

Dificultad técnica			
Parámetro	Solución 1	Solución 2 A	Solución 2 B
Movimiento de tierras	3	1	2
Tiempo de construcción	3	1	1
Ubicación de presa	3	1	1
Total	9	3	4

Tabla XXII Valoración de soluciones

En base a estas consideraciones, la solución 2-A, es decir, el canal rectangular de hormigón, sería la opción más adecuada desde el punto de vista técnico. Sin embargo, la opción que se ha diseñado es un híbrido entre la 2-A y la 2-B.

CAPÍTULO 5

PRE-DISEÑO DE PRESA

5.1 Concepto general

La represa a construir constará de un canal rectangular de hormigón, en cuya sección central se construirá una estructura de hormigón armado, la cual mediante una serie de compuertas será la encargada de regular el paso del agua del río Pula hacia el río Daule, dependiendo de las condiciones presentadas en ambos ríos.

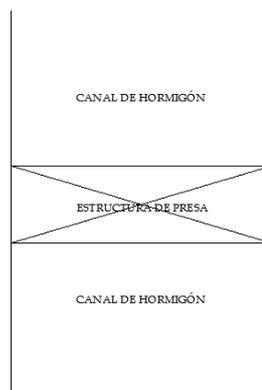


Fig. 38 Esquema de presa

En la estación de verano, los ríos tendrán poco caudal, por lo que la función de la presa será la de embalsar al Pula para que el agua sea aprovechada por los agricultores que necesitan el riego para sus cultivos. A la vez, la presa bloqueará la marea del Daule, la cual debido a la diferencia de altura introduce agua salobre al cauce del río Pula, echando los cultivos a perder. La presa estará cerrada hasta que el nivel del embalse sea suficiente, se abre entonces para eliminar exceso de agua.

En la estación de invierno, cuando los ríos aumenten su caudal, la presa permanecerá abierta, actuando en forma de cauce artificial, no interrumpiendo en el curso natural de los mismos.

La estructura de la presa, estará dividida en 3 partes, una superestructura, que contiene muros de hormigón y compuertas radiales, esta estará asentada

sobre una losa de cimentación, la cual transmitirá la carga hacia los pilotes y estos hacia el suelo.



Fig. 39 Estructura de presa

A continuación se presenta el proceso, cálculos y consideraciones necesarias para diseñar la totalidad de la presa, partiendo por el diseño hidráulico del canal, seguido de la superestructura de la presa y la cimentación de la misma.

5.2 Diseño del canal.

El canal cumplirá la función de cauce artificial entre ambos ríos, el canal será de hormigón armado y tendrá forma rectangular puesto que puede llevar más

agua con menor excavación. El canal deberá ser diseñado de tal forma que pueda soportar y transportar de forma eficiente el caudal máximo de avenida de 426 m³/s de tal forma que al presentarse este, no exista inundación ni rebose del agua por el mismo.

5.2.1 Consideraciones de diseño.

Basándonos en la tabla XXIII, elegimos el valor de coeficiente de rugosidad n que más se ajuste al material con el que diseñaremos nuestro canal, en este caso tenemos concreto pulido con gravas en el fondo al cual se le ha asignado un valor de $n=0.0017$ como condición normal.

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
B. Canales revestidos o desarmables			
B-1. Metal			
a. Superficie lisa de acero			
1. Sin pintar	0.011	0.012	0.014
2. Pintada	0.012	0.013	0.017
b. Corrugado	0.021	0.025	0.030
B-2. No metal			
a. Cemento			
1. Superficie pulida	0.010	0.011	0.013
2. Mortero	0.011	0.013	0.015
b. Madera			
1. Cepillada, sin tratar	0.010	0.012	0.014
2. Cepillada, creosotada	0.011	0.012	0.015
3. Sin cepillar	0.011	0.013	0.015
4. Láminas con listones	0.012	0.015	0.018
5. Forrada con papel impermeabilizante	0.010	0.014	0.017
c. Concreto			
1. Terminado con lana metálica (palustre)	0.011	0.013	0.015
2. Terminado con lana de madera	0.013	0.015	0.016
3. Pulido, con gravas en el fondo	0.015	0.017	0.020
4. Sin pulir	0.014	0.017	0.020
5. Lanzado, sección buena	0.016	0.019	0.023
6. Lanzado, sección ondulada	0.018	0.022	0.025
7. Sobre roca bien excavada	0.017	0.020	
8. Sobre roca irregularmente excavada	0.022	0.027	
d. Fondo de concreto terminado con lana de madera y con lados de			
1. Piedra labrada, en mortero	0.015	0.017	0.020
2. Piedra sin seleccionar, sobre mortero	0.017	0.020	0.024
3. Mampostería de piedra cementada, recubierta	0.016	0.020	0.024
4. Mampostería de piedra cementada	0.020	0.025	0.030
5. Piedra suelta o riprap	0.020	0.030	0.035
e. Fondo de gravas con lados de			
1. Concreto encofrado	0.017	0.020	0.025
2. Piedra sin seleccionar, sobre mortero	0.020	0.023	0.026
3. Piedra suelta o riprap	0.023	0.033	0.036
f. Ladrillo			
1. Barnizado o lacado	0.011	0.013	0.015
2. En mortero de cemento	0.012	0.015	0.018
g. Mampostería			
1. Piedra partida cementada	0.017	0.025	0.030
2. Piedra suelta	0.023	0.032	0.035
h. Bloques de piedra labrados	0.013	0.015	0.017
i. Asfalto			
1. Liso	0.013	0.013	
2. Rugoso	0.016	0.016	
j. Revestimiento vegetal	0.030	0.500

Tabla XXIII Coeficientes de rugosidad

FUENTE: Ven Te Chow, *Hidráulica de Canales Abiertos*

Con respecto a la pendiente que tendrá nuestro canal, revisando los archivos de topografía disponible, tenemos que el nivel de terreno es casi el mismo, por lo que debemos asumir una pendiente pequeña y cercana a 0. Además no existe razón por la cual se deba elevar mucho la pendiente, puesto que la fuerza del caudal del río Pula hará que las aguas fluyan hacia el Daule, tal

como lo hace con el cauce actual, se selecciona entonces una pendiente de 0.0005 m/m.

5.2.2 Sección óptima

Desde el punto de vista hidráulico, se puede definir a la sección óptima de un canal, a la sección que presente la mayor conductividad, es decir menor perímetro mojado para un área determinada. Calculamos entonces la sección más adecuada desde el punto de vista hidráulico para transportar el caudal de $426 \text{ m}^3/\text{s}$ usando las ecuaciones de Manning y usando la tabla 24 que indica las relaciones entre área y perímetro mojado para el tirante.

Tabla 7-2. Secciones hidráulicas óptimas.

Sección transversal	Área A	Perímetro mojado P	Radio hidráulico R	Ancho superficial T	Profundidad hidráulica D	Factor de sección Z
Trapezio, medio hexágono	$\sqrt{3} y^2$	$2 \sqrt{3} y$	$\frac{1}{2} y$	$\frac{2}{3} \sqrt{3} y$	$\frac{3}{4} y$	$\frac{3}{2} y^{2.5}$
Rectángulo, medio cuadrado	$2y^2$	$4y$	$\frac{1}{2} y$	$2y$	y	$2y^{2.5}$
Triángulo, medio cuadrado	y^2	$2 \sqrt{2} y$	$\frac{1}{4} \sqrt{2} y$	$2y$	$\frac{1}{2} y$	$\frac{\sqrt{2}}{2} y^{2.5}$
Semicírculo	$\frac{\pi}{2} y^2$	πy	$\frac{1}{2} y$	$2y$	$\frac{\pi}{4} y$	$\frac{\pi}{4} y^{2.5}$
Parábola $T = 2 \sqrt{2} y$	$\frac{4}{3} \sqrt{2} y^2$	$\frac{8}{3} \sqrt{2} y$	$\frac{1}{2} y$	$2 \sqrt{2} y$	$\frac{2}{3} y$	$\frac{8}{3} \sqrt{3} y^{2.5}$
Catenaria hidrostática	$1.39586y^2$	$2.9836y$	$0.46784y$	$1.917532y$	$0.72795y$	$1.19093y^{2.5}$

Tabla XXIV Secciones hidráulicas óptimas

FUENTE: Ven Te Chow, *Hidráulica de Canales Abiertos*

Datos:

$$Q = 426 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0.017$$

$$S = 0.0005$$

$$A = 2y^2$$

$$R = \frac{1}{2}y$$

$$AR^{\frac{2}{3}} = \frac{nQ}{\sqrt{S}}$$

$$(2y^2)\left(\frac{1}{2}y\right)^{\frac{2}{3}} = \frac{(0.017)(426)}{\sqrt{0.0005}}$$

$$1.259^{\frac{8}{3}} = 323.9$$

$$y = (257.24)^{\frac{3}{8}}$$

$$y = 8.01 \text{ m}$$

$$A = 2y^2$$

$$P = 4y$$

$$P = 2y + b$$

$$A = 2(8.01)^2$$

$$P = 4(8.01)$$

$$32.05 = 2(8.01) + b$$

$$A = 128.3 \text{ m}^2$$

$$P = 32.05 \text{ m}$$

$$b = 16.03 \text{ m}$$

Se tiene entonces que la sección hidráulica más óptima es una sección rectangular de 16 metros de ancho y 8 metros de alto. Sin embargo, por motivos constructivos esta no es factible de realizar, ya que la altura es más alta que la que el terreno natural permite construir. Además no se ha adicionado una altura de borde libre aun, el canal final sería mucho más alto. Por lo tanto se procede a revisar las limitantes que el terreno me ofrece para establecer el dimensionamiento real.

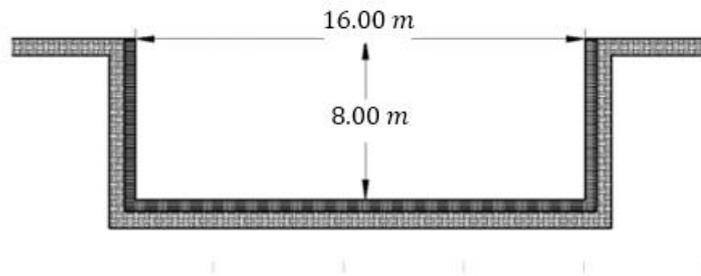


Fig. 40 Sección hidráulica óptima

5.2.3 Borde libre

El borde libre de un canal, es la distancia vertical que se le asigna a un canal como medida preventiva ante un posible aumento de caudal al calculado. Dado que no es aceptable que exista un rebose. De acuerdo al grafico mostrado, asumimos la altura de revestimiento desde el nivel de agua de 1 metro, 2 metros hasta el borde superior del canal.

Borde Libre recomendado en canales

Fuente: Bolinaga, J. J. "Drenaje Urbano" Caracas, 1979

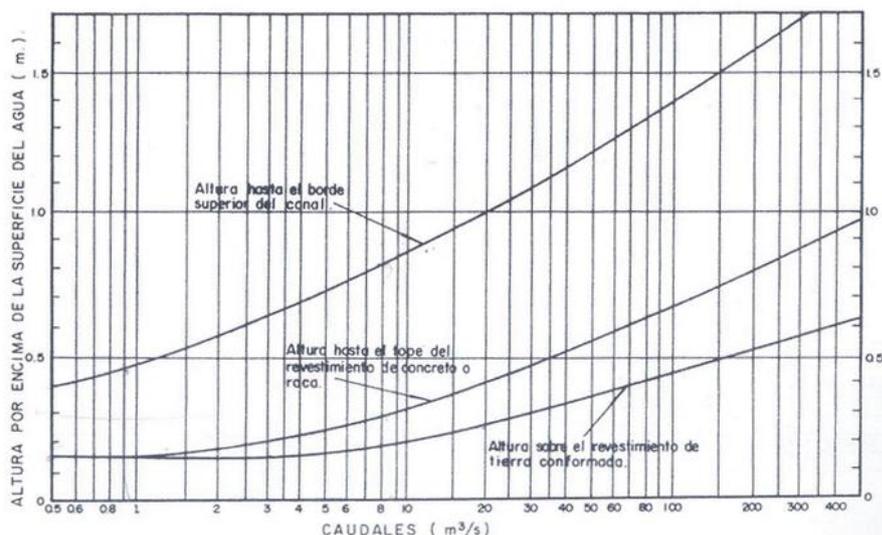


Tabla XXV Estimación de borde libre

5.2.4 Dimensionamiento.

Partimos entonces analizando un perfil longitudinal del río Pula, en la zona donde ira ubicado el canal. Analizamos los niveles máximo y mínimo del agua previamente calculada, teniendo que el nivel mínimo es de 2.25 metros sobre el fondo del cauce. Por motivos constructivos, el fondo del canal deberá ubicarse por encima de este nivel mínimo, para garantizar la correcta construcción sin peligro de inundación. Como vemos en el gráfico, el fondo del canal deberá colocarse sobre la cota 7.25, dando la posibilidad que llegue hasta la cota 14.00 alcanzando la superficie del terreno. El agua no puede sobrepasar la cota 14.00 puesto que esto significaría la inundación del sector

y es eso que se trata de evitar. Por lo tanto el canal tendrá una altura máxima de 6.75 metros para su diseño final. En cuanto a las dimensiones horizontales, según la topografía podemos abrir un canal de máximo 250 metros de ancho antes que este quede desproporcionado frente al río Pula.

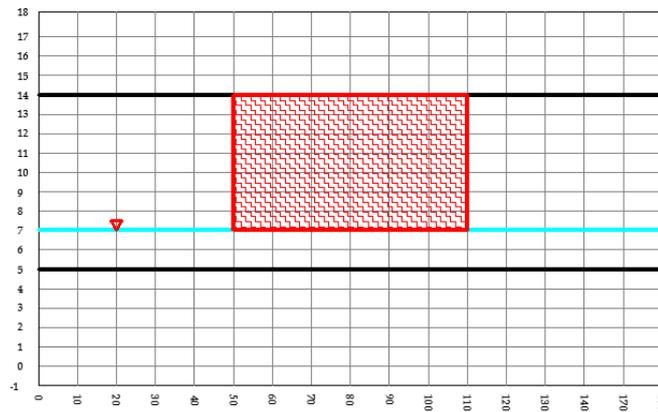


Fig. 41 Perfil del Río Pula

Conociendo las limitantes de diseño, podemos diseñar el canal usando las ecuaciones de Manning. Mediante hojas de cálculo en Excel, las variables fueron probadas mediante ensayo y error hasta que se consiguió una sección que cumpla con todas las especificaciones.

Datos:

$$Q = 426 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0.017$$

$$S = 0.0005$$

$$y = 4.20 \text{ m}$$

$$b = 35.00 \text{ m}$$

$$A = b * y$$

$$A = (35)(4.20)$$

$$A = 147 \text{ m}^2$$

$$P = 2y + b$$

$$P = 2(4.20) + 35$$

$$P = 43.4 \text{ m}$$

$$Rh = \frac{A}{P}$$

$$Rh = \frac{147}{43.4}$$

$$Rh = 3.38 \text{ m}$$

$$Q = \frac{1}{n} AR^{\frac{2}{3}} \sqrt{S} \qquad V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} \sqrt{S}$$

$$Q = \frac{1}{0.017} (147)(3.38)^{\frac{2}{3}} \sqrt{0.0005} \qquad V = \frac{1}{0.017} (3.38)^{\frac{2}{3}} \sqrt{0.0005}$$

$$Q = 436.1 \text{ m}^3 \qquad V = 2.97 \text{ m/s}$$

Propiedades hidráulicas		
Ancho (m)	b	35
Altura (m)	Y	4,2
Área (m ²)	A	147,0
Perímetro (m)	P	43,4
Radio Hidráulico (m)	Rh	3,39
Pendiente	S	0,0005
Rugosidad	n	0,017
Caudal (h)	Q (h)	436,09
Velocidad (h)	V (h)	2,97

Tabla XXVI Propiedades hidráulicas del canal de hormigón

Tenemos entonces una sección de canal rectangular de hormigón que cumple con todas las especificaciones de construcción, el caudal que puede transmitir es un poco mayor al máximo, el régimen del agua será sub-critico al tener una pendiente muy pequeña. La velocidad no causará erosión debido al revestimiento de hormigón, ni tampoco causará sedimentación.

5.2.5 Remate en el rio

El canal de hormigón tiene un problema en cuanto se acerca al río, para que no existan problemas constructivos y para evitar cambios bruscos en el régimen del río al entrar al canal, la transición canal-río debe ser suave y el material debe cambiar a tierra, puesto que el hormigón al tener un peso considerable puede poner en riesgo a la estabilidad de la transición. Al hacer un canal trapezoidal de tierra, se procura que el río no sufra cambios bruscos que puedan dañar el canal y la presa. El canal rectangular de hormigón tendrá una longitud de 50 metros hacia ambos lados luego de la estructura de presa, a partir de los 50 metros se realizará una transición suave hacia un canal trapezoidal de tierra, este canal de tierra tiene que soportar la velocidad a la cual circule el río sin que existan problemas de erosión, para lo cual el material seleccionado será de grava gruesa coloidal la cual puede resistir una velocidad de 1.83 m/s y tiene un coeficiente de rugosidad de $n=0.0025$. La pendiente será de 0.00025 la cual permite al río estar en régimen sub-crítico y mantiene las velocidades pequeñas. Los taludes se irán ampliando desde 1:1 a 4:1 en la transición debido a factores constructivos.

Tabla 7-3. Velocidades máximas permisibles recomendadas por Fortier y Scobey y los valores correspondientes de fuerza tractiva unitaria convertidos por el U. S. Bureau of Reclamation* (para canales rectos de pendiente pequeña, después de envejecimiento)

Material	n	Agua limpia		Agua que transporta limos coloidales	
		V _c pies/s	τ ₀ lb/pic ²	V _c pies/s	τ ₀ lb/pic ²
Arena fina coloidal	0.020	1.50	0.027	2.50	0.075
Marga arenosa no coloidal	0.020	1.75	0.037	2.50	0.075
Marga limosa no coloidal	0.020	2.00	0.048	3.00	0.11
Limos aluviales no coloidales	0.020	2.00	0.048	3.50	0.15
Marga firme ordinaria	0.020	2.50	0.075	3.50	0.15
Ceniza volcánica	0.020	2.50	0.075	3.50	0.15
Arcilla rígida muy coloidal	0.025	3.75	0.26	5.00	0.46
Limos aluviales coloidales	0.025	3.75	0.26	5.00	0.46
Esquistos y subsuelos de arcilla dura	0.025	6.00	0.67	6.00	0.67
Grava fina	0.020	2.50	0.075	5.00	0.32
Marga gradada a cantos rodados, no coloidales	0.030	3.75	0.38	5.00	0.66
Limos gradados a cantos rodados coloidales	0.030	4.00	0.43	5.50	0.80
Grava gruesa no coloidal	0.025	4.00	0.30	6.00	0.67
Cantos rodados y ripios de cantera	0.035	5.00	0.91	5.50	1.10

Tabla XXVII Velocidades admisibles para canales de tierra

A continuación se muestran los cálculos usados para determinar el canal trapezoidal de tierra.

Datos:

$$Q = 426 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0.025$$

$$S = 0.00025$$

$$P = b + 2y\sqrt{1 + z^2}$$

$$P = 65 + 2(4.20)\sqrt{1 + 1^2}$$

$$P = 76.9 \text{ m}$$

$$A = (b + zy)y$$

$$A = (65 + 4.20 * 1) * 4.20$$

$$A = 290.6 \text{ m}$$

$$Rh = \frac{A}{P}$$

$$Rh = \frac{290.6}{76.9}$$

$$Rh = 3.78 \text{ m}$$

$$Y=4.20 \text{ m}$$

$$B= 65.00 \text{ m}$$

$$Q = \frac{1}{n} AR^{\frac{2}{3}} \sqrt{S}$$

$$Q = \frac{1}{0.025} (290.6)(3.78)^{\frac{2}{3}} \sqrt{0.00025}$$

$$Q = 446.1 \text{ m}^3$$

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} \sqrt{S}$$

$$V = \frac{1}{0.025} (3.78)^{\frac{2}{3}} \sqrt{0.00025}$$

$$V = 1.53 \text{ m/s}$$

Propiedades hidráulicas		
Ancho (m)	b	65
Pendiente	z	1
Altura (m)	Y	4,2
Espejo de agua (m)	T	73,4
Área (m ²)	A	290,6
Perímetro (m)	P	76,9
Radio Hidráulico (m)	Rh	3,78
Pendiente	S	0,00025
Rugosidad	n	0,025
Caudal (h)	Q (h)	446,08
Velocidad (h)	V (h)	1,53

Tabla XXVIII Propiedades hidráulicas del canal de tierra

Con las dimensiones propuestas, el caudal es un poco mayor al requerido, lo que es tomado en cuenta al asignarle el borde libre a la sección, la velocidad en el canal de tierra debe ser mucho menor a la que exista en el canal de hormigón puesto que este es más vulnerable a la erosión, la sección cumple con la velocidad admisible de 1.83 m/s.

5.2.6 Embalse

En la época de verano, cuando el caudal del río Pula sea de aproximadamente $58 \text{ m}^3/\text{s}$, las compuertas estarán cerradas para elevar el nivel del agua del río y que esta sea aprovechada por los habitantes. Se formará entonces un embalse en el lugar por el cual antes fluía el río, el cual ira aumentando su nivel de agua hasta que las compuertas se abran y permitan vaciar todo su contenido. El área superficial del embalse es de 19873 m^2 .

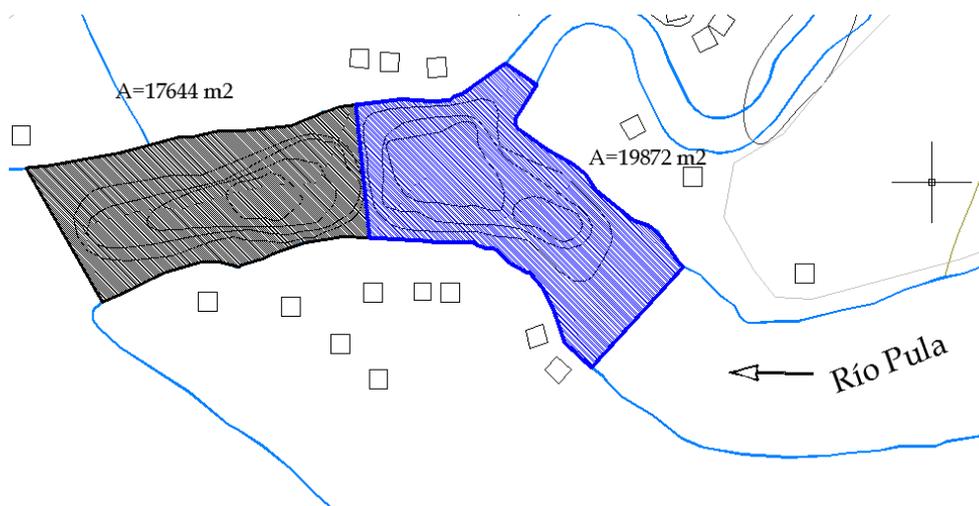


Fig. 42 Área superficial de embalse

5.2.7 Dimensiones finales.

Luego de haber calculado los diferentes perfiles, se resumen las dimensiones finales en las siguientes figuras.

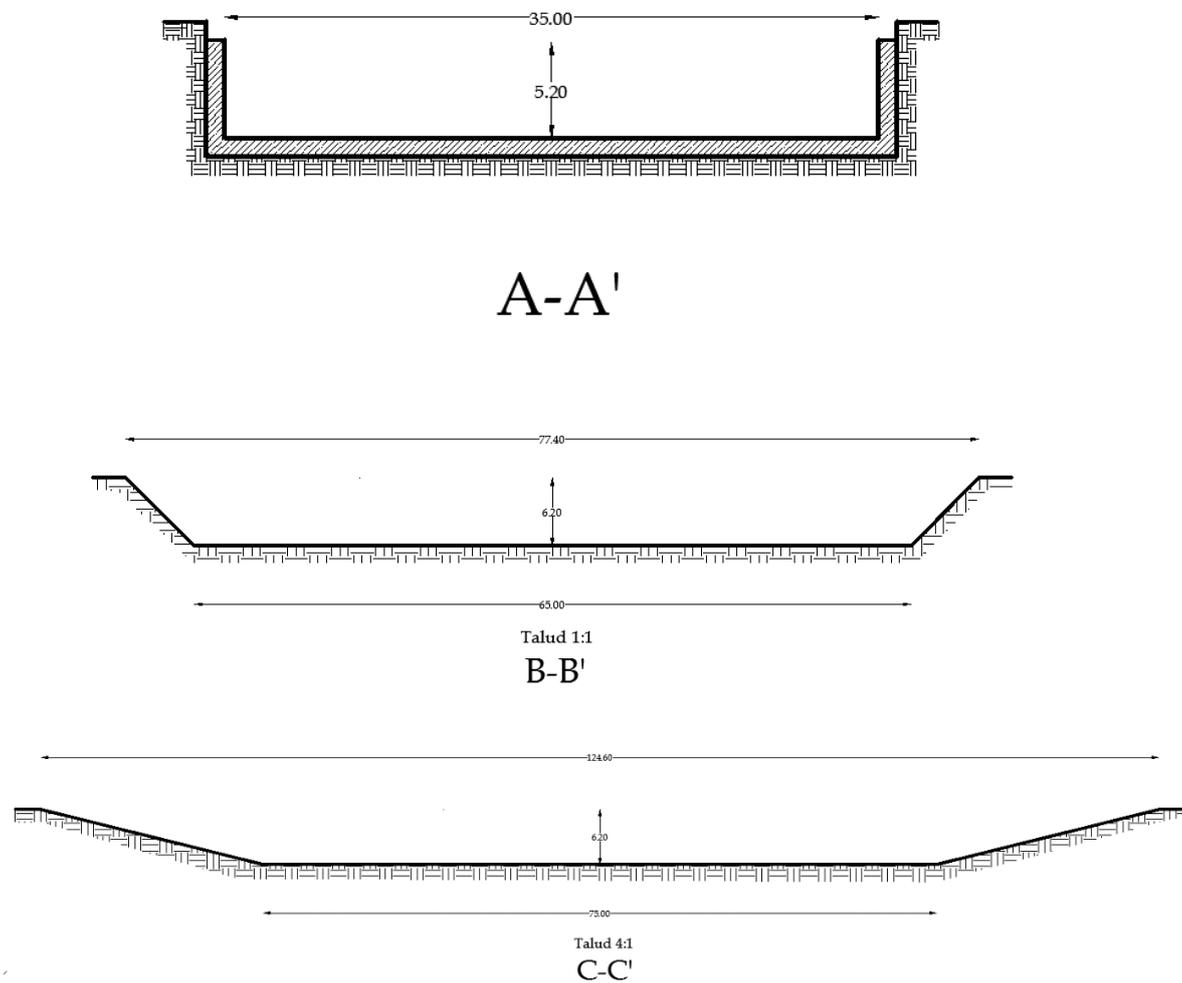


Fig. 43 Dimensiones de diseño

5.3 Diseño de superestructura

La estructura de retención y regulación de agua, ira colocada en la mitad del canal. Deberá ajustarse a la forma rectangular del canal de hormigón. Los muros deben ser lo suficientemente gruesos como para resistir la fuerza de

empuje del agua. Se le ha asignado a los muros perimetrales un ancho de 2 metros, ligeramente mayor a los muros intermedios de 1.5 metros de ancho. Las dimensiones de estos muros serán de 14 metros de alto por 15 metros de largo.

La estructura tendrá una altura mayor al canal, para permitir el mantenimiento y protección de los mecanismos.

5.3.1 Compuerta radial tipo Tainter

La compuerta consta de 4 partes:

- 1) Pantalla: Láminas de Acero ASTM 36 reforzadas con vigas.
- 2) Brazos: Armaduras de acero que sirven de sostén a la pantalla.
- 3) Partes fijas: Es el anclaje de la compuerta, donde se empotra un mecanismo el cual tirará de la compuerta.
- 4) Accionamiento: Conformado por un mecanismo hidráulico anclado a los brazos de la compuerta y a las partes fijas el cual permite el movimiento de apertura y cierre de la compuerta.

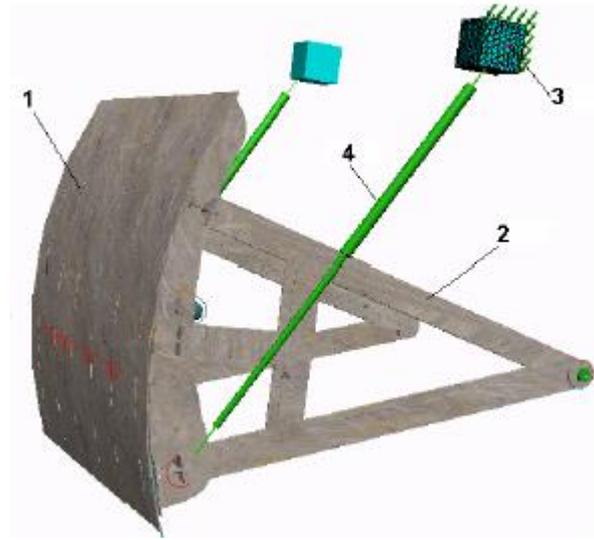


Fig. 44 Compuerta tipo Tainter

La compuerta debe ser lo suficientemente grande como para que al momento de abrirse, deje pasar por debajo todo el caudal de agua de la avenida máxima, las partes fijas correspondientes a los anclajes deben estar colocados sobre el nivel de agua para evitar la oxidación de los mismos. Debe ser también lo suficientemente fuertes como para resistir el empuje del agua conforme se vaya incrementando el nivel del embalse.

Como se había estimado, el nivel de agua máximo al que puede llegar el agua es de 4.2 metros cuando suceda la avenida máxima, y se estima 1 metro de altura extra por seguridad, por lo tanto la compuerta debe ser más alta que 5.2 metros. Las compuertas medirán entonces 8 metros de alto, asignando 2.8 metros extra para que los mecanismos puedan levantarla cuando se necesite. Cuando el agua sea embalsada, se abrirán las compuertas cuando

el agua alcance los mismos niveles, así evitamos que la compuerta quede sumergida por el agua. Para que esto se dé la distancia desde la fibra más externa de la placa de la compuerta hasta el mecanismo de anclaje debe medir a 6.10 metros. El diseño de los materiales, espesor de placas, perfiles metálicos, mecanismos de rotación y elevación, etc., son determinados por un ingeniero mecánico y no corresponden a este proyecto.

Las medidas del muro que sostendrán los anclajes de la compuerta, son determinados en base a la geometría requerida, teniéndose que miden 13.50 x 15 metros.

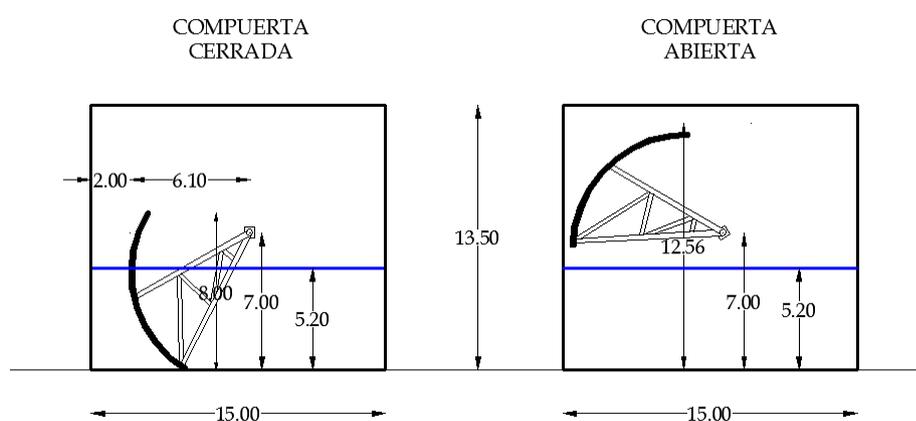


Fig. 45 Alzado de compuerta

La cantidad y dimensiones horizontales de las compuertas y estructura se hallaran en base a la geometría del canal. Debido a que el ancho de nuestro canal es de 35 metros se necesitan 5 compuertas de 5 metros de ancho. Sobre los muros irán colocados los mecanismos que serán los encargados

de abrir y cerrar la compuerta cuando se requiera. En la figura 46 se pueden ver las dimensiones de la compuerta.

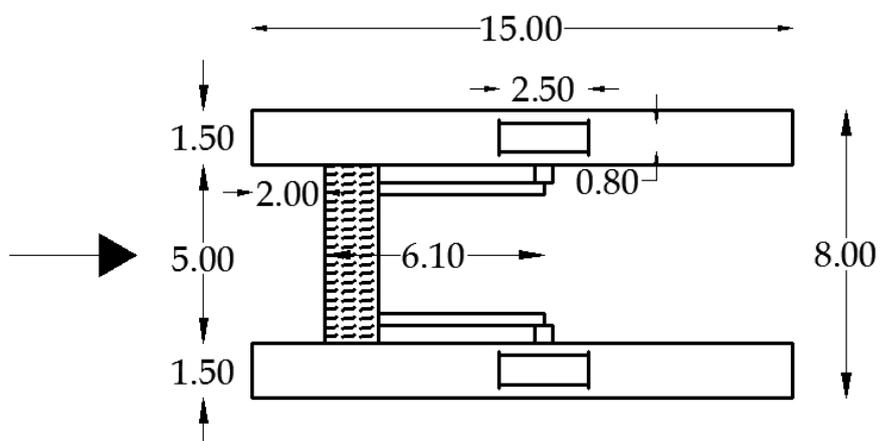


Fig. 46 Vista en planta compuerta

A continuación se enlistan una serie de especificaciones técnicas de la compuerta.

NAME		m.s.n.m.
NAMO	_____	m.s.n.m.
NAMINO	_____	m.s.n.m.
Número de compuertas radiales requeridas	5 (CINCO)	
Mecanismo para izaje de las compuertas	Servomotor	
Sellos de neopreno	Si	
Altura de vano (del umbral a la plataforma de operación)	8.00	M
Ancho del vano	5.00	M
Elevación del umbral	12.00	m

Elevación del labio superior (LSC), compuerta cerrada	8.00	m.s.n.m.
Elevación del labio inferior (LIC), compuerta abierta	12.56	m.s.n.m.
Radio de la compuerta	6.10	M
Altura vertical de la compuerta	8.00	M
Elevación del eje de rotación	7.00	m.s.n.m.
Elevación del eje del pivote del servomotor	13.50	m.s.n.m.
Elevación del puente de maniobras	13.50	m.s.n.m.
Carrera vertical del labio inferior de la compuerta (apertura máxima)	8.50	M
Tiempo de apertura completa de la compuerta, (aproximado)	14	Min
Tiempo de cierre completo de la compuerta, (aproximado)	14	Min
Fugas admitidas por los sellos	0,03	dm ³ /s
Fugas admitidas por los sellos (concentrada)	0,2	dm ³ /s
Carga hidráulica máxima sobre la compuerta	7.00	M
Masa aproximada por compuerta	8.00	T
Masa aproximada de la compuerta	48.00	T
Carga de diseño sobre los pasillos		N

5.3.2 Estimación de cargas

CARGA MUERTA						
ELEMENTO	LARGO	ANCHO	PROFUNDIDAD	PESO ESPECIFICO	CANTIDAD	PESO (Ton)
PASARELAS PARA MANTENIMIENTO	50.00	1.00		0.25 Ton/m ²	1.00	12.50
PASAMANOS PARA MANTENIMIENTO	100.00	1.00		0.05 Ton/m	1.00	5.00
MUROS DE HORMIGON INTERIORES	15.00	1.50	13.50	2.40 Ton/m ³	4.00	2916.00
MUROS DE HORMIGON EXTERIORES	15.00	2.00	13.50	2.40 Ton/m ³	2.00	1944.00
PESO DE COMPUERTAS				8.00 Ton	5.00	40.00
TOTAL						4917.50 Ton

Tabla XXIX Estimación de carga muerta

La carga a estimar es el peso que ejerce la columna de agua cuando esta llegue a su nivel máximo correspondiente a la carga viva y la estructura de hormigón junto con las compuertas las cuales serían la carga muerta. Se ha incluido en el cálculo también las estructuras de mantenimiento que constan de una pasarela y pasamanos. El cálculo para las cargas se muestra en la siguiente tabla.

Se utiliza la tabla XXX para el cálculo del peso de la pasarela y pasamanos que se ubicaran a lo largo de la superestructura para realizar mantenimiento:

Pasarelas	0.25 Ton/m ²
Pasamanos	0.05 Ton/m ²

Tabla XXX Cargas verticales de pasarelas y pasamanos

FUENTE: Tomada de la Norma NBR 8883-4.4.3.2

La carga viva PL es el peso del agua que pasará por la losa, está calculada como se indica a continuación.

$$P_L = \rho * g * h = 1000 * 9.8 * 5.20$$

Donde h es el nivel máxima del agua.

$$P_L = 61740.00 \text{ kg} = 61.74 \text{ ton}$$

5.3.3 Calculo de las cargas por metro lineal (ton/ml)

En el capítulo anterior se obtuvo las cargas que van a actuar en la losa de cimentación, en la siguiente tabla se muestra las cargas muertas y vivas en toneladas.

CARGAS	
CARGAS MUERTAS	4917.50 Ton
CARGAS VIVAS	61.74 Ton

Tabla XXXI Cargas muertas y vivas

La carga muerta representa toda la superestructura, tales como las pasarelas, los muros de hormigón y las compuertas y este da un valor de 4917.50 ton y la carga viva está dado por el peso del agua que va transitar a lo largo de la presa en el momento máximo del embalse o cuando el caudal sea el máximo. Como tenemos las cargas puntuales (ton), estas se deben a pasar a cargas por metro lineal (ton/m).

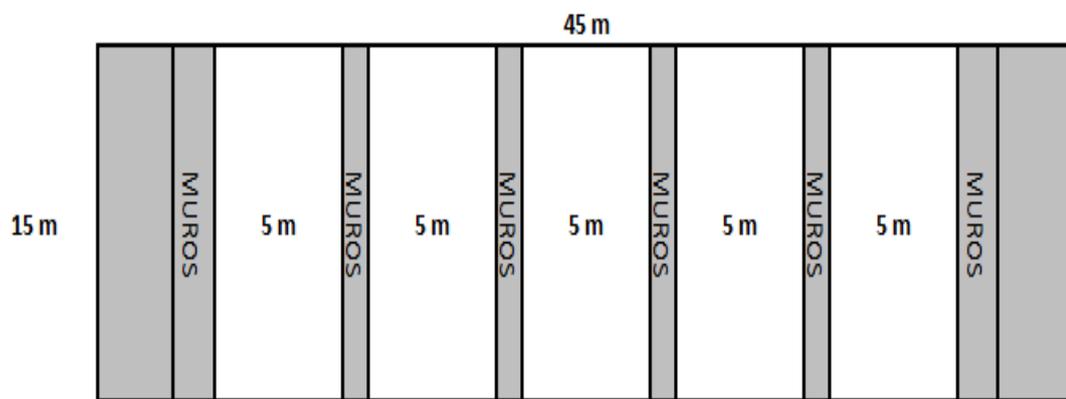


Fig. 47 Vista en planta estructura

Para calcular la carga por metro lineal a lo largo de la sección más pequeña de la losa de cimentación $L = 15$ m, primero la carga puntual se divide para el área de la sección en donde va a actuar esta fuerza y por último se multiplica por los 15 metros para obtener esta carga, para el caso de la carga viva que es la del agua, el peso del agua se divide por el área de la cámara por donde esta va a transitar cuyas dimensiones son de (5.00x15.00) y por último de los

multiplica por los 15 metros. En la tabla XXXII muestran el cálculo tanto de la carga viva como la carga muerta.

DESCRIPCION	CARGA	AREA	TON/m ²	L	TON/M
CARGA MUERTA	4917.50 Ton	675	7.29	15.00	109.35
CARGA VIVA	61.74 Ton	75	0.82	15.00	12.30

Tabla XXXII Cargas muertas y cargas vivas por metro lineal

5.3.4 Determinación de la carga admisible del suelo

Se va a calcular la carga admisible última que va a soportar con un factor de seguridad FS = 2, para ello tomamos los valores de SPT (Standard Penetration Test) o ensayo de penetración estándar, para calcular la carga admisible se usaremos La ecuación de Terzaghi, se recomienda para suelos cohesivos donde $D_f/B \leq 1$ o para un valor estimado rápido de la capacidad de carga última (q_u) para comparar con otros métodos.

La capacidad de carga admisible por medio del SPT se determina por medio de las siguientes ecuaciones:

$$q_{adm} = \frac{N_{cor}}{F_1} \cdot K_d, B \leq F_4$$

$$q_{adm} = \frac{N_{cor}}{F_2} \cdot \left(\frac{B + F_3}{B} \right)^2 \cdot K_d, B > F_4$$

Donde:

N_{cor} = valor de penetración estándar corregido

q_{adm} = capacidad de carga admisible para un asentamiento de una pulgada = 25 mm, kPa o ksf en función de las unidades con las que se desee trabajar.

B en metros o pies dependiendo del sistema en el que se elijan los factores F (tabla 32)

$$K_d = 1 + 0.33 \cdot \frac{D_f}{B} \leq 1.33 \text{ (Sugerido por Meyerhof (1965))}$$

Factor	N_{55}		N'_{70}	
	SI	F_{ps}	SI	F_{ps}
F_1	0.05	2.5	0.04	2.0
F_2	0.08	4	0.06	3.2
F_3	0.30	1	Igual	Igual
F_4	1.20	4	Igual	Igual

Fuente: Bowles, Joseph E.; Foundation analysis and design.

Tabla XXXIII Factores "F" para SPT

Donde:

SI = valores de los factores F para sistema de internacional de medidas, trabajar con metros

F_{ps} = valores de los factores F para obtener resultados en sistema inglés (libras, pies, segundos).

Primero procedemos a calcular la presión efectiva acumulada

$$p_i = \sigma'_v = \gamma \cdot h_i$$

$$\sigma'_{v2} = \sigma'_{v1} + \gamma \cdot h_2$$

Luego se determina el factor de corrección para el número de penetración estándar:

$$F_c = \sqrt{\frac{1}{\sigma'_v}}$$

De ahí corregir el factor Ncampo:

$$N_{cor} = N_{campo} \times F_c$$

Donde:

Fc = factor de corrección

Si al efectuar la corrección algunos valores resultan mayores a quince se efectúa el siguiente procedimiento:

$$N' = 15 + 0.5 \cdot (N - 15)$$

Donde:

N = número de penetración estándar obtenido en campo y que resulte mayor a 15 en la corrección por presión intergranular.

De ahí se calcula el promedio N, este se puede ver en la siguiente tabla.

CAPAS	SPT	PESO ESPECIFICO (T/M3)	PRESION EFECTIVA ACUMULADA ton/m2	PRESION EFECTIVA ton/pie2	FACTOR DE CORRECCION	N _{cor}	N'
0.6	0.00	1.45	0.870	0.081	3.514	0.00	0.00
1.8	0.00	1.47	2.634	0.245	2.020	0.00	0.00
4.5	6.00	1.51	6.711	0.624	1.266	8.00	6.00
5.4	7.00	1.66	8.205	0.763	1.145	9.00	7.00
7.8	7.00	1.48	11.757	1.093	0.957	7.00	7.00
10.2	11.00	1.50	15.357	1.427	0.837	10.00	11.00
14.5	16.00	1.51	21.850	2.031	0.702	12.00	16.00
15.5	20.00	1.68	23.530	2.187	0.676	14.00	20.00
17.4	19.00	1.52	26.418	2.456	0.638	13.00	19.00
19	24.00	1.52	28.850	2.682	0.611	15.00	24.00
20.5	30.00	1.53	31.145	2.895	0.588	18.00	22.50
22.8	42.00	1.75	35.170	3.269	0.553	24.00	28.50
						N'promedio	13.42

Tabla XXXIV Cálculo de N corregido

Se va a pre dimensionar una losa con un ancho $B = 45.00$ m y una longitud $L = 15$ m y un espesor de 1 metro, este valor va a ser el mismo que la longitud de desplante D_f ya que la losa va a estar a nivel de terreno natural.

Con el valor de $D_f = 1$ m y $B = 45$ m se procede a calcular K_d .

$$K_d = 1 + 0.33 * \frac{D_f}{B} = 1 + 0.33 * \frac{1.00 \text{ m}}{45.00 \text{ m}} = 1.007 < 1.33$$

$$B = 45.00 \text{ m} > F_4 = 1.20$$

Utilizar N'70 para encontrar la capacidad de carga admisible.

$$q_{adm} = \frac{N_{cor}}{F_2} \cdot \left(\frac{B + F_3}{B} \right)^2 \cdot K_d, B > F_4$$

$$q_{adm} = \frac{13.42}{0.06} \left(\frac{45.00 + 0.30}{45.00} \right)^2 * 1.007 = 227.60 \text{ Kpa} = 23.22 \text{ ton/m}^2$$

Y de ahí se calcula la carga admisible última;

$$q_{ultimo} = \frac{q_{adm}}{FS} = \frac{23.22}{2} = 11.61 \text{ ton/m}^2$$

La losa de cimentación tiene medidas de 45.00x15.00 (m), esta soportará las 5 compuertas con dimensiones de 5 metros de largo y 8 metros de altura, las compuertas estarán apoyadas sobre unos muros de hormigón.

5.3.5 Cálculo de la capacidad última y admisible del pilote

Es importante tener este dato ya que la losa de cimentación estará apoyada por pilotes para así poder alivianar lo que esta losa, y el espesor sería de gran tamaño. Y por ende también se economizaría el proyecto

Los datos estimados son:

Longitud del pilote = 20 m (L)

Sección del pilote = 50cm (B*H)

“Nota.- el pilote se encuentra prolongado sobre el estrato del suelo compacto para el cual $\gamma = 1750 \text{ kg/m}^3$ y $\Phi' = 39$ que es un valor estimado para suelos arenosos densos; los valores de N se han ingresado, del libro de Roy Whitlow para la obtención de este ángulo. En función de numero de golpes.” N = 42 de la última capa a la línea 1

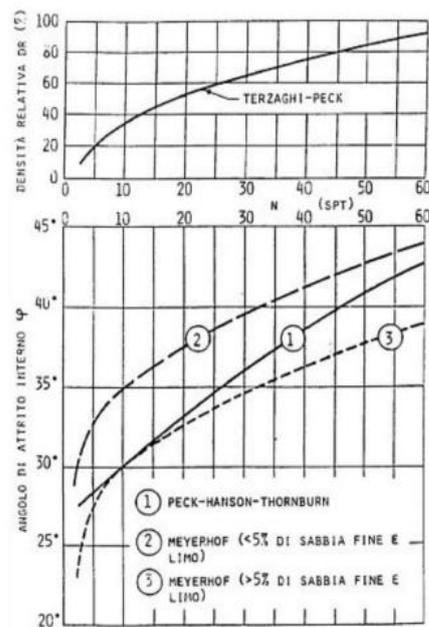


Fig. 48 Tablas de Meyerhof

FUENTE: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica Braja M. Das

Utilizando el Método de Meyerhof y Janbu para determinar la capacidad de carga por punta Q_p y Q_s , se tiene.

a) **Meyerhof.**

Con la siguiente ecuación obtenemos el valor de la carga por punta de pilote.

$$Q_p = A_p L_y N_q^*$$

Utilizamos la siguiente figura

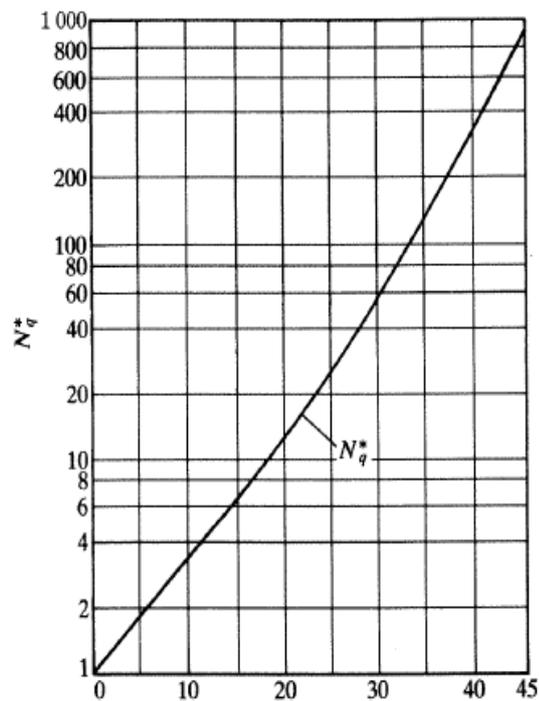


Fig. 49 Variación de N_q^* con el ángulo de fricción del suelo ϕ'
 FUENTE: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica Braja M. Das

Para $\phi' = 39$, $N_q^* = 290$

$$Q_p = 0.50 * 0.50(20 * 1750 * 290)$$

$$Q_p = 2537.50 \text{ ton}$$

MEYERHOF		
γ (kg/m ³)	1750	kg/m ³
L(m)	20	M
ϕ'	39	°
Nq*	290	
Ap	0.250	m ²
Qp	2537500	Kg.
Qp(ton)	2537.5	Ton

Tabla XXXV Carga por método de Meyerhof

b) Janbu (Arenas)

Con la siguiente ecuación obtenemos el valor de la carga por punta de pilote.

$$Q_p = A_p L \gamma N_q *$$

En la figura 2 se muestra la variación del factor de carga N*q con el ángulo de fricción y el ángulo de falla.

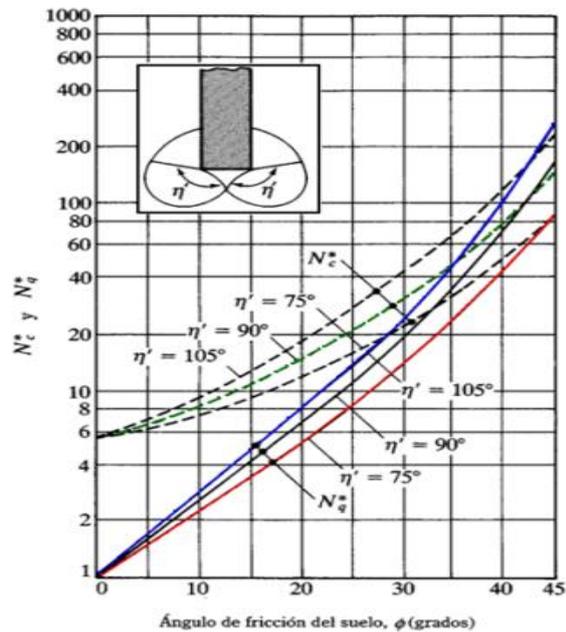


Fig. 50 Variación del factor de carga N^*q con el ángulo de fricción y el ángulo de falla

FUENTE: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica Braja M. Das

El ángulo de falla de 60 grados en arcillas blandas a cerca de 105 grados en suelos arenosos densos. Para uso práctico se recomienda que le ángulo de falla varié entre 60 y 90 grados.

Utilizando la tabla 2 tenemos:

$$\text{Para } c' = 0 \quad \phi' = 39^\circ, \quad \eta' = 90^\circ, \quad N_q^* = 65.00$$

$$Q_p = 0.50 * 0.50(20 * 1750 * 65)$$

$$Q_p = 568.75 \text{ ton}$$

JANBU		
γ (kg/m ³)	1750	kg/m ³
L(m)	20	M
ϕ'	39	°
Nq*	65	
A _p	0.250	m ²
Q _p	568750	Kg.
Q _p (ton)	568.75	Ton

Tabla XXXVI Carga por método de Janbu

Por razones de seguridad tomamos la menor ya que es la más desfavorable.

Entonces:

$$Q_p = 568.75 \text{ ton}$$

Para el cálculo de la carga por fricción, se elegirá el sondeo donde se obtengan las capacidades de los estratos del suelo más desfavorables.

Mediante la siguiente ecuación la capacidad de fricción unitaria de cada estrato que forma el perfil estratigráfico del subsuelo donde se realizó el sondeo es:

$$Q_s = 0.02 N_{spt} L P$$

Nspt= Numero de golpes del ensayo de penetración estándar (pilote rectangular).

$$P = 4B = \text{Perimetro del pilote}$$

Debido a que el pilote atraviesa varios estratos, la carga admisible es la suma de las contribuciones de los diferentes estratos encontrados en el sondeo.

$$Q_s = \sum Q_s$$

ESTRATO	SUELO	PESO ESPECIFICO (kg/cm ³)	NSPT	ESPESOR (m)	PERIMETRO (cm)	ESPESOR (cm)	Qs (kg)
1	CH	1.450	0.00	0.6	200.00	60	0
2	CH	1.470	0.00	1.2	200.00	120	0
3	ML-CH	1.510	6.00	2.7	200.00	270	6480
4	CL	1.660	7.00	0.9	200.00	90	2520
5	CH	1.480	7.00	2.4	200.00	240	6720
6	CH	1.500	11.00	2.4	200.00	240	10560
7	OH-CH	1.510	16.00	4.3	200.00	430	27520
8	CL	1.680	20.00	1	200.00	100	8000
9	OH-CH	1.520	19.00	1.9	200.00	190	14440
10	CH	1.520	24.00	1.6	200.00	160	15360
11	CH	1.530	22.50	1.5	200.00	150	13500
12	CL	1.750	28.50	2.3	200.00	230	26220
						2280	131320.0

Tabla XXXVII Carga admisible

$$Q_s = \sum Q_s$$

$$Q_s = 131.32 \text{ ton}$$

Entonces la capacidad de carga última del pilote según el método estático es:

$$Q_U = Q_P + Q_S$$

$$Q_U = 568.75 + 131.32$$

$$Q_U = 700.07 \text{ ton}$$

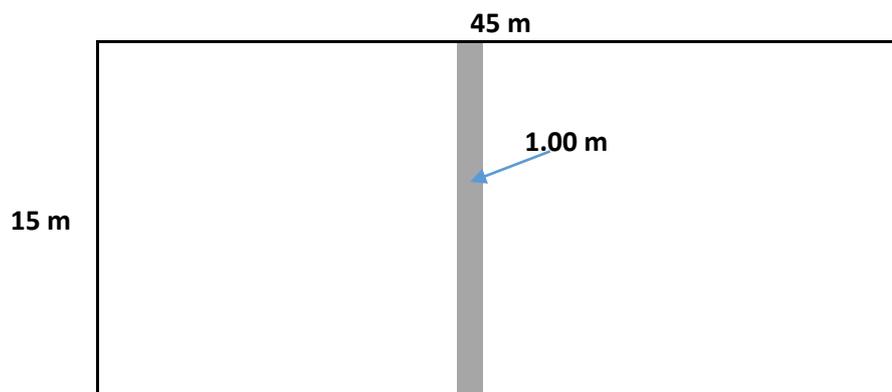
Obtenida la capacidad de carga última del pilote procedemos a obtener la capacidad de trabajo o admisible del mismo:

$$Q_{adm} = \frac{Q_U}{FS}$$

Capacidad Estática $Q_{adm} = \frac{700.07}{3} = 233.36 \text{ ton}$ POR PILOTE

Capacidad Dinámica $Q_{adm} = \frac{700.07}{2} = 350.035 \text{ ton}$ POR PILOTE

Para poder calcular la carga en ton/m^2 se asume que toda la carga neta soportara un área de 15 m^2 , esto quiere decir que en una franja de 1 de ancho x 15 metros largo, por lo que da una carga de $5.19 \text{ Ton}/\text{m}^2$



5.3.6 Diseño de losa de cimentación

CARGAS	
CARGA MUERTA	109.35 Ton/m
CARGA VIVA	12.30 Ton/m
qa del suelo	23.22 Ton/m ²
q pilote	5.19 Ton/m ²
f'c HORMIGON	350.00 Kg/cm ²
Fy ACERO	4200.00 Kg/cm ²
$\gamma_{Hormigon}$	2.40 Ton/m ³
a (ancho del muro)	1.50 m
Df = H ZAPATA	CALCULAR

Tabla XXXVIII Resumen de cargas

La carga admisible última del suelo q_R en este caso es la suma de la carga propia del suelo más la carga pilote ya que estas dos cargas van a hacer un empuje hacia arriba para soportar toda la superestructura.

$$q_R = q_a + q_{Pilote}$$

$$q_R = 23.22 + 5.19 = \mathbf{28.41 \text{ Ton/m}^2}$$

El análisis se basa en una banda de 1 m de ancho de la cimentación del muro.

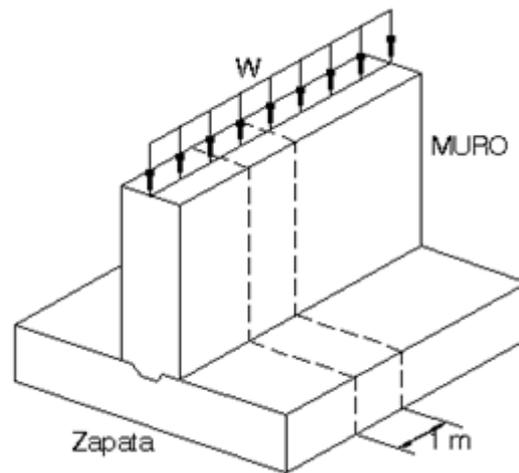


Fig. 51 Esquema de cálculo para losa de cimentación

Se calcula la presión neta en la base de la zapata:

$$\gamma = 2.4 \text{ ton/m}^3$$

$$q_n = q_R - \gamma_{Hor} * 1$$

$$q_n = 28.41 \text{ ton/m}^2 - (1 \text{ m} * 2.4 \text{ ton/m}^3) = 26.01 \text{ ton/m}^2$$

El ancho de la zapata es,

$$B = \frac{D+L}{q_n} = \frac{109.35 + 12.30}{26.01} = 4.68 \text{ m. Usamos } \mathbf{B = 5.00 \text{ m.}}$$

Luego se calcula la Presión producida por las cargas factorizadas:

$$q_u = \frac{W_u}{A_f} = \frac{1.4 \times 109.35 + 1.7 \times 12.30}{5.00 \times 1.00} = 34.80 \text{ Ton/m}^2$$

Se Verifica la cortante a la distancia d fuera de la cara del muro. Se asume un espesor de zapata de h= 1000 mm. Dejando un recubrimiento del refuerzo

de 75 mm en la parte inferior de la zapata más 25 mm para el diámetro de la varilla, se tiene:

$$d = 1000 - 100 = 900 \text{ mm}$$

La cortante en una sección vertical a la distancia d de la cara del muro se la calcula de la siguiente ecuación:

$$V_u = q_u \left(\frac{b - a}{2} - d \right)$$

Donde a es igual al ancho de muro 1.5m

$$V_u = 34.80 \left[\frac{1}{2} (5.00 - 1.5) - 0.90 \right] = 29.58 \text{ Ton/m}$$

La capacidad resistente del concreto

$$\phi V_c = 0.75 \left(\frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \right) b_w d$$

$$\phi V_c = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{35} \times 1000 \times 900 / 1000 = 665.59 \text{ KN} = 66.56 \text{ Ton/m}$$

Ya que la resistencia a cortante ϕV_c es mayor que V_u , el peralte de la zapata es la ideal y no es necesario revisar los cálculos.

Con la siguiente ecuación se determina el momento flector máximo en zapatas bajo muro de concretos:

$$M_u = \frac{1}{8} q_u (b - a)^2$$

$$M_u = \frac{1}{8} 34.80 (5.00 - 1.50)^2 = 53.29 \text{ Ton-m}$$

El área de acero requerido por momento. Se lo obtiene de la siguiente ecuación.

$$A_s = \frac{0.85 f'_c b d}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{0.85 \phi f'_c b d^2}} \right]$$

Donde b = una banda de 1 m de ancho de la cimentación del muro.

$$A_s = \frac{0.85 * 350 * 100 * 90}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 5328750}{0.85 * 0.90 * 350 * 100 * 90^2}} \right]$$

$$A_s = 15.86 \text{ cm}^2$$

La cuantía mínima de armado a flexión es:

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{14}{F_y} = \frac{14}{4200} = 0.003333$$

La sección mínima de armado para 100 cm de ancho es:

$$A_{s\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} \cdot b \cdot d = (0.003333) (100 \text{ cm}) (90 \text{ cm})$$

$$A_{s\text{mín}} = 29.99 \text{ cm}^2$$

Para el refuerzo transversal a lo largo de la sección menor de la losa de cimentación, por metro se colocara 4 varillas de 32 mm (área = 8.042 cm x varilla) lo que da un área de 32.17 cm^2 ,

ACI Sección 12.3 “Longitud de desarrollo de varillas corrugadas”, subsección 12.3.2 “La longitud de desarrollo básica debe ser $(0.075 db f'_y) / \sqrt{f'_c}$. Además no debe ser menor de 20 cms.

$$Lbd = \frac{0,075 * db * f'_y}{\sqrt{f'_c}}$$

$$Lbd = \frac{0.075 * 3.20 * 4200}{\sqrt{350}}$$

$$53.88 > 20 \text{ cm}$$

$$Lbd = 20db$$

$$Lbd = 20 * 32 \text{ mm} = 640 \text{ mm o } 64 \text{ cm}$$

Trabajamos con la mayor que es de 64 o 65 cm.

Refuerzo longitudinal. El refuerzo por contracción y temperatura debe ser

$$A_{s,\min} = 0,0018b_w \cdot h$$

$$A_{s,\min} = 0,0018 \times 100 \times 100 = 18.00 \text{ cm}^2$$

Para el refuerzo longitudinal a lo largo de la sección mayor de la losa de cimentación, por metro se colocara 9 varillas de 16 mm (área = 2.01 cm^2 x varilla) lo que da un área de 18.09 cm^2 .

Entonces se calcula la longitud de desarrollo con la ecuación usada anteriormente:

$$Lbd = \frac{0,075 * db * f'_y}{\sqrt{f'_c}}$$

$$Lbd = \frac{0.075 * 1.60 * 4200}{\sqrt{350}}$$

$$26.95 > \mathbf{20 \text{ cm}}$$

$$\mathbf{Lbd = 20db}$$

$$\mathbf{Lbd = 20 * 16 \text{ mm} = 320 \text{ mm o } 32 \text{ cm}}$$

Trabajamos con la mayor que es de 35 cm.

Cabe mencionar que todos los cálculos hechos fueron por m^2 cuadrado de zapata, y esta cuantía de acero calculada así como las longitudes de desarrollo se usara para toda la losa de cimentación, en el anexo se puede apreciar el armado del hierro y la cuantía de acero de toda la losa.

5.3.7 Pre Diseño de pilotes

Se va a construir pilotes reforzados prefabricados e hincados con sección cuadrada de dimensiones 0.50x0.50 m y una longitud de 20 metros.

Cabe recalcar los pilotes de concreto no toleran condiciones difíciles de hincado como los de acero, y tienen una mayor probabilidad de dañarse. Sin embargo, los pilotes de concreto son muy populares porque son más baratos que los pilotes de acero y su capacidad de carga es importante.

De forma general, para el cálculo de los pilotes, no se considerará el efecto grupo para una separación entre ejes de pilotes igual o mayor a 3 diámetros. A partir de grupos de 4 pilotes se debe considerar que la proximidad entre los pilotes se traduce en una interacción entre ellos, de tal forma que si el grupo tiene n pilotes, y la carga admisible del pilote aislado es Q_{adm} , la carga que produce el hundimiento del grupo, en general, no suele ser igual a $n \cdot Q_{adm}$, entonces por esta razón se aplica a este valor un coeficiente de eficiencia η , que se define como el cociente de:

$$\eta = \frac{\text{Capacidad portante del grupo de pilotes}}{n \cdot \text{Capacidad admisible del pilote aislado}} = \frac{Q_g}{n \cdot Q_{adm}}$$

Donde n es el número de pilotes.

Según Ángel Muelas Rodríguez en su manual de mecánica de suelo y cimentaciones propone las siguientes consideraciones para estimar el valor de la eficiencia en función de la separación entre pilotes.

- Para separaciones entre ejes $> 3D$, =1
- Para separaciones entre ejes = 1 D, = 0,7.
- Para separaciones entre 1 D y 3 D se interpolará linealmente entre 0,7 y 1.
- Para pilotes hincados en arenas densas o muy densas se podrá adoptar un coeficiente de eficiencia igual a 1. Con justificación se podrá aumentarse este valor, por la posible compactación que se pueda producir, sin que en ningún caso pueda ser superior a 1,3.

SEPARACION ENTRE PILOTES = # DE VECES EL DIAMETRO	DIAMETRO (m)	# DE VECES DE DIAMETRO	COEFICIENTE DE EFICIENCIA
2.50	0.50	1.25	0.74
3.00	0.50	1.50	0.78
5.00	0.50	2.50	0.92
	VALOR INTERPOLADO	2.00	0.85

Tabla XXXIX Coeficiente de eficiencia

Para proceder a calcular el número de pilotes se tiene que calcular toda la carga que intervienen en la superestructura, esto es la carga muerta

(pasamanos, pasarelas, muros, peso de la compuerta y peso de la losa de cimentación) y la carga viva (agua), se resume en la tabla XL.

CARGA MUERTA Y VIVA						
ELEMENTO	LARGO	ANCHO	PROFUNDIDAD	PESO ESPECIFICO	CANTIDAD	PESO (Ton)
PASARELAS PARA MANTENIMIENTO	50.00	1.00		0.25 Ton/m ²	1.00	12.50
PASAMANOS PARA MANTENIMIENTO	100.00	1.00		0.05 Ton/m	1.00	5.00
MUROS DE HORMIGON INTERIORES	15.00	1.50	13.50	2.40 Ton/m ³	4.00	2916.00
MUROS DE HORMIGON EXTERIORES	15.00	2.00	13.50	2.40 Ton/m ³	2.00	1944.00
PESO DE COMPUERTAS				8.00 Ton	5.00	40.00
LOSA DE CIMENTACION	45.00	15.00	1.00	2.40 Ton/m ³	1.00	1620.00
CARGA VIVA(AGUA)						61.74
TOTAL						6599.24 Ton

Tabla XL Carga total de la estructura

Capacidad Admisible del Pilote Aislado calculada anteriormente

$$Q_{adm} = \frac{700.07}{3} = 233.36 \text{ ton POR PILOTE}$$

$$0.85 = \frac{6599.24}{n * 233.36} = 33.26 = \text{ **TOMAMOS 36 PILOTES** }$$

Entonces para este caso se colocaran 3 filas de 12 pilotes cada una y una separación desde el centro del pilote al borde de la zapata de 1.00 m a la cara del pilote, por cada lado.



Fig. 52 Esquema de repartición de pilotes

Dimensión	Calculado	Observación
Lgt.Pilote	20 m	Criterio
Sección	0.25 m ²	Cálculo
Ancho	0.50 m	Criterio
Largo	0.50 m	Criterio
Punta		
b	0.25 m	Dato
h	0.50 m	Dato

Resistencia del Concreto F'_c	350	kg/cm ²	Dato
Fluencia del Acero F_y	4200	kg/cm ²	Dato
Refuerzo de Acero As		--	Calcular
Área Bruta del concreto A_g	2500	cm ²	Dato
Columnas con estribos) ACI	0,70		Dato
Capacidad Dinámica de Carga	350035.00	Kg	Dato

Tabla XLI Datos para el cálculo del refuerzo de pilotes

El cálculo del acero de refuerzo mínimo de cada pilote, será determinado por los siguientes métodos:

- a) **Método empírico**, basado en la práctica realizada en nuestro país por algunos diseñadores estructurales para la construcción de pilotes

$$A_s = \frac{Q_{adm} - 0.60 * A_p * f'_c}{\phi * f'_y}$$

$$A_s = \frac{3500035 - 0.60 * 2500 * 350}{0.70 * 4200}$$

$$A_s = -59.51 \text{ cm}^2$$

Como el valor de A_s es negativo, se tomará como porcentaje mínimo de acero: 0.01 (ACI 318R-2002: sección 10.9.1 “El área del acero de refuerzo longitudinal para elementos no compuestos sujetos a compresión, no debe ser menor de 0.01, ni mayor que 0.8 veces el área total de la sección”), entonces tenemos:

$$A_s = 0.01(2500 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 25 \text{ cm}^2$$

Con el valor de $A_s = 25 \text{ cm}^2$ se procede a calcular el número de varillas longitudinales en cada pilote

DIAMETRO	AREA	# DE VARILLAS CALCULADA	# DE VARILLAS COLOCADA
20	3.142	7.95672	8

Luego se realiza el cálculo de la longitud de desarrollo que se anclará entre la zapata y el pilote de la siguiente manera:

ACI Sección 12.3 “Longitud de desarrollo de varillas corrugadas”, subsección 12.3.2 “La longitud de desarrollo básica debe ser $(0.075 db f_y) / \sqrt{f'_c}$. Además no debe ser menor de 20 cms.

$$Lbd = \frac{0,075 * db * f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

$$Lbd = \frac{0,075 * 2.00 * 4200}{\sqrt{350}}$$

$$33.6749 > \mathbf{20 \text{ cm}}$$

$$\mathbf{Lbd = 20db}$$

$$\mathbf{Lbd = 20 * 20 \text{ mm} = 400 \text{ mm o } 40 \text{ cm}}$$

Trabajamos con la mayor que es de 40cm.

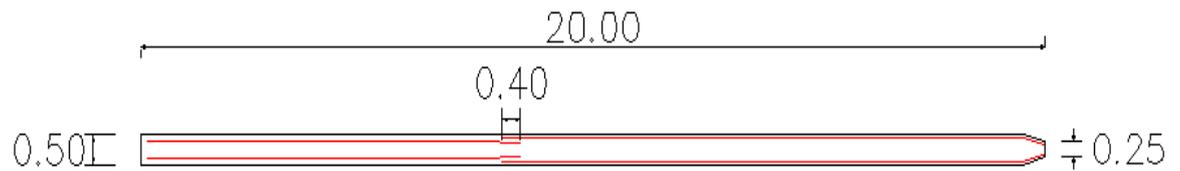


Fig. 53 Detalle de armado del Acero de Refuerzo Longitudinal

Calculo del acero transversal

“Reglamentos para Estudios Geotécnicos en Edificaciones de la Secretaría de Estado de Obras Públicas y Comunicaciones (SEOPC) Santo Domingo, República Dominicana 2006”.

- Para pilotes con diámetro de 0.40m o menos, el alambre no deberá ser menor de 5.6mm.
- Para pilotes con diámetro mayores a 0.40m y menores de 0.50m el alambre no puede ser menor de 6 mm.
- Para pilotes con diámetro de 0.50m y mayores, el alambre no debe ser menor de 6.4mm redondeado o 6.6mm.

De acuerdo a los reglamentos antes mencionados se toma estribos de 10mm.

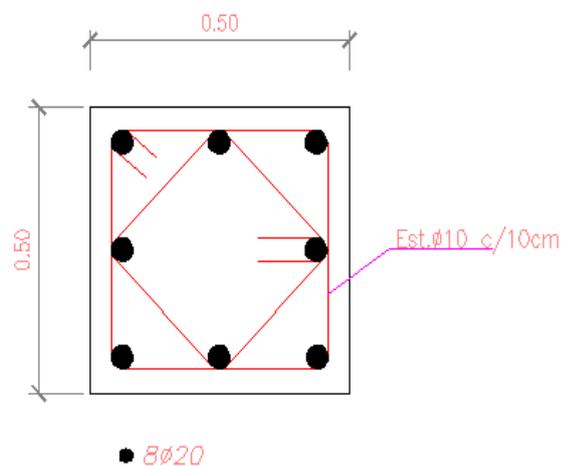
AASHTO 2004 sección 5.13.4.6.2c : Para los pilotes prefabricados de hormigón armado la armadura longitudinal no se debe tomar menos de una cuantía del 1%, se deberá tomar una longitud de confinamiento no menor a

500mm o 1.5 diámetros con la separación de los estribos no mayor de 75 mm, y en el resto usar una separación máxima de 225 mm.

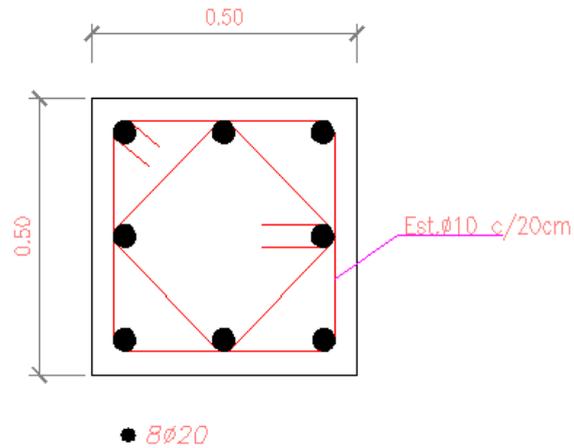
De acuerdo a la norma mencionada se toma las siguientes medidas:

- Longitud de confinamiento $L_{cf} = 1$ m.
- Recubrimiento del pilote de $r = 5$ cm (recomendación AASHTO 2004 tabla 5.12.31)
- La separación de los estribos en la longitud de confinamiento = 10 cm
- Resto del pilote = 20 cm
- La longitud de los empalmes = 55 m.

En las siguientes figuras se presenta esquemas correspondientes al armado de estribos en la sección de cada corte.



(a) Esquema armado de Estribos- Descabezado y punta



(b) Esquema armado de Estribos- Parte media

Fig. 54 Esquema de armado de pilotes

5.4 Presupuesto

Se procedió a calcular el presupuesto de las tres alternativas, la primera que es la presa que se sitúa en el río Pula, la segunda que es el presupuesto de la solución definitiva y por último el costo del dragado del Río Pula desde el Río Banife hasta la desembocadura en el Daule.

DESCRIPCION	Und	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
OBRAS PRELIMINARES				
MOVILIZACION	g/lb	1.00	\$ 1,500.00	\$ 1,500.00
CONSTRUCCION DE CAMPAMENTO	g/lb	1.00	\$ 3,000.00	\$ 3,000.00
CARTEL DE OBRA DE OBRA	u	2.00	\$ 500.00	\$ 1,000.00
TRAZADO Y REPLANTEO TOPOGRAFICO	m2	14000.00	\$ 0.75	\$ 10,500.00
CONSTRUCCION DE CANAL DE DESVIO				
EXCAVACION PARA CANALES DE DESVIO Y EN ATAGUIAS	m3	79495.03	\$ 3.50	\$ 278,232.61
RECONFORMACION DE TALUDES	m2	3592.80	\$ 15.00	\$ 53,892.00
TRANSPORTE: MAT DE MEJORAMIENTO, DE EXCAVACIONES	m3/km	134346.60	\$ 0.45	\$ 60,455.97
CONSTRUCCION ATAGUIAS				
RELLENO DE MATERIAL PRODUCTO DE LA EXCAVACION EN CAPAS DE 15 CMS	m3	26605.09	\$ 5.50	\$ 146,328.00
RECONFORMACION DE TALUDES EN BORDE LIBRE DE ATAGUIAS	m2	3078.45	\$ 15.00	\$ 46,176.75
OBRAS DE LA PRESA				
OBRAS PRELIMINARES				
PILOTES				
HORMIGON F'C = 350 Kg/cm2	M3	360	\$ 350.00	\$ 126,000.00
ACERO DE REFUERZO F'Y=4200 KG/CM2	KG	45004.32	\$ 2.50	\$ 112,510.80
PERFORACION PREVIA CON EXTRACCION DE MATERIAL PARA EL HINCADO DE PILOTES CON DIAMETRO DE 50 CM Y PROFUNDIDAD DE 20 M EN MATERIAL	U	72	\$ 500.00	\$ 36,000.00
HINCADO DE PILOTES PRECOLADOS EN PERFORACION PREVIA CON SECCION CUADRADA DE 50 CM DE LADO Y CON LONGITUD DE 15 M.	U	72	\$ 3,000.00	\$ 216,000.00
AZUD				
HORMIGON F'C = 350 Kg/cm2 EN LOSA, PANTALLAS DE HORMIGON	M3	2910	\$ 350.00	\$ 1,018,500.00
ACERO DE REFUERZO F'Y=4200 KG/CM2	KG	363750	\$ 2.50	\$ 909,375.00
JUNTAS DE DILATAION EN LOSA CADA 3 METROS	ML	950	\$ 15.00	\$ 14,250.00
COMPUERTAS RADIALES				
COMPUERTAS	U	9	\$ 5,000.00	\$ 45,000.00
CASETA DE MAMPOSTERIA Y LOSA DE HORMIGON PARA CONTROL DE COMPUERTAS	U	1	\$ 5,000.00	\$ 5,000.00
PASARELAS INVLUYE PASAMANOS	ML	100	\$ 50.00	\$ 5,000.00
TOTAL			\$	3,088,721.13

Tabla XLII Presupuesto de solución A

PRESUPUESTO DE SOLUCION DEFINITIVA

DESCRIPCION	Und	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
OBRAS PRELIMINARES				
MOVILIZACION	glb	1.00	\$ 1,500.00	\$ 1,500.00
CONSTRUCCION DE CAMPAMENTO	glb	1.00	\$ 3,000.00	\$ 3,000.00
CARTEL DE OBRA DE OBRA	u	2.00	\$ 500.00	\$ 1,000.00
TRAZADO Y REPLANTEO TOPOGRAFICO	m2	14000.00	\$ 0.75	\$ 10,500.00
CONSTRUCCION DE CANAL DE DESVIO				
EXCAVACION	m3	140000.00	\$ 3.50	\$ 490,000.00
RECONFORMACION DE TALUDES	m2	700.00	\$ 15.00	\$ 10,500.00
ACARREO DE MATERIAL	m3/km	70000.00	\$ 0.45	\$ 31,500.00
HORMIGON F'C = 350 Kg/cm2 PARA CONSTRUCCION DEL CANAL	M3	1486.25	\$ 350.00	\$ 523,687.50
ACERO DE REFUERZO F'Y=4200 KG/CM2 PARA CONSTRUCCION DEL CANAL	KD	187031.25	\$ 2.50	\$ 467,578.13
OBRAS DE LA PRESA				
OBRAS PRELIMINARES				
PILOTES				
HORMIGON F'C = 350 Kg/cm2	M3	180	\$ 350.00	\$ 63,000.00
ACERO DE REFUERZO F'Y=4200 KG/CM2	KD	22502.18	\$ 2.50	\$ 56,255.40
PERFORACIÓN PREVIA CON EXTRACCIÓN DE MATERIAL PARA EL HINCADO DE PILOTES CON DIÁMETRO DE 30 CM Y PROFUNDIDAD DE 20 M EN MATERIAL	U	36	\$ 500.00	\$ 18,000.00
HINCADO DE PILOTES PRECOLADOS EN PERFORACIÓN PREVIA CON SECCIÓN CUADRADA DE 30 CM DE LADO Y CON LONGITUD DE 15 M.	U	36	\$ 3,000.00	\$ 108,000.00
AZUCO				\$ -
HORMIGON F'C = 350 Kg/cm2 EN LOSA, PANTALLAS DE HORMIGON	M3	1586.25	\$ 350.00	\$ 555,187.50
ACERO DE REFUERZO F'Y=4200 KG/CM2	KD	153427.83	\$ 2.50	\$ 383,569.13
JUNTAS DE DILATACION EN LOSA CADA 3 METROS	ML	830	\$ 15.00	\$ 9,750.00
COMPUERTAS RADIALES				
COMPUERTAS	U	5	\$ 5,000.00	\$ 25,000.00
CASETA DE MAMPOSTERIA Y LOSA DE HORMIGON PARA CONTROL DE COMPUERTAS	U	1	5000	\$ 5,000.00
PASARELAS INCLUYE PASAMANOS	ML	50	\$ 50.00	\$ 2,500.00
TOTAL				\$ 2,765,527.00

Tabla XLIIIPresupuesto de Solución B (Solución Definitiva)

DESCRIPCION	Und	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
OBRAS PRELIMINARES				
LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO PARA DEFINIR VOLUMENES DE AZOLVE	m2	1235250	\$ 0.75	\$ 926,437.50
CORTE Y ACARREO DE MATERIAL DE AZOLVES SECO Y/O SATURADO CON EQUIPO MECANICO PARA SU CARGA POSTERIOR. INCLUYE ACARREO LIBRE A 20 MTS	m3	1852875.00	\$ 24.00	\$ 44,469,000.00
ACARREO EN CAMION DE VOLTEO A KILOMETROS SUBSECUENTES AL PRIMER KM. DE MATERIAL DE AZOLVE SECO Y/O SATURADO (INCLUYE CARGA)	m3/km	9264375.00	\$ 0.85	\$ 7,874,718.75
TOTAL			\$	53,270,156.25

Tabla XLIV Presupuesto de solución (desazolve del Rio Pula)

CAPÍTULO 6

ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

6.1 Introducción

El pre diseño de la solución propuesta, ha sido analizada desde el punto de vista técnico, como la más factible, más sin embargo, el factor ambiental también es muy importante ya que podría repercutir de forma sustancial en la toma de decisión en cuanto a la factibilidad de la ejecución del proyecto. A continuación se exponen las repercusiones que el proyecto traería consigo.

6.1.1 Fase de construcción

- Pérdida de suelos y erosión provocada por las diversas obras civiles.
- Alteración del relieve por necesidad de préstamos de materiales y obra civil.
- Alteración de la vegetación de ribera.
- Destrucción de la vegetación debida a la realización de las obras necesarias para el conjunto de elementos de la presa, pistas de acceso y tendido eléctrico.
- Aumento del nivel sonoro y de las partículas sólidas en suspensión debido a la extracción de los materiales y al
- tránsito de vehículos.
- Posibles alteraciones físico-químicas de la calidad del agua.
- Afección a especies faunísticas en la zona por degradación o destrucción de la vegetación.
- Efecto sobre la fauna y vegetación acuática.
- Alteraciones paisajísticas consecuencia de los movimientos de tierras, construcción de edificios, obra civil y tendidos eléctricos.
- Modificación de los usos del suelo.

6.1.2 Fase de explotación

- Alteración del régimen hidrológico de los ríos.
- Erosión hídrica en el cauce.
- Detracción de caudales, descarga de limos, alteración de los ecosistemas acuáticos.
- Mantenimiento de caudales mínimos.
- Alteración de las poblaciones de macro invertebrados y de peces debido a oscilaciones del caudal.
- Desaparición de lugares de reposo de especies animales.
- Posibilidad de colisión de las aves con el tendido eléctrico.
- Efecto barrera por el obstáculo físico que constituye la presa para determinadas especies piscícolas migratorias o con movimientos dispersivos.
- Posibles alteraciones físico-químicas de la calidad del agua.

6.2 Agentes de contaminación

6.2.1 Por la existencia del proyecto.

Se puede producir una pérdida de suelo por la erosión provocada por los movimientos de tierra necesarios, así como la construcción de edificaciones auxiliares e infraestructura en general y la apertura de viales.

La vegetación se verá afectada por el desarrollo de la actividad tanto en la fase de construcción como en la de explotación. Las pérdidas más importantes se deberán a las deforestaciones producidas por los movimientos de maquinaria, construcción de accesos, construcción de la propia presa y deforestación del vaso. La afección no alcanzará a especies de porte arbóreo, ausentes en la zona de implantación de las infraestructuras, afectando únicamente a la formación de matorral y a la vegetación de ribera de las márgenes del Río Pula.

Por otra parte, el llenado y la explotación de las infraestructuras de regulación proyectadas conducirá a alteraciones motivadas en el cambio de la disponibilidad del agua (incremento de la humedad atmosférica por evaporación del agua embalsada...) como a la desaparición de vegetación en la denominada "banda árida", en las proximidades de la lámina de agua, por alternancia de condiciones de humedad y sequía. Aguas abajo de la

infraestructura de regulación, quedarán alteradas las oscilaciones naturales del nivel del río, siendo posibles pérdidas de vegetación ocasionadas por el descenso del nivel freático.

La fauna terrestre aledaña a la regulación proyectada sufrirá el impacto de la ejecución del proyecto como consecuencia de la destrucción del hábitat, provocando el desplazamiento de las comunidades. El efecto será tanto más intenso cuanto mayor sea la dependencia de las especies de las formaciones vegetales ribereñas.

Los principales impactos sobre las comunidades de peces vienen condicionados en fase de explotación por la propia presencia de las estructuras de regulación, las cuales dificultan, e incluso imposibilitan, el desplazamiento (movimientos de dispersión, migración y colonización) de estos vertebrados por el cauce, al conformar barreras físicas tanto para los movimientos río arriba como río abajo. Aguas abajo de la regulación proyectada se producirán alteraciones en la estructura de las comunidades de macrobentos que, a su vez, podrán afectar a las poblaciones piscícolas.

Por otra parte, la realización de las obras civiles y edificaciones, así como la pérdida de cubierta vegetal, modifica la percepción del paisaje. Todos los elementos visuales básicos (forma, línea, color y textura, escala y espacio) pueden verse afectados. No obstante, la percepción final del conjunto

dependerá del diseño de las obras de regulación y de las medidas paisajísticas que se tomen para la integración del proyecto en el entorno. Entre las medidas potencialmente adoptables destinadas a favorecer la integración paisajística del proyecto se encuentra la adecuación de las formas de las construcciones para conseguir su mejor integración al medio, el uso de colores miméticos en el canal del aliviadero para evitar que la atención se dirija hacia este elemento y la ocultación, mediante pantallas arbustivas, de las zonas afectadas.

6.2.2 Por emisión de contaminantes.

La atmósfera recibe el impacto del desarrollo de la actividad constructiva de la obra proyectada tanto por aumento del ruido (generado por la maquinaria de construcción, en la explotación de las canteras y por el tránsito de vehículos) como por aumento de las partículas sólidas en suspensión y otros contaminantes atmosféricos.

6.2.3 Por la creación de sustancias nocivas

Sobre las aguas superficiales, la construcción de la regulación proyectada puede provocar efectos de modificación de la calidad física y química. Su alcance dependerá de múltiples factores, tales como la

profundidad del vaso, el tiempo de retención del agua, la relación entre el caudal aportado y el volumen contenido, el nivel de profundidad a que se incorpora, o la carga contaminante de las aguas embalsadas. La regulación supone, en todo caso, la retención de la mayor parte de la carga sólida transportada por el flujo, en relación con el tamaño, el volumen y la geometría del vaso. Por otra parte, son posibles otros procesos que conduzcan a cambios en la calidad química, tales como la eutrofización, la estratificación o la salinización.

Para limitar la alteración excesiva del régimen de caudal natural del río como consecuencia de la presencia de la presa se procederá a la estimación con precisión del caudal necesario (“caudal ecológico” o “caudal mínimo”) para conservar las condiciones ambientales previas, procediendo a adquirir un conocimiento suficiente de los elementos que conforman el medio físico y sus ecosistemas asociados, sus interrelaciones y sus dependencias mutuas. Una vez conocidos todos estos parámetros será posible evaluar las necesidades de agua para cada uno de estos elementos.

6.2.4 Por el tratamiento de residuos

No son previsibles efectos en este sentido. No obstante, habrán de extremarse las precauciones durante el manejo en fase de construcción de sustancias cuyo vertido incontrolado pueda alterar el medio ambiente,

habilitándose espacios específicos por ejemplo para los cambios de aceite de la maquinaria. Todas aquellas sustancias que hayan de recibir tratamiento de residuos tóxicos y peligrosos habrán de ser retiradas para su gestión por parte de gestor autorizado. Se asegurará en todo momento la limpieza de restos de material de obra.

6.2.5 Por incidencia social

El principal impacto, de carácter positivo, sobre el sistema socioeconómico local, deriva de la mejora de la situación de disponibilidad en el uso del agua, tanto para abastecimiento como para riego. Ha de valorarse al respecto que la finalidad prioritaria de la regulación proyectada es solucionar los problemas de abastecimiento de la población. La actuación prevista permitirá el mantenimiento de cultivos más productivos y de superior rentabilidad, incrementando las rentas generadas en el sector primario y permitiendo la introducción de nuevas tecnologías.

6.2.6 Medidas correctoras

Como primera medida, y con carácter preventivo, se asegurará la limitación de la ocupación de los suelos en relación con las obras

proyectadas, a fin de que la superficie afectada por las mismas sea la estrictamente necesaria, evitando daños directos o indirectos derivados de la ocupación y su extensión a zonas próximas.

Las medidas correctoras a aplicar sobre el elemento suelo estarán encaminadas a evitar problemas de inestabilidad de masas, desprendimientos y erosión. Para ello, además de realizar la obra conforme a las medidas cautelares adecuadas, se llevarán a cabo tratamientos genéricos tales como el modelado de taludes y la gestión (retirada, acopio y extendido) de tierra vegetal, así como mediante la revegetación (siembra y plantaciones) con especies autóctonas de la zona.

Tal como se ha referido previamente, uno de los aspectos más impactantes de la actuación proyectada es el derivado de la extracción y acopio de los materiales que habrán de constituir el cuerpo del Azud. En el caso de la extracción de arcillas, será preciso proceder, previo a su explotación, a la retirada de la tierra vegetal con valor agrológico que las recubre, acopiando la misma en caballones de baja altura que aseguren un correcto aireamiento que permita su re extensión y empleo una vez acabada la extracción. De juzgarse necesario, se procederá a su siembra con especies de gramíneas para asegurar su fertilidad.

6.3 Recursos afectados

6.3.1 Calidad del aire

Para prevenir la aparición de nubes de polvo como consecuencia del desplazamiento de los vehículos de obra y durante la ejecución de los movimientos de tierra, se procederá, de juzgarse necesario por parte de la dirección de obra, al riego

Sistemático de las zonas de operaciones, procurándose, siempre que sea posible, que el transporte de materiales sueltos sea llevado a cabo en camiones de caja cubierta y prefiriendo el uso de cintas sin fin para el manejo de dichos materiales. Además se impondrán, comprobándose periódicamente, las siguientes obligaciones al Contratista:

- Reducción de las emisiones de la maquinaria mediante una correcta puesta a punto de los motores.
- Filtros en máquinas e instalaciones provocantes de la contaminación. Fase de explotación

No se prevé este tipo de contaminación en fase de explotación.

6.3.2 Ruidos

Otras medidas a adoptar son las relacionadas con la atenuación del ruido durante el periodo de construcción a través del correcto reglaje y mantenimiento de la maquinaria y de la correcta elección de la misma. En concreto se prevén las siguientes actuaciones:

Fase de construcción

- Silenciadores en máquinas y motores
- Uso de horarios especiales para trabajos ruidosos y voladuras.
- Búsqueda de los emplazamientos más adecuados para los elementos generadoras de ruidos (plantas de machaqueo, clasificación de áridos, etc.).

Fase de explotación

En fase de explotación no es necesario recurrir a medidas correctoras especiales.

6.3.3 Geología y geomorfología

Fase de Construcción de Azud

- Las escolleras se extraerán en zonas del interior del vaso y siempre por debajo del NMN.
- En la medida de lo posible se reducirá la altura de los desmontes y terraplenes al mínimo imprescindible.

- En los movimientos de tierra, se procederá inicialmente al decapaje de la tierra vegetal, y a su apropiado almacenaje, con el propósito de poder utilizarla en la recuperación de taludes
- Las pendientes de los taludes serán las mínimas posibles con el fin de facilitar o permitir su revegetación. En lo posible se realizarán los trabajos de movimiento de tierras en época de lluvias no intensas.

6.3.4 Retirada y almacenamiento de la tierra vegetal.

A pesar de la limitada importancia de la cubierta vegetal en el ámbito considerado, se procurará en todo caso reducir a lo estrictamente necesario las operaciones de eliminación de la vegetación, en especial en las escasas zonas arboladas existentes que básicamente se sitúan al nivel de cauce y por tanto solo quedarán ocasionalmente afectadas por el acceso a la caseta de válvulas y la conducción de abastecimiento.

Más importante es el caso de las canteras de arcillas con distinto tratamiento, ya que, como ya se ha indicado, la denominada del vaso servirá de vertedero y la 6 (terrenos de labor), más alejada deberá ser repuesta para el mismo uso que ahora se destina lo que supone que su explotación debe ser adecuada, con amplios taludes (no menores de 1,5:1) y quedando al final sensiblemente igual que en la actualidad pero a un nivel más bajo.

Así pues, en ambas habrá de retirarse la tierra vegetal y acopiarla para su posterior extendido, teniendo las siguientes precauciones:

- Alojarlos en zonas protegidas, sin interferir el desarrollo normal de las obras.
- Formar caballones y artesas de menos de 1,5 m de altura, modelado en cordones trapezoidales mediante tractores agrícolas que compacten ligeramente el suelo.
- Evitar el paso de camiones sobre la tierra apilada.
- Proceder a un semillado de plantas autóctonas como leguminosas y gramíneas, portadoras de semillas maduras, o en su defecto emplear semillas seleccionadas adecuadas a las condiciones locales.

6.3.5 Hidrosiembra y plantaciones de arbustos y árboles autóctonos

La aplicación de esta medida correctora se debe al efecto positivo que produce sobre el paisaje.

En cuanto a los arbustos se plantará la siguiente mezcla: aulagas (*Genista scorpius*, *Genista pumilla*), tomillo (*Thymus vulgaris*), romero *Rosmarinus officinalis*, y Retama *sphaerocarpa*.

Además, en los casos que así se prescriba por excesos de expropiación o en vertederos se plantarán árboles tales como chopos o nogales. Estos árboles se plantarán obligatoriamente en un número de cuatro por cada uno que se tenga que “eliminar” para la construcción de la presa y sus accesos.

6.3.6 Hidrología

En este apartado se incluyen las obras de desvío provisional del río, así como las obras de drenaje transversal en los barrancos que cruzan los caminos proyectados. A parte se tendrán en cuenta las siguientes recomendaciones:

- No se implantarán instalaciones de obra, aparcamiento o estacionamiento de la maquinaria en puntos próximos a los cauces.
- Queda prohibido el vertido a cauces de cualquier tipo de líquido, evitando especialmente los vertidos a base de sustancias no degradables como aceites, grasas o cemento, y que por infiltración puedan alterar el suelo y las aguas subterráneas.

- Las operaciones de mantenimiento de la maquinaria se realizarán en las zonas habilitadas para ello, que dispondrán de decantadores.

6.3.7 Flora

Las afecciones más significativas a la flora actual serán las referentes a la tala y limpieza del vaso cuya ejecución es necesaria para evitar una posible eutrofización del mismo.

6.3.8 Fauna

En el caso de la línea eléctrica, se valorará la necesidad de instalar dispositivos anticolidión (“salvapájaros”) a intervalos regulares, a fin de minimizar el impacto que la existencia de la misma pueda suponer sobre los desplazamientos de la avifauna local.

- La regeneración vegetal contribuirá a mantener la vida de estos hábitats, así como la repoblación del embalse con especies afines.
- El tiempo o plazo establecido para la ejecución de las obras será respetado, procurando no realizar tareas de rotura del terreno en época de cría de aves.

Finalmente, si bien de los datos disponibles se desprende la escasa entidad de las comunidades piscícolas presentes en el área de afección, habrá de disponerse la realización de estudios más detallados durante la fase de construcción que aseguren que no existen desplazamientos significativos de especies diadromas o dispersivas.

6.3.9 Patrimonio histórico-artístico y cultural.

Si aparecieran restos históricos o yacimientos arqueológicos no inventariados durante la fase de construcción de la presa, y en particular los más previsibles por existir en las proximidades de las zonas (ignitas o fósiles de interés paleontológico), se comunicará inmediatamente a la administración competente.

6.3.10 Socio-económica.

Los efectos que se generan sobre la socio economía son fundamentalmente positivos. Sin embargo la construcción del azud sumergido conlleva una serie de alteraciones como la pérdida de suelos agrícolas, y otros de menor calidad. Para minimizar éstas se debe proceder a la realización de las siguientes medidas:

- La afección será gravosa para la población cuyo medio de vida son estos suelos fértiles. Por tanto, una realista tasación de los terrenos y la agilización de los trámites en el pago de las cantidades que se adeuden a los afectados, resultará ser la mejor medida adoptable para salvaguardar la economía de la población.
- En caso de parcelas que como consecuencia de la expropiación forzosa queden reducidas a mínimos explotables, se estudiará la conveniencia de ampliar la expropiación a toda la superficie y proceder a su reforestación.
- Como media compensatoria para los habitantes de la zona se propone la utilización de mano de obra local en todas las tareas en las que sea posible hacerlo así como el suministro de mercancías negociadas en dicha zona.

El mantenimiento de la permeabilidad territorial pasa por asegurar que no se afecte en modo alguno los desplazamientos de la población de los municipios limítrofes con la actuación proyectada. Es el caso de la variante del camino forestal que se proyecta.

CONCLUSIONES

- El río Pula a pesar de ser un río poco conocido y poco estudiado, tiene una gran área de influencia de la cual dependen muchos pobladores.
- El proyecto “Trasvase Dauvin” tiene una influencia decisiva sobre la zona del proyecto puesto que potencia los caudales que serán desfogados a través de la presa.
- El presente proyecto impactará directamente sobre la vida de muchos pobladores que antes veían perdidas sus cosechas debido a las malas condiciones del río Pula.

- Se concluye que la solución 2-A es la mejor a construirse ya que por medio de la tabla No 22 tiene la mejor puntuación (3), tanto por el tiempo de construcción como el presupuesto general.

RECOMENDACIONES

- Para un diseño más detallado del canal, se deberá contar con topografía del sitio, así se tienen variables más exactas.
- El régimen de los ríos, así como sus perfiles transversales y las velocidades se pueden determinar con instrumentos especiales, así habría menos ambigüedad al calcular caudales.
- Se recomienda medir la longitud de la intrusión salina en el Rio Pula, para conocer hasta donde llega la cantidad de sal medida desde la desembocadura del rio.
- Se recomienda hacer un desazolve en la bifurcación del Rio Daule y el Rio mantrastal ya que este se encuentra cubierto de sedimento y

prohíbe el ingreso de caudal al Rio Pula. Tal como lo podemos ver en anexo.

- Se recomienda hacer un estudio similar en la desembocadura del Rio Banife al Rio Daule para conocer los caudales y verificar si necesitaría un azud sumergido con compuertas para embalsar el agua en época de verano

REFERENCIAS

- [1] González de Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L. y Oteo, C. Ingeniería Geológica. 2004(2da. Ed).
- [2] Normas AASHTO-LRFD 2004.
- [3] Código Ecuatoriano de la Construcción 2001
- [4] Alberto Prado Fernández. Cimentaciones (Preliminar). 1990
- ○ [5] Braja M. Das (1999) "Principio de Ingeniería de Cimentaciones"
 - International Thomson Editores
- [6] Jorge E. Alva Hurtado, PhD. Cimentaciones Profundas. CISMID- FIC- UNI.
- [7] Diseño Estructural de Pilotes, pdf.

BIBLIOGRAFÍA

- Nilson Arthur H., 1999, Diseño de estructuras de concreto, McGraw-Hill Interamericana, S.A.
- Normas AASHTO-LRFD 2004.
- Normas del Ministerio de Obras públicas
- Reglamento del MOP
- NEC (Código Ecuatoriano de la Construcción) 2001.
- Normas ACI 318
- Braja M. Das - Fundamentos de Ingeniería Geotécnica
- Técnicas en la Construcción. "Cimentaciones Profundas" pdf.
- Vente chow.
- Moving the Earth.

ANEXOS

ANEXO A

CUADRO DE ZONIFICACIÓN DE INTENSIDADES

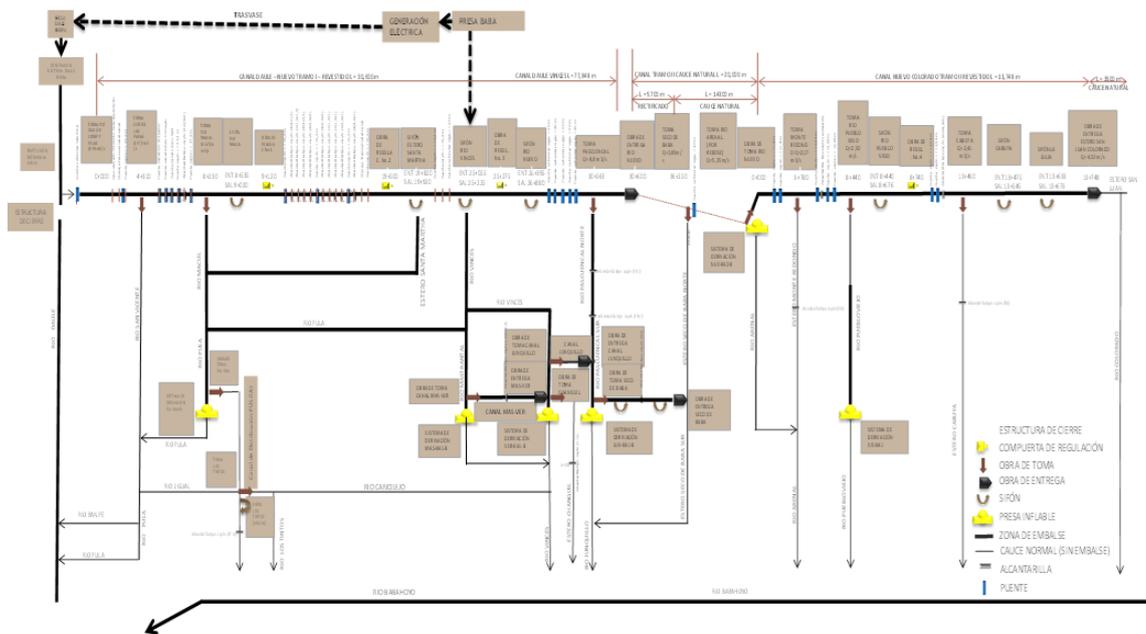
ZONA	DURACION	ECUACION
19	5 min < 115 min	$I_{TR} = 115.98 t^{-0.4844} Id_{TR}$
	115 min < 1440 min	$I_{TR} = 1223.8 t^{-0.9751} Id_{TR}$
20	5 min < 40 min	$I_{TR} = 53.316 t^{-0.3021} Id_{TR}$
	40 min < 1440 min	$I_{TR} = 308.38 t^{-0.7782} Id_{TR}$
21	5 min < 23 min	$I_{TR} = 28.784 t^{-0.4507} Id_{TR}$
	23 min < 1440 min	$I_{TR} = 30.993 t^{-0.472} Id_{TR}$
22	5 min < 67 min	$I_{TR} = 48.772 t^{-0.3533} Id_{TR}$
	67 min < 1440 min	$I_{TR} = 266.64 t^{-0.7687} Id_{TR}$
23	5 min < 23 min	$I_{TR} = 54.246 t^{-0.4596} Id_{TR}$
	23 min < 1440 min	$I_{TR} = 89.858 t^{-0.6234} Id_{TR}$
24	5 min < 41 min	$I_{TR} = 177.26 t^{-0.5938} Id_{TR}$
	41 min < 1440 min	$I_{TR} = 446.46 t^{-0.843} Id_{TR}$
25	5 min < 60 min	$I_{TR} = 97.389 t^{-0.6117} Id_{TR}$
	60 min < 1440 min	$I_{TR} = 125.73 t^{-0.6643} Id_{TR}$
26	5 min < 120 min	$I_{TR} = 163.15 t^{-0.5018} Id_{TR}$
	120 min < 1440 min	$I_{TR} = 2477.3 t^{-1.077} Id_{TR}$
27	5 min < 46 min	$I_{TR} = 76.133 t^{-0.3477} Id_{TR}$
	46 min < 1440 min	$I_{TR} = 539 t^{-0.8634} Id_{TR}$
28	5 min < 81 min	$I_{TR} = 82.756 t^{-0.4722} Id_{TR}$
	81 min < 1440 min	$I_{TR} = 357.27 t^{-0.8077} Id_{TR}$
29	5 min < 120 min	$I_{TR} = 75.204 t^{-0.4828} Id_{TR}$
	120 min < 1440 min	$I_{TR} = 371.89 t^{-0.8152} Id_{TR}$
30	5 min < 79 min	$I_{TR} = 42.089 t^{-0.2952} Id_{TR}$
	79 min < 1440 min	$I_{TR} = 432.57 t^{-0.8304} Id_{TR}$
31	5 min < 49 min	$I_{TR} = 42.22 t^{-0.1828} Id_{TR}$
	49 min < 1440 min	$I_{TR} = 643.99 t^{-0.8852} Id_{TR}$
32	5 min < 155 min	$I_{TR} = 87.677 t^{-0.4796} Id_{TR}$
	155 min < 1440 min	$I_{TR} = 850.65 t^{-0.9257} Id_{TR}$
33	5 min < 23 min	$I_{TR} = 170.39 t^{-0.5052} Id_{TR}$
	23 min < 1440 min	$I_{TR} = 515.76 t^{-0.8594} Id_{TR}$
34	5 min < 35 min	$I_{TR} = 147.98 t^{-0.4279} Id_{TR}$
	35 min < 1440 min	$I_{TR} = 882.9 t^{-0.9351} Id_{TR}$
35	5 min < 43 min	$I_{TR} = 92.854 t^{-0.4083} Id_{TR}$
	43 min < 1440 min	$I_{TR} = 480.47 t^{-0.8489} Id_{TR}$

Fuente: INAMHI, 1999

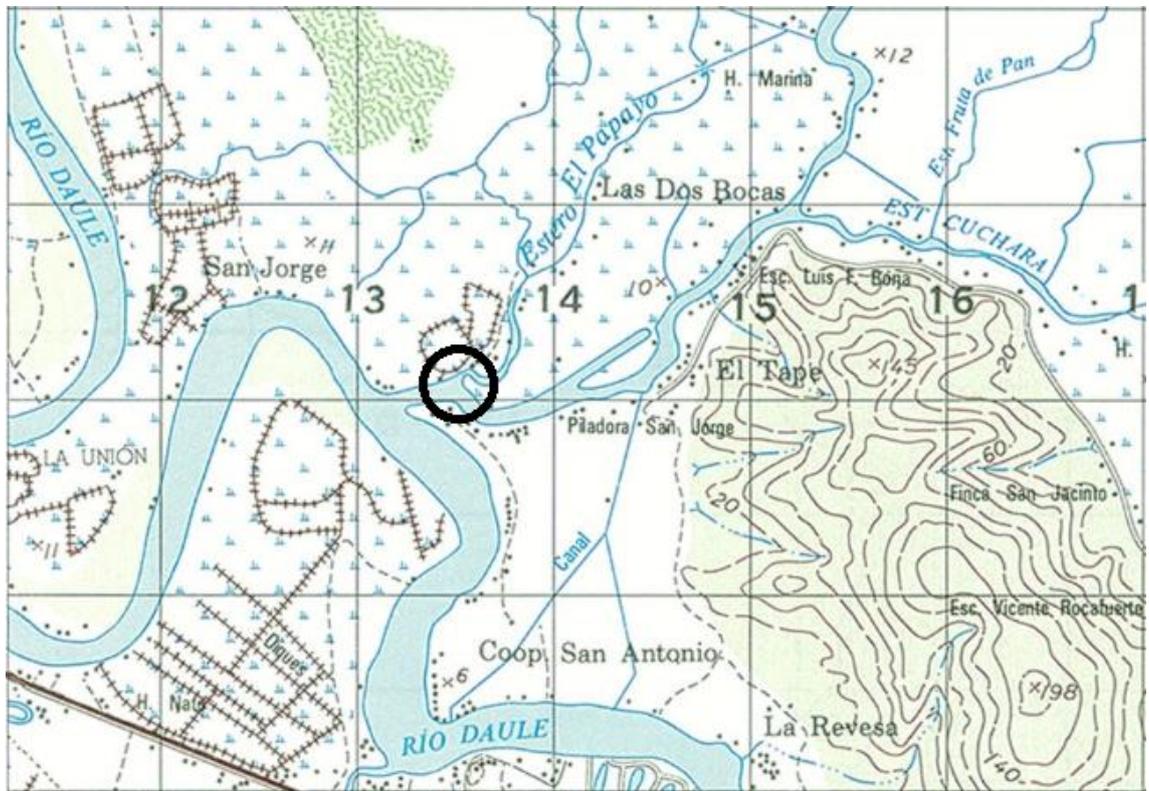
ANEXO C

ESQUEMA DE OBRAS DE TOMA Y DERIVACIÓN DEL PROYECTO

“TRASVASE DAUVIN”

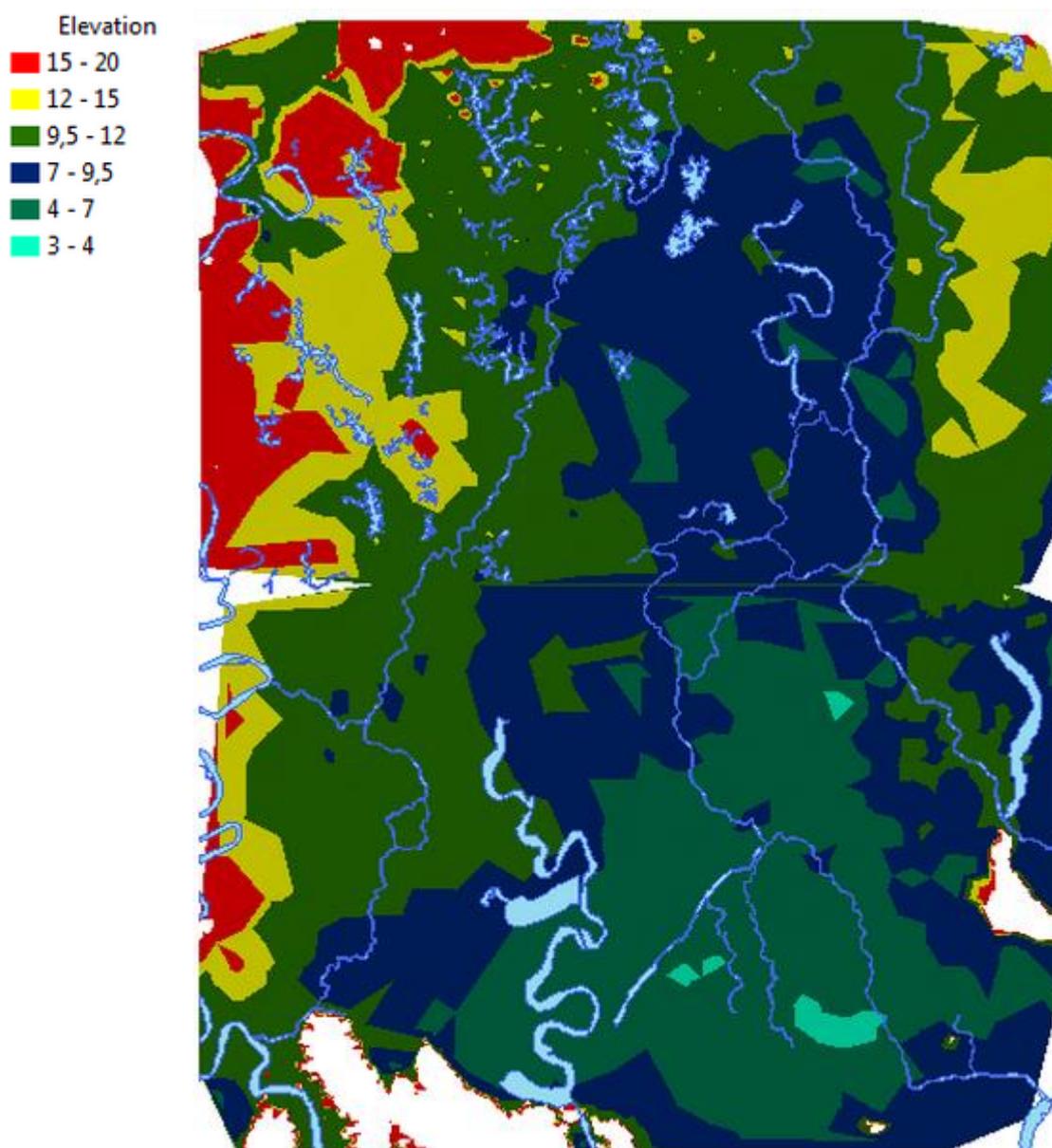


ANEXO D
UBICACIÓN DE LA PRESA



ANEXO E

CARACTERIZACIÓN DE PENDIENTES DEL RÍO PULA USANDO ARCGIS

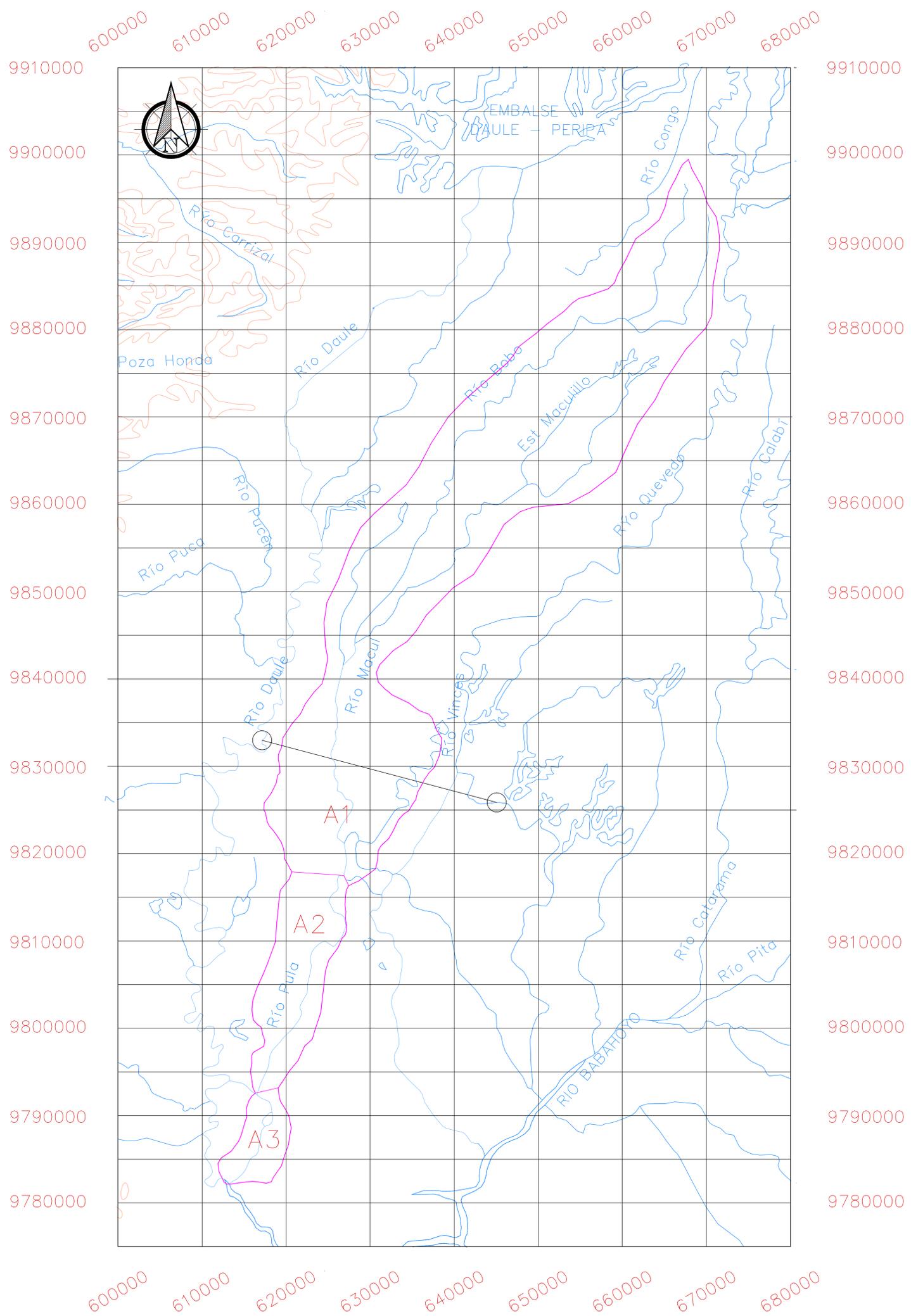


ANEXO F

CARACTERIZACIÓN DEL SUELO

Datos de Suelo						
Capas	Descripción	Número de Golpes	SPT	IP	Clasificación	Peso Especifico
0,60	Arcilla con restos organicos			39	CH	1,45
1,80	Arcilla limosa			32	CH	1,47
4,50	Limo arcilloso con arena fina	4	6,00	22,00	MLCH	1,51
		6				
		8				
5,40	Arena fina limosa	8	7,00	9,00	CL	1,66
		6				
		7				
7,80	Arcilla verdosa organica	6	6,50	31,00	CH	1,48
		5				
		8				
10,20	Arcilla limosa arenosa algo compacta	11	11,00	29,00	CH	1,50
		10				
		12				
14,50	Limo arcilloso arenoso, algo compacto	15	16,50	23,00	OHCH	1,51
		12				
		21				
15,50	Arena fina compacta	22	20,00	4,00	CL	1,68
		20				
		18				
17,40	Limo arcilloso arenoso, algo compacto	18	18,50	11,00	OHCH	1,52
		20				
		17				
19,00	Arcilla arenosa compacta	20	22,50	26,00	CH	1,52
		25				
		25				
20,50	Limo arcilloso con arena fina bien compacta	30	25,50	24,00	OH	1,53
		28				
		31				
22,80	Capa de arena bien compacta	40	41,00	2,00	CL	1,75
		42				
		44				

ANEXO G PLANOS



Proyecto:

“Pre-diseño de presa con compuertas radiales para época de estiaje en la desembocadura del río Pula”

Area de la cuenca:

A1: 190 km ²	AT: 417 km ²
A2: 167 km ²	AT: 1440 km ²
A3: 60 km ²	(Sin Traspase Davin)

Contenido:

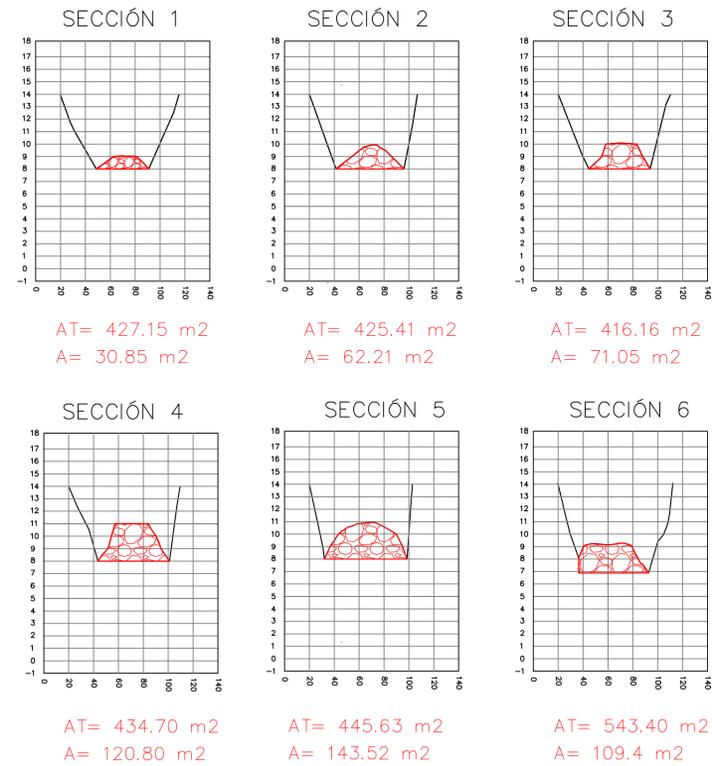
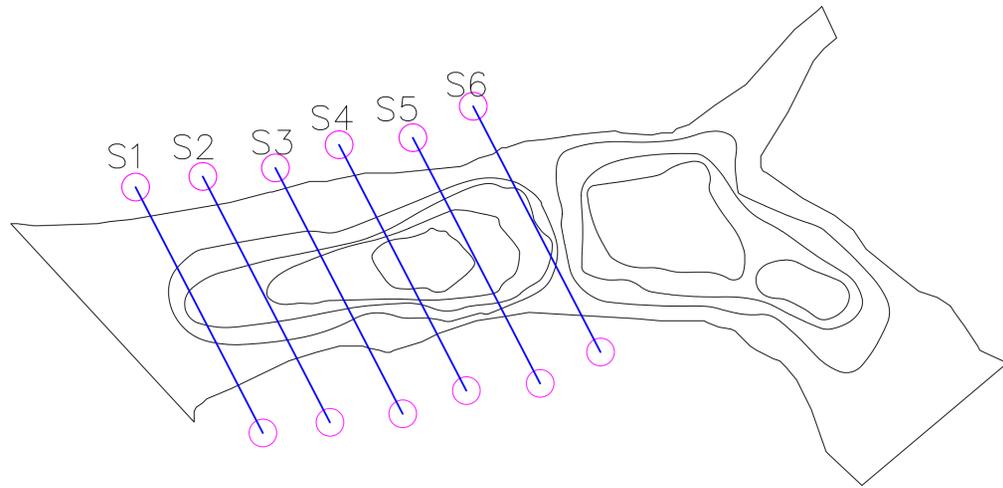
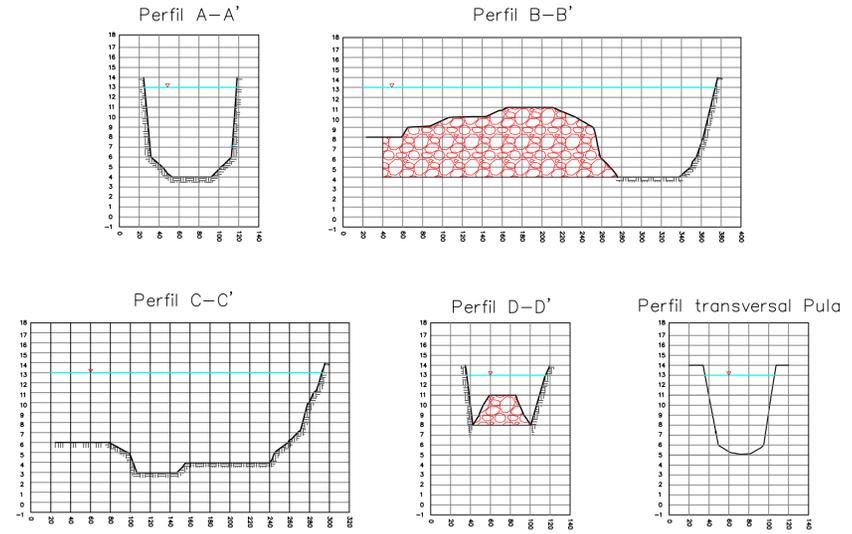
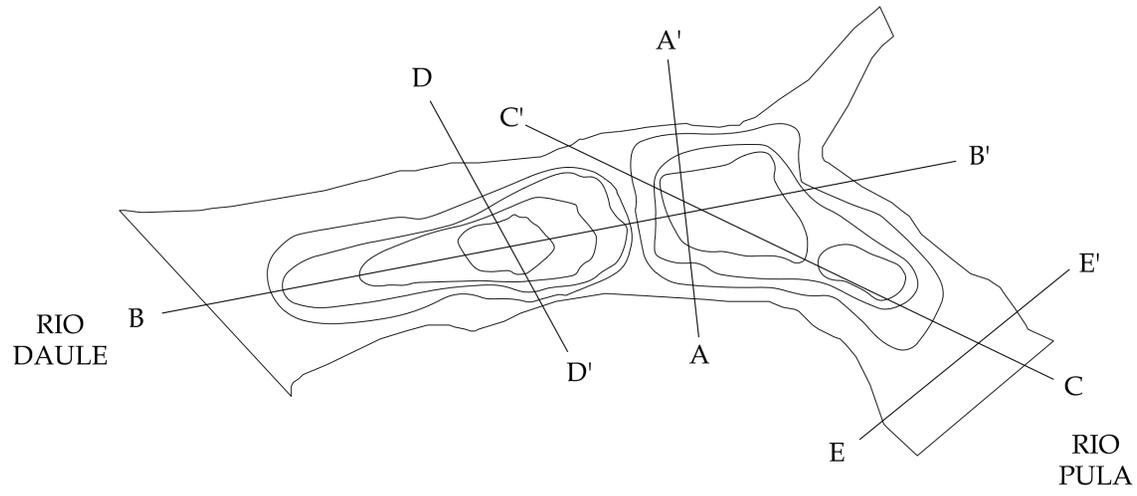
Cuenca de drenaje del río Pula

Escala:

1:1500

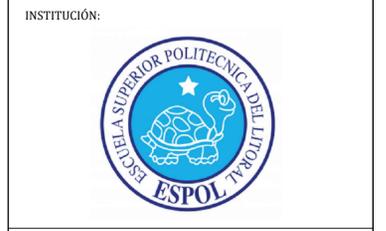
Fecha:

Septiembre 2015



PROVINCIA:	GUAYAS	CANTÓN:	DAULE
SECTOR:	DAULE	COORDENADAS:	613138,9782652 17 M

REVISIONES				
FECHA	INSTITUCIÓN	DIB.	REV.	APR.



PROYECTO:
 "Pre-diseño de presa con compuertas radiales para época de estiaje en la desembocadura del río Pula"

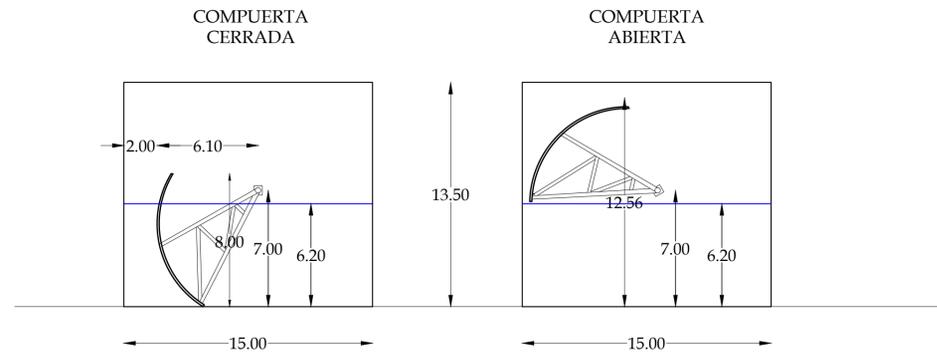
CONTENIDO:
 PERFILES TOPOGRAFICOS

ESCALA:	INDICADAS	LÁMINA:	2
FECHA:	SEPTIEMBRE 2015		

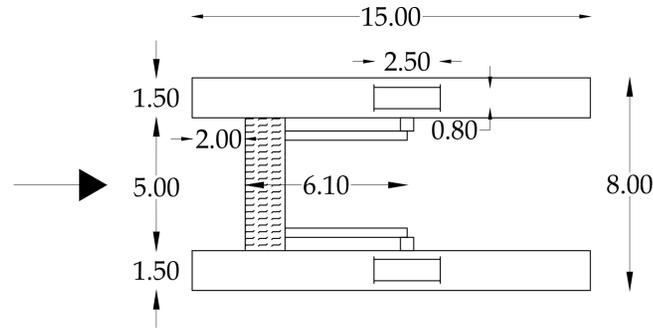
MATERIA:
 MATERIA INTEGRADORA

TUTOR:
 DR. MIGUEL ANGEL CHÁVEZ

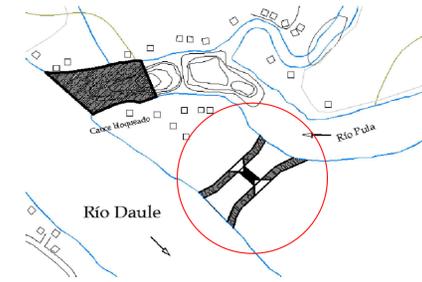
DIRECTOR DE CARRERA :
 ING. ALBY AGUILAR



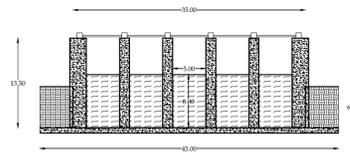
ALZADO COMPUERTA
ESCALA 1:5000



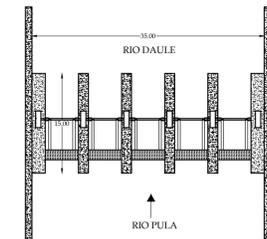
VISTA EN PLANTA COMPUERTA
ESCALA 1:8000



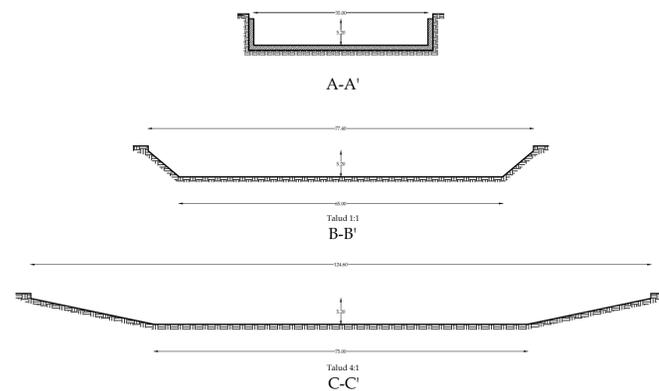
UBICACIÓN DEL CANAL



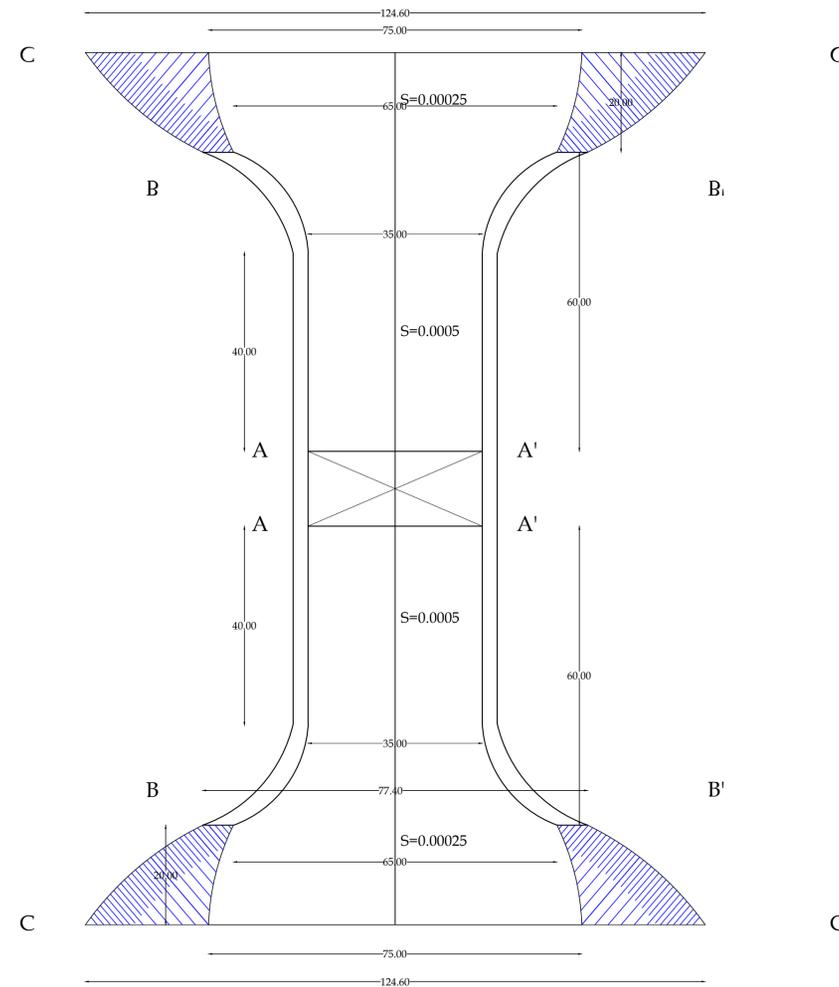
ALZADO ESTRUCTURA DE PRESA
ESCALA 1:2000



VISTA EN PLANTA ESTRUCTURA DE PRESA
ESCALA 1:2000



SECCIONES DEL CANAL
ESCALA 1:1500



VISTA EN PLANTA CANAL
ESCALA 1:1500



PROVINCIA: GUAYAS	CANTÓN: DAULE
SECTOR: DAULE	COORDENADAS: 613138,9782652 17 M

REVISIONES				
FECHA	INSTITUCIÓN	DIB.	REV.	APR.

INSTITUCIÓN:

PROYECTO:
"Pre-diseño de presa con compuertas radiales para época de estiaje en la desembocadura del río Pula"

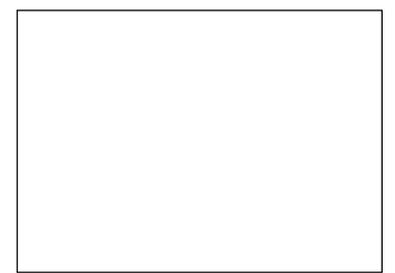
CONTENIDO:
DETALLES DE CANAL Y PRESA

ESCALA: INDICADAS	LÁMINA: 3
FECHA: SEPTIEMBRE 2015	

MATERIA:
MATERIA INTEGRADORA

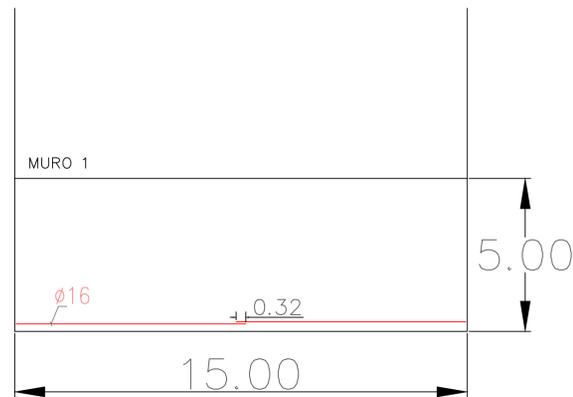
TUTOR:
DR. MIGUEL ANGEL CHÁVEZ

DIRECTOR DE CARRERA :
ING. ALBY AGUILAR

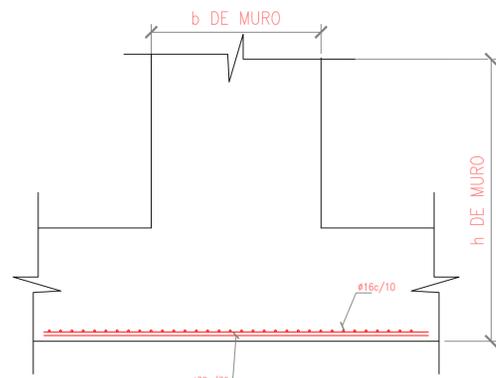




ESCALA: 1:400



ESCALA: 1:400



ESCALA: 1:150

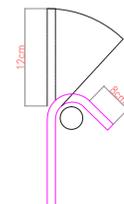
MEMORIA DE CALCULO DE HIERRO																		
Obra: Construcción de azud sumergible con 5 compuertas radiales para época de estiaje en la desembocadura del río Pula																		
ENTIDAD CONTRATANTE:						CONTRATISTA:						FISCALIZADOR:						
ITEM:			CODIGO:			DESCRIPCION:			FECHA:			UNIDAD:			PLANILLA:			
2						ACERO DE REFUERZO F'Y=4200 KG/CM2			sep-15			TECNICA			CONTRACTUAL			
HIERRO ESTRUCTURAL FY = 4200KG/CM2																		
DESCRIPCIÓN	TIPO	MARCA	Ø	CANT	DIMENSIONES					LONGITUD		W (kg/m)		NUMPIEZAS	CANT.TOTAL	U	OBSERVACIONES	
					a	b	c	d	g	Par.	Tot.	Par.	Tot.					
PILOTES																		
LONGITUDINALES	I		32	3	12.00						12.00	36.00	6.313	227.27	50.00	11,363.50	kg	Longitudinales
LONGITUDINALES	I		32	1	10.80						10.80	10.80	6.313	68.18	50.00	3,409.00	kg	Longitudinales
TRANSVERSALES	C		16	2	7.60						7.60	15.20	1.578	23.99	450.00	10,795.50	kg	Longitudinales
															25,568.00	kg		

contratista Fiscalizador

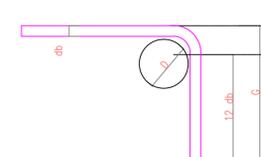
NOTAS :

- TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN EN METROS, EXCEPTO DONDE SE INDIQUE DE OTRA MANERA.
- LAS DIMENSIONES PREVALECERAN SOBRE LA ESCALA DEL DIBUJO.
- EL HORMIGON DEBERA TENER UNA RESISTENCIA A LA COMPRESION A LOS 28 DIAS DE:
HORMIGON ESTRUCTURAL $f'c = 350Kg/cm^2$.
HORMIGON DE REPLANTILLO $f'c = DE 50 A 80 Kg/cm^2$.
- EL ACERO DE REFUERZO DEBERA TENER UN LIMITE A LA FLUENCIA $f_y = 4200Kg/cm^2$ (varillas) /2400kg/cm² (perfiles)
- EL RECUBRIMIENTO DEBERA SER : CIMENTACION = 5 cm. EN FONDO DE ZAPATA

DOBLADO DE ESTRIBOS: $\phi 10mm$ (13⁸)
NO USAR DOBLADO A 90°



DOBLADO DE VARILLAS LONGITUDINALES



TAMAÑO	DIAMETRO DE DOBLADO D (cm)	GANCHO 90° (C) mínimo
$\phi 10$	6	15
$\phi 12$	8	20
$\phi 16$	9	25
$\phi 18$	11	30



PROVINCIA:	CANTÓN:
GUAYAS	DAULE
SECTOR:	COORDENADAS:

REVISIONES				
FECHA	INSTITUCIÓN	DIB.	REV.	APR.

COMPANIA:

PROYECTO:
"Pre-diseño de presa con compuertas radiales para época de estiaje en la desembocadura del río Pula"

CONTENIDO:
DETALLE ESTRUCTURAL DE LOSA DE CIMENTACIÓN, PLANILLA DE HIERRO

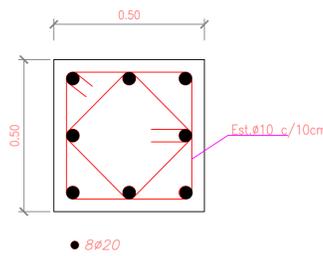
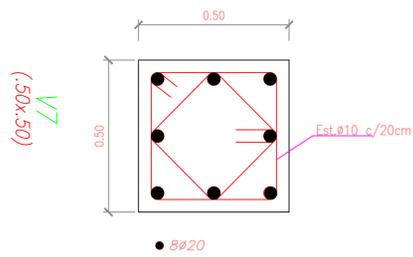
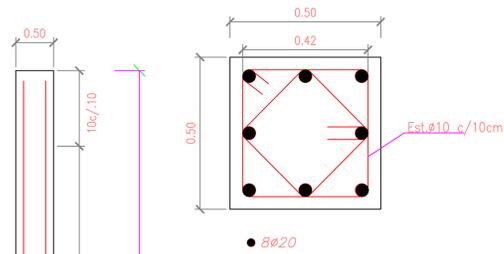
ESCALA: INDICADAS	LÁMINA: 4
FECHA: SEPTIEMBRE 2015	RESPONSABLE TECNICO:
CONSULTOR:	ING. _____

RECIBIDO:

 ING. _____
 DIRECCION DE ANALISIS TECNICO DE PROYECTOS

REVISADO:

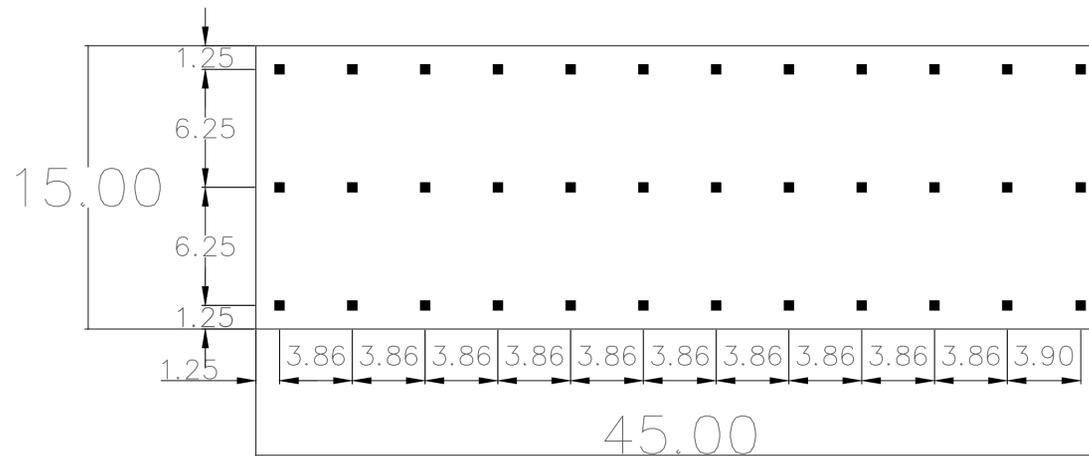
 ING. _____
 TECNICO DE LA DIRECCION NACIONAL DE INFRAESTRUCTURA



ESCALA: 1:100

MEMORIA DE CALCULO DE HIERRO																		
Obra: Construcción de azud sumergible con 5 compuertas radiales para época de estiaje en la desembocadura del río Pula																		
ENTIDAD CONTRATANTE:				CONTRATISTA:				FISCALIZADOR										
ITEM:	CODIGO:	DESCRIPCION:	FECHA:	UNIDAD:	PLANILLA:													
1		ACERO DE REFUERZO F'Y=4200 KG/CM2	sep-15	TECNICA	CONTRACTUAL													
HIERRO ESTRUCTURAL FY = 4200KG/CM2																		
DESCRIPCIÓN	TIPO	MARCA	Ø	CANT	DIMENSIONES					LONGITUD		W (kg/m)		NUMPIEZAS	CANT.TOTAL	U	OBSERVACIONES	
					a	b	c	d	g	Par.	Tot.	Par.	Tot.					
PILOTES																		
LONGITUDINALES	I		20	8	20.00					0.40	20.40	163.20	2.466	402.45	36.00	14,488.20	kg	Longitudinales
ESTRIBOS	C		10	110	0.40	0.40	0.40	0.40	0.24	1.84	202.40	0.617	124.88	36.00	4,495.68	kg	Estribos	
	C		10	110	0.30	0.30	0.30	0.30	0.24	1.44	158.40	0.617	97.73	36.00	3,518.28	kg	Estribos	
															22,502.16	kg		
contratista				Fiscalizador														

IMPLANTACIÓN DE PILOTES



ESCALA: 1:250

NOTAS :

- TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN EN METROS, EXCEPTO DONDE SE INDIQUE DE OTRA MANERA.
- LAS DIMENSIONES PREVALECIERAN SOBRE LA ESCALA DEL DIBUJO.
- EL HORMIGON DEBERA TENER UNA RESISTENCIA A LA COMPRESION A LOS 28 DIAS DE:
HORMIGON ESTRUCTURAL f'c = 350Kg/cm2.
HORMIGON DE REPLANTILLO f'c = DE 50 A 80 Kg/cm2.
- EL ACERO DE REFUERZO DEBERA TENER UN LIMITE A LA FLUENCIA fy= 4200Kg/cm2.(varillas) /2400kg/cm2 (perfiles)
- EL RECUBRIMIENTO DEBERA SER : PILOTES = 5 cm.

DOBLADO DE ESTRIBOS: φ10mm (13⁸)
NO USAR DOBLADO A 90°

DOBLADO DE VARILLAS LONGITUDINALES

TAMAÑO	DIAMETRO DE DOBLADO D (cm)	GANCHO 90° (C) mínimo
φ10	6	15
φ12	8	20
φ16	9	25
φ18	11	30

PROVINCIA: GUAYAS
CANTÓN: DAULE
SECTOR: COORDENADAS:

REVISIONES				
FECHA	INSTITUCIÓN	DIB.	REV.	APR.

COMPANIA:

PROYECTO:
"Pre-diseño de presa con compuertas radiales para época de estiaje en la desembocadura del río Pula"

CONTENIDO:
DETALLE ESTRUCTURAL DE PILETE

ESCALA: INDICADAS	LÁMINA: 5
FECHA: SEPTIEMBRE 2015	
CONSULTOR:	RESPONSABLE TECNICO:
ARQ:	ING:

RECIBIDO:
ING. DIRECCION DE ANALISIS TECNICO DE PROYECTOS

REVISADO:
ING. TECNICO DE LA DIRECCION NACIONAL DE INFRAESTRUCTURA