

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**“DISEÑO HIDRAULICO DE LA BOCATOMA EN LA QUEBRADA
SAN FRANCISCO Y ESTRUCTURAS DE CONDUCCIÓN PARA
EL RIEGO POR GRAVEDAD EN EL CASERÍO PAMPAMARCA -
SANTIAGO DE CHUCO”**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO
CIVIL**

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN: HIDRÁULICA

AUTORES:

Br. VARGAS CHANZAPA ROGER ANDRES

Br. SALVADOR ZEGARRA LEISTER SANDRO

ASESOR:

Dr. SAGASTEGUI PLASENCIA FIDEL GERMÁN

TRUJILLO – PERÚ

2020

Fecha de sustentación: 27/11/2020

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**“DISEÑO HIDRAULICO DE LA BOCATOMA EN LA QUEBRADA
SAN FRANCISCO Y ESTRUCTURAS DE CONDUCCIÓN PARA
EL RIEGO POR GRAVEDAD EN EL CASERÍO PAMPAMARCA -
SANTIAGO DE CHUCO”**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO
CIVIL**

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN: HIDRÁULICA

AUTORES:

Br. VARGAS CHANZAPA ROGER ANDRES

Br. SALVADOR ZEGARRA LEISTER SANDRO

ASESOR:

Dr. SAGASTEGUI PLASENCIA FIDEL GERMÁN

TRUJILLO – PERÚ

2020

Fecha de sustentación: 27/11/2020

Aprobación del jurado

TESIS: “DISEÑO HIDRAULICO DE LA BOCATOMA EN LA QUEBRADA SAN FRANCISCO Y ESTRUCTURAS DE CONDUCCIÓN PARA EL RIEGO POR GRAVEDAD EN EL CASERÍO PAMPAMARCA - SANTIAGO DE CHUCO”

AUTORES:

Br. VARGAS CHANZAPA, ROGER ANDRES

Br. SALVADOR ZEGARRA, LEISTER SANDRO

Aprobado por:

Ms. Ricardo Andrés Narvaez Aranda
N° CIP: 58776
PRESIDENTE

Dr. Guillermo Juan Cabanillas Quiroz
N° CIP: 17992
SECRETARIO

Ing. Tito Alfredo Burgos Sarmiento
N° CIP: 82596
VOCAL

Ing. German Sagastegui Plasencia
N° CIP: 032720
ASESOR

DEDICATORIA

A mis padres, por ser mi ejemplo para seguir adelante en el convivir diario y por inculcarme valores que de una u otra forma me han servido en la vida, gracias por eso y por muchos más.

A mi hija por ser el motivo de querer salir adelante ante todas las adversidades de la vida.

ROGER ANDRES VARGAS CHANZAPA

A Dios por darme la vida y bendecirme con la familia que tengo, a mis padres por su apoyo, esfuerzo y sacrificio incondicional, enseñándome el valor del esfuerzo, que gracias a su ejemplo soy un hombre de bien que lucha por alcanzar sus sueños y metas.

A mis dos hijos que siempre son el motivo de querer seguir adelante ante los obstáculos que pueda presentarse en la vida.

LEISTER SANDRO SALVADOR ZEGARRA

AGRADECIMIENTO

Agradecemos en primer lugar a nuestras familias por su apoyo incondicional, a nuestro asesor Dr. Fidel German Sagástegui Plasencia, quien nos ayudó a realizar el presente estudio, transmitiéndonos algunos de sus conocimientos y dando las pautas necesarias para el desarrollo de nuestra tesis. A los distintos ingenieros que durante la carrera nos transmitieron sus conocimientos, experiencias, consejos y motivaron a seguir adelante en el camino de alcanzar nuestras metas. A la Universidad Privada Antenor Orrego, nuestra alma mater que nos brindó las herramientas necesarias durante nuestros estudios de pregrado. Y por último agradecer a todas aquellas personas que nos apoyaron de distintas formas y así poder realizar nuestra investigación.

RESUMEN

La comunidad campesina de Pampamarca pertenece al Distrito de Angamarca de la Provincia de Santiago de Chuco en el departamento de la Libertad. Y está ubicado a una altitud de 2180 msnm, el clima de la zona es frígido - seco. Con una temperatura anual promedio de 12°C, con lluvias en los meses de diciembre a abril. Los principales recursos hídricos lo constituyen las aguas provenientes de puquiales y manantiales de la zona.

Los pequeños sistemas de riego que existen en la zona rural del Distrito de Angamarca, son de tipo rústico con muchas deficiencias, tanto en la infraestructura de captación y conducción, como en la red de distribución; tal es el caso de la Comunidad campesina de Pampamarca. La escasa oferta del agua en la época de sequía, se ve agudizada con los problemas de operación que se presentan para la distribución del agua en las diferentes y numerosas parcelas, no solo por el mal estado de las acequias de reparto, en las que se producen pérdidas importantes de agua, sino también por los tiempos muertos excesivos que demora en llegar el agua a los puntos de servicio.

En la Comunidad Campesina de Pampamarca muestra las necesidades, carencias y limitaciones en la disponibilidad del recurso hídrico, así como las áreas de cultivo que se encuentran bajo la influencia del sistema de riego perteneciente a 39 familias de condición humilde, cuya economía se sustenta principalmente en la actividad agrícola y en menor escala la pecuaria, esta cantidad de hectáreas destinadas para riego son 96 Ha.

Se calculó la demanda de agua para riego considerando los cultivos tradicionales bases y rotacionales de Santiago de Chuco, para un área de riego de 96 hectáreas y calendario de cultivo, aplicando el método de Hargreaves, para calcular la evapotranspiración, obteniendo un módulo de riego de 1.44 l/s/he para el mes más desfavorable y un caudal de demanda de 138 lt/seg para el mes de agosto.

El planteamiento hidráulico consiste en realizar una bocatoma para captar un caudal de 138 lt/s, diseñando su barraje de un 1m de altura con un caudal de 1 m³/s, una ventana de captación de 0.50m de ancho por 0.30m de altura, un desarenador de un ancho de 1.25m, con una profundidad de 0.62 m y una longitud de 1.26m, y canal de conducción, considerando dos secciones típicas del canal rectangular de 0.50m de ancho por 0.50m de altura y trapezoidal de 0.30m de bases 0.50m de altura y espejo de agua 0.60m con un talud de 0.50, variando la sección en 10 tramos por pendiente de la topografía. Las pendientes son variables en diferentes tramos, pero diseñando para un flujo sub crítico. Para controlar el caudal de ingreso en el canal se está considerando un aliviadero lateral. Durante el recorrido por la ubicación de las pequeñas parcelas se proyecta compuertas de toma.

ABSTRACT

The peasant community of Pampamarca belongs to the District of Angasmarca of the Province of Santiago de Chuco in the department of La Libertad. And it is located at an altitude of 2180 meters above sea level, the climate of the area is frigid - dry. With an average annual temperature of 12 ° C, with rains in the months of December to April. The main water resources are constituted by the waters coming from puquiales and springs in the area.

The small irrigation systems that exist in the rural area of the District of Angasmarca are of a rustic type with many deficiencies, both in the catchment and conduction infrastructure, as well as in the distribution network; such is the case of the Peasant Community of Pampamarca. The scarce supply of water in the dry season is exacerbated by the operating problems that arise for the distribution of water in the different and numerous plots, not only due to the poor condition of the distribution ditches, in which they cause significant water losses, but also due to the excessive downtime it takes for the water to reach the service points.

In the Peasant Community of Pampamarca, it shows the needs, deficiencies and limitations in the availability of water resources, as well as the cultivation areas that are under the influence of the irrigation system belonging to 39 families of humble condition, whose economy is mainly based on the agricultural activity and on a smaller scale livestock, this amount of hectares destined for irrigation is 96 Ha.

The water demand for irrigation was calculated considering the traditional base and rotational crops of Santiago de Chuco, for an irrigation area of 96 hectares and cultivation calendar, applying the Hargreaves method, to calculate the evapotranspiration, obtaining an irrigation module of 1.44 l / s / ha for the most unfavorable month and a demand flow of 138 l / sec for the month of August.

The hydraulic approach for consists of making a intake to capture a flow of 138 lt / s, designing its bar of 1m high with a flow rate of 1 m³ / s, a catchment window 0.50m wide by 0.30m high , a desander with a width of 1.25m, with a depth of 0.62 m and a length of 1.26m, and a conduction channel, considering two typical sections of the rectangular channel 0.50m wide by 0.50m high and trapezoidal of 0.30m in bases 0.50m high and water mirror 0.60m with a slope of 0.50, varying the section in 10 sections by slope of the topography. The slopes are variable in different sections, but designed for a sub critical flow. To control the inflow into the canal, a lateral spillway is being considered. During the tour of the location of the small plots, intake gates are projected.

PRESENTACIÓN

SEÑORES MIEMBROS DEL JURADO:

Dando cumplimiento al Reglamento de Grados y títulos de la Universidad Privada Antenor Orrego, es grato poner a su disposición la presente Tesis titulada: “**DISEÑO HIDRAULICO DE LA BOCATOMA EN LA QUEBRADA SAN FRANCISCO Y ESTRUCTURAS DE CONDUCCIÓN PARA EL RIEGO POR GRAVEDAD EN EL CASERÍO PAMPAMARCA - SANTIAGO DE CHUCO**”, con el propósito de obtener nuestro Título Profesional de Ingeniero Civil.

Los Autores.

INDICE

DEDICATORIA	v
AGRADECIMIENTO	vi
RESUMEN	vii
ABSTRACT	ix
PRESENTACIÓN	xi
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Realidad Problemática	1
1.2. Formulación del Problema	3
1.3. Objetivos.....	3
1.3.1 Objetivo general	3
1.3.2 Objetivos Específicos	3
1.4. Justificación del estudio	4
1.4.1 Justificación académica	4
1.4.2 Justificación Técnica.....	4
1.4.3 Justificación social.....	4
2. MARCO DE REFERENCIA	5
2.1 Antecedentes del estudio.....	5
2.2 Marco teórico	6
2.2.1 Dimensionamiento de la Quebrada.....	6
2.2.2 Bocatoma.....	10
2.2.3 Desarenador	21
2.2.4 Diseño del Canal	26
2.3 Marco conceptual	32
2.4 Hipótesis	33
2.5 Variables.....	33
3. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....	34
3.1. Tipo y nivel de investigación.....	34
3.1.1. Tipo de Investigación:.....	34
3.1.2. Diseño de la investigación:	34
3.2. Población y muestra.	35
3.2.1 Población.....	35

3.2.2	Muestra	35
3.3.	Técnicas e instrumentos de recolección de datos.	35
3.4.	Técnicas para el procesamiento y análisis de la información.	35
4.	RESULTADOS	36
4.1	Topograficos	36
4.1.1	Ubicación de la zona de estudio: Ubicación Política	36
4.1.2	DEMARCAACION DE LA UNIDAD HIDROGRAFICA	37
4.1.3	El levantamiento Topográfico	37
4.2	Resultados de geológicos y mecánica de suelos	39
4.2.1	Geología basica.....	39
4.2.2	Suelos	39
4.2.3	Sismologia:	39
4.3	Aspecto Económico	40
4.4	Cultivos	41
4.5	Resultados Hidrologicos	41
4.5.1	Climatologia:	41
4.5.2	Evaluación de la Información Hidrológica	42
4.5.3	Red Meteorológica	43
4.5.4	Recursos Hídricos	43
4.6	Area y numero de familias beneficiadas:.....	45
4.7	Resultados de la demanda de agua.....	45
4.8	Eficiencia de Riego	45
4.9	Cálculo de la demanda de agua	46
4.9.1	Cedula de cultivos	46
4.9.2	Calculo de evapotranspiracion potencial.....	47
4.9.3	Cálculo de la Demanda Hidrica.....	49
4.10	Diseño Hidráulico de la Bocatoma	50
4.11	Diseño hidraulico del desarenador	62
4.12	Diseño hidraulico del canal de conducción	67
5.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	72
6.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	72
6.1	Conclusiones.....	72
6.2	Recomendaciones	73
7.	Referencias bibliográficas.....	73

8. ANEXOS:.....	75
-----------------	----

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Coeficiente de Rugosidad (N).....	7
Tabla 2: Tiempo de vida útil de estructuras y equipos.....	9
Tabla 3: Operacionalización de variables	34
Tabla 4: Estaciones meteorologicas del ambito del estudio	43
Tabla 5: Area de cultivo y cedula de cultivo.....	46
Tabla 6: Cultivs alternativos.	46
Tabla 7: Cálculo de la lámina de agua.	46
Tabla 8: Periodo vegetativo por etapas de desarrollo.....	47
Tabla 9: Datos de ingreso.....	48
Tabla 10: datos de calculos.....	48
Tabla 11: Calculo de la demanda hidrica.....	49
Tabla 12: Caudal de diseño.....	50
Tabla 13: Talud de agua arriba del barraje.....	56
Tabla 14: Determinacion de coordenadas.....	58

INDICE DE FIGURAS

Figura 1: Ubicación Política zona de estudio del área de estudio.....	37
Figura 2: Consideración de la seccion dequebrada.	51
Figura 3: Cálculo de la curva de remanso.	52
Figura 4: Diseño para una sección trapezoidal de máxima eficiencia.....	52
Figura 5: Características de barraje.....	54
Figura 6: Cálculo del resalto hidráulico.....	60
Figura 7: Diseño hidráulico de desarenador.....	62
Figura 8: Calculo de la seccion transversal del desarenador.	64
Figura 9: Cálculo de la profundidad y ancho.	64
Figura 10: Tramo Km 0+000 - Km 0+40.....	67
Figura 11: Tramo km 0+ 040 - Km 0+100	67
Figura 12: Tramo Km 0+100 - Km 0+180.....	68
Figura 13: Tramo Km 0+180 - Km 0+320.....	68
Figura 14: Tramo Km 0+320 - Km 0+840.....	69
Figura 15: Tramo Km 0+840 - Km 0+900.....	69
Figura 16: Tramo Km 0+900 - Km 1+660.....	70
Figura 17: Tramo Km 1 + 660 - Km 1+720	70
Figura 18: Tramo Km 1+720 - Km 1+880.....	71
Figura 19: Tramo Km 1+880 - Km 2+000.....	71

INDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1: montaje de la estación total in situ.	75
Ilustración 2: Toma de datos en campo - pendiente.	75
Ilustración 3: Toma de datos en terreno.	76
Ilustración 4: Elección, marcado de punto de control topográfico in situ.	76
Ilustración 5: Toma de datos de terreno.	77
Ilustración 6: Cálculos y maniobración de estación total.	77
Ilustración 7: Equipo utilizado: Estación Total.	78

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Realidad Problemática

Los grandes proyectos de irrigación, conformado por una serie de obras hidráulicas: desde pequeñas tomas, canales, bocatomas, presas de tierra, etc. hasta las grandes presas de embalse, forman parte de un gran proyecto nacional que se está dando y ejecutando en nuestro país, con el propósito de dar un gran impulso a nuestra agricultura ya que ésta es una base económica fundamental para el desarrollo de nuestro país.

La eficiencia del sistema de riego en el Perú aún no se encuentra totalmente definida y no existe sustento de ello, en muchos casos se dice que la eficiencia es del 30%, asimismo el desconocimiento por parte de las entidades operadoras de dichos sistemas, generan que los profesionales confundan la definición de la eficiencia de riego con la eficiencia de aplicación, en la mayoría de los casos.

El riego cumple un papel fundamental en el aumento de la producción y diversificación agrícola, en el empleo rural y en la garantía de alimentos, es así que existe una necesidad de suministrar servicios de riegos seguros y rentables, así como el mejoramiento de la gestión de los recursos hídricos.

Aproximadamente el 80% de la extracción de agua en el Perú es utilizado para el riego; sin embargo, el 65% se pierde debido a sistemas de riego que son ineficientes. Se estima que la eficiencia total del uso del agua en los sistemas de riego es aproximadamente del 35%, el cual se considera como un mal rendimiento y esto se debe principalmente a los sistemas de distribución con fugas y al uso extensivo de métodos de riego por gravedad o inundación no mejorados, con una eficiencia total aproximada del 50%.

Según estadísticas, la agricultura proporciona empleo aproximadamente al 37% de la población, además que el Perú cuenta con un área irrigable de 11 millones de Has, de las cuales 3 millones de Has se encuentran bajo riego y 2 millones de Has al secano; lo cual implica que la utilización en su mayor parte de las aguas de lluvia, lo cual limita la producción de cultivos a una cosecha por año, por esto más del 50% carecen de una infraestructura de riego adecuado.

En el Perú por lo general los predios no están adyacentes en la captación, lo que genera una pérdida de la conducción del recurso desde la bocatoma hasta la obra de entrega a nivel predial. Los factores que intervienen en la pérdida generada en los canales de riego, son principalmente debido a la evaporación en la superficie libre del agua, transpiración de la vegetación existente en los taludes y servidumbres adyacentes, infiltración a través del perímetro mojado y derrame por los bordes de los canales y estructuras hidráulicas.

En la sierra de La Libertad, los agricultores de las localidades que están agrupados en juntas de regantes a través de los años y por la necesidad de regar sus cultivos, han construido de manera rustica las estructuras de captación y estructuras de conducción sin criterios técnicos en la mayoría de casos, viéndose perjudicados al no captar el agua suficiente durante todo el año y además la pérdida de agua por infiltración en los canales debido a que no son revestidos. Según las estadísticas determinados por el Ministerio de Agricultura hay un déficit de proyectos de infraestructura de riego en un 58%, lo cual hace que se realicen proyectos para mejorar la infraestructura de riego de las diferentes localidades colocando estructuras de concreto como bocatomas, desarenadores, canales revestidos, compuertas, obras de arte, etc.

En la Comunidad Campesina de Pampamarca se muestra las necesidades, carencias y limitaciones en la disponibilidad del recurso hídrico, así como las áreas de cultivo que se encuentran bajo la influencia del sistema de riego perteneciente a familias de condición humilde, cuya economía se sustenta principalmente en la actividad agrícola y en menor escala la pecuaria (población del área del proyecto se dedica principalmente a la actividad de la agricultura en un 80 %, a la ganadería en un 15 %, y al comercio en 5 %), actividades que se ven limitadas por la escasa oferta del recurso agua, la falta de infraestructura de riego adecuada para el almacenamiento, conducción y distribución del agua de riego hacia sus campos de cultivo, obligando a vivir de una economía de subsistencia y en algunos casos obliga a los pobladores a desplazarse hacia los centros mineros de las provincias cercanas en busca de trabajo, para así sustentar necesidades familiares.

1.2. Formulación del Problema

¿En qué medida el diseño hidráulico de la bocatoma en la quebrada San Francisco y estructuras de conducción servirá para la mejor distribución y captación de agua para el caserío Pampamarca - Santiago de Chuco?

1.3. Objetivos

1.3.1 Objetivo general

Realizar el diseño hidráulico de la bocatoma en la Quebrada San Francisco y estructuras de conducción para el riego por gravedad en el Caserío Pampamarca - Santiago de Chuco”

1.3.2 Objetivos Específicos

1. Realizar el levantamiento topográfico en la zona de la bocatoma y canal de conducción.
2. Determinar la oferta hídrica de la Quebrada San Francisco

3. Cálculo de la demanda de agua para los cultivos.
4. Diseño hidráulico de bocatoma, desarenadores y canal de conducción.

1.4. Justificación del estudio

1.4.1 Justificación académica

La tesis se justifica académicamente porque permitirá aplicar procedimientos matemáticos que en base a los criterios hidráulicos a nivel de ingeniería resolver problemas complejos de diseño, estabilidad de estructuras frente a caudales extremos.

1.4.2 Justificación Técnica

El presente proyecto está destinado al cálculo Diseño hidráulico de obras civiles para mejorar la captación de agua y conducción, reduciendo la pérdida de agua por filtración.

1.4.3 Justificación social

Sí se hace realidad la construcción de un sistema de riego adecuado, se debe reconocer que no se trata solamente de recuperar un bienestar perdido, sino principalmente habilitar la infraestructura que fomente un trabajo productivo, sabiendo que en esta productividad descansa el verdadero desarrollo, es decir, el bienestar social directo de las familias de la comunidad campesina y naturalmente de la sociedad en general. Los principales beneficiarios directos con la ejecución del presente proyecto corresponden a los pobladores dueños de pequeñas parcelas, que forman 31 familias beneficiadas.

2. MARCO DE REFERENCIA

2.1 Antecedentes del estudio

Antecedentes Internacionales

Díaz Ibáñez, Raúl. 2015. Análisis de estabilidad y diseño estructural de la bocatoma del P.H. Paso Ancho. Tesis profesional: Universidad Nacional Autónoma de México.

En el presente documento se indica la metodología aplicada para el análisis de estabilidad y el diseño estructural de la bocatoma de la Obra de Generación; dicho análisis hace referencia principalmente a las 3 condiciones de estabilidad (el deslizamiento, el volteo y la flotación) para las cuales la bocatoma debe presentar condiciones de seguridad durante las etapas de construcción y de operación, en las cuales se presentan eventos usuales, inusuales y extremos, que son analizados mediante recomendaciones de manuales y/o reglamentos y por la experiencia del diseñador.

Programa Nacional de Riego. 2011. Criterios de Diseño y Construcción de Tomas de Tipo Presa Derivadora. Cochabamba, Bolivia.

El objetivo principal de este documento es poner a disposición de técnicos y especialistas en obras hidráulicas diversos criterios de diseño, así como de operación y mantenimiento de Presas Derivadoras, además de mostrar mediante estudios de caso realizados en La Paz y Oruro, las características de estas obras, su desempeño en diversas condiciones y algunas respuestas a los problemas relacionados con ellas, de manera que cuando se adopte este tipo de obras para la captación de agua, sea de una forma apropiada y en concordancia a las condiciones de cada sitio.

Autoridad Nacional del Agua ANA. 2010. Gestión Agua-Rio Chancay Lambayeque. Lambayeque: Dirección de Estudios de Proyectos Hidráulicos Multisectoriales.

Aquí se presenta la descripción de las obras consideradas y construidas en la Bocatoma Raca Rumi, ubicada en el Distrito de Chongoyape, Provincia Chiclayo, Departamento Lambayeque.

H2OImos ODREBRECHT. 2012. Proyecto de Irrigación Olmos. Lambayeque.

H2OImos presentó al Gobierno Regional de Lambayeque una propuesta de optimización que contempla la distribución de agua presurizada a los usuarios en el valle nuevo de Olmos y agricultores del valle viejo. De esta manera, más de 40,000 hectáreas contarán con un sistema presurizado de distribución de agua de riego. El GRL aceptó la propuesta de Optimización la misma que ya está plasmado en el Contrato de Concesión.

En el año 1995, se realizó el estudio de pre-factibilidad del proyecto de riego Alto Mayo, ejecutado por la empresa Consultora GFA-CES. El estudio se basa explícitamente en el desarrollo de la margen izquierda del Alto Mayo y plantea el desarrollo del proyecto de riego Avisado -la Conquista, para irrigar 2,200has., de arroz en campaña chica.

2.2 Marco teórico

2.2.1 Dimensionamiento de la Quebrada

Características del Cauce

El cauce de la quebrada en la zona de captación presenta una sección irregular que será necesario definirla y uniformizarla con la finalidad de mejorar el escurrimiento de las aguas.

Sus características principales del cauce son:

Pendiente (S)

Viene hacer la que presenta el perfil longitudinal del cauce o aquella que resulta de la uniformización del mismo, en este caso de los planos topográficos.

Coefficiente de Rugosidad (N)

Este coeficiente es un valor característico y particular de cada cauce, dependiendo de la mayor o menor resistencia que oponga al escurrimiento del fluido, siendo función, por lo tanto, del tipo de material que conforma el cauce, del alineamiento, del material de arrastre, etc. Sin embargo, para ríos de la zona en estudio, son similares a los que tenemos en la Sierra Liberteña. Un valor adecuado a un cauce con corriente natural sinuoso, escollos, hierba, y piedras, es según TRUEBA CORONEL, de su libro de Hidráulica:

Tabla 1: Coeficiente de Rugosidad (N)

SUPERFICIE	CONDICIONES DE LAS PAREDES			
	PERFECTAS	BUENAS	MEDIANAS BUENAS	MALAS
Superficie de Mampostería Seca	0.0250	0.0300	0.0330	0.0350
Acueductos Semicirculares Metálicos, Lisos	0.0110	0.0120	0.0130	0.0150
Acueductos Semicirculares Metálicos, Corrugados	0.0225	0.0250	0.0275	0.0300
CANALES Y ZANJAS				
En tierra, alineados y uniformes	0.0170	0.0200	0.0225	0.0250
En roca, lisas y uniformes	0.0250	0.0300	0.0330	0.0350

En roca, con salientes y sinuosos	0.0350	0.0100	0.0450	
Sinuosos y de escurrimiento lento	0.0225	0.0250	0.0275	0.0300
Dragados en tierra.	0.0250	0.0280	0.0300	0.0330
Con lecho pedregoso bordes de tierra enyerbados	0.0250	0.0300	0.0350	0.4000
Plantilla de tierra, taludes ásperos	0.0280	0.0300	0.0330	0.0350
CORRIENTES NATURALES				
(1) Limpios, bordes rectos, llenos, sin hendidura charcos profundos	0.0250	0.0280	0.0300	0.0330
(2) Igual al (1) pero con algo de hierba y piedra	0.0300	0.0330	0.0350	0.0400
(3) Sinuoso, algunos charcos y escollos, limpio.	0.0330	0.0350	0.0400	0.0450
(4) Igual al (3), de poco tirante, con pendiente y sección menos eficiente.	0.0400	0.0450	0.0500	0.0550
(5) Igual al (3), algo de hierba y piedra	0.0350	0.0400	0.0450	0.0500
(6) Igual al (4), secciones pedregosas.	0.0450	0.0500	0.0550	0.0600
(7) Ríos pedregosos, cauce enhierbado o con charcos profundos.	0.0500	0.0600	0.0700	0.0800
(8) Playas muy enhierbadas.	0.0750	0.1000	0.1250	0.1500

Fuente: "Hidráulica" Prueba Coronel

Inclinación de Taludes

Este valor principalmente, está en función del material que los forman, pues cada uno de estos posee un determinado ángulo de

reposo, siendo este valor el recomendado para la inclinación de los mismos.

Ancho del Cauce

El la longitud que se considera de extremo a extremo de los taludes de la quebrda

Periodo de Diseño

Cuando se diseña este tipo de obras, se deberá tener en cuenta el período de duración, estando condicionado a varios factores, siendo el principal técnico-económico. Si el periodo de diseño es muy corto el proyecto no será muy costoso, pero corre el riesgo de quedar obsoleto muy pronto, y si se elige un período de diseño muy largo el proyecto será muy grande y su ejecución será demasiado costosa, además que su producción será cuando este termine íntegramente la obra.

Existen diferentes y varios tipos de tablas que nos indican la vida probable de las estructuras y equipos a usarse, teniendo en cuenta estas recomendaciones se adopto un periodo de diseño de 25 años, según los diques y barrajes medianos.

Tabla 2: *Tiempo de vida útil de estructuras y equipos*

Tipo de Instalación	Características Especiales	Periodo de Diseño en años
Grandes presas y acueductos de aducción	Ampliación difícil y costosa	25 – 30
Diques y barajes medianos	Ampliación poco difícil y costosa	20 – 25
Pozos, sistema de distribución, filtros, decantadores	Ampliación fácil, crecimiento poblacional Alto y bajo	Alto 10 – 15 Bajo 20–25

Tuberías de más de 12" de diámetro	Sustitución fácil, física e hidráulica	15 – 20
Edificios y reservorios	Ampliación fácil	30 – 40
Maquinaria y equipo	Vida corta	10 – 20

Fuente: Bureau of Reclamamation, diseño de pequeñas presas.

2.2.2 Bocatoma

Una bocatoma, o captación, es una estructura hidráulica que es usada para derivar desde cursos de agua, ríos, arroyos, canales, lagos o incluso desde el mar, una parte del agua disponible en esta, para ser utilizada en un fin específico, ya sea el abastecimiento de agua potable, riego, generación de energía eléctrica, acuicultura, enfriamiento de instalaciones industriales, etc.

Las bocatomas se caracterizan principalmente por el caudal de captación. El propósito principal del trabajo de bocatoma es el de recolectar agua desde uno o varios puntos y concentrar este caudal en un solo punto: la entrada al canal de conducción.

Debido a la diversidad de una fuente, nunca habrá un diseño estándar que se pueda construir de forma genérica para cada sistema. Sin embargo, los trabajos de bocatoma tienen que incorporar las características de diseños estándar que permitan el control adecuado del agua, oportunidad de sedimentación y prevención de futura contaminación.

Lo más relevante a considerar son los problemas que ocasionan la estación en épocas de crecientes, es decir en épocas de lluvia. Las estructuras de la bocatoma deben ser ubicadas en puntos donde no se vean directamente amenazadas por crecidas de aguas, o indirectamente, por erosiones de tierra a través de los años. Por lo que un estudio geológico e hidrológico y topográfico muy minucioso de la zona es de vital importancia.

2.2.2.1 Tipos de bocatoma

Toma Directa

Es una toma que capta directamente a través de un canal lateral, que por lo general es un brazo fijo del río el cual permite discurrir un caudal mayor que el que se va a captar. Su principal ventaja es que no se necesita construir un barrage o azud que por lo general es una de las partes de mayor costo. Sin embargo; tiene la desventaja de ser obstruida fácilmente en época de crecidas, además permite el ingreso de sedimentos hacia el canal de derivación.

Toma Mixta o Convencional

Es una toma que realiza la captación a través del cierre del río con una estructura llamada azud o presa de derivación, la cual puede ser fija o móvil dependiendo del tipo del material usado. Es fija cuando se utiliza un elemento rígido, por lo general concreto, y será móvil cuando se utilizan compuertas de acero o madera. La captación en ese tipo de bocatomas se realiza por medio de una ventana que puede funcionar como orificio o vertedero dependiendo del tirante en el río.

Toma Móvil

Es una toma que para crear la carga hidráulica se necesita de un barrage móvil. Son tomas que, por la variación de niveles en forma muy marcada entre la época de estiaje y avenida, necesitan disponer de un barrage relativamente bajo, pero que para poder captar el caudal óptimo requieren de compuertas que le den la cota a nivel de agua adecuado. A los barrajes con compuertas que permiten el paso del caudal de avenida a través de ellos se les conoce como barrage móvil. Su principal ventaja es que permite el paso de

los materiales de arrastre por encima de la cresta del barrage vertedero o azud.

Toma Tirolesa o Caucasiona

Son tomas cuyas estructuras de captación están dentro de la sección del azud, en un espacio dejado en él, protegido por una rejilla que impide el ingreso de materiales gruesos. Estas tomas no se recomiendan usar en ríos donde el arrastre de sedimentos es intenso, ya que podrían generar una rápida obstrucción de las rejillas. Conviene mencionar que la gran mayoría de los ríos del Perú son muy jóvenes y arrastran gran cantidad de sedimentos en épocas de crecidas, por lo que la construcción de estas tomas debe ser donde las condiciones sean favorables.

2.2.2.2 Partes de la bocatoma

Barraje

Llamado también presa derivadota, tiene por objeto crear una carga de agua fija sobre la compuerta de toma y asegurar así la captación del agua por la estructura.

El barrage constituye un dique que cierra el cauce del río obliga a que toda el agua que se encuentra bajo la cresta y entre a la obra de derivación. En tiempo de crecida el exceso pasa por encima de este dique es decir funciona como vertedero, este tipo de dique vertedor se llama Azud.

Encauzamiento de la vertiente

En el cauce donde se ubicará la bocatoma se deberá realizar una limpieza del encauzamiento del río 50mt aguas arriba y 50mt aguas abajo, este trabajo se realizará a mano y con ayuda de maquinaria tratando que la sección de la vertiente

quede aproximadamente como una sección rectangular para facilitar la construcción de las obras hidráulicas.

Muros de Encauzamiento

Estos muros son estructuras destinadas a proteger los márgenes de los ríos o quebradas, así como a darles dirección determinada.

Estos muros serán de concreto, se construirán aguas arriba y aguas debajo de la ventana de captación y a ambos márgenes, rematando en transiciones alabeadas para empalmar con los taludes naturales del río estos muros se cimentarán sobre terreno duro y su diseño será embalse a la resistencia del terreno, a la topografía de los taludes y a las crecientes máximas para evitar el desbordamiento del agua. Para nuestro proyecto se concederá que el nivel de la tierra alcanzará la altura del muro.

Estanque Amortiguador (colchón de dissipador)

El agua del río que pasa por el azud en creciente, cae con gran energía que erosionaría el cauce y puede socavar las obras causando su destrucción.

El zampeado o colchón sirve para disipar la energía de manera que el agua pasa por el cauce natural con velocidad lo suficientemente baja para no producir erosiones, justificar esta estructura se debe estudiar o analizar el régimen de la corriente o quebrada.

Compuerta de purga o Limpia

Esta compuerta de purga se ubica según el diseño de la bocatoma, suele ubicarse en el extremo del azud y después

del canal de limpia a lado de la ventana de captación, para el diseño de nuestra bocatoma será de la segunda forma.

Como el río trae en épocas de creciente gran cantidad de piedras medianas que se encuentran aguas arriba del azud, pudiendo llegar a tapar la entrada con la cual la caudal decantación se reduce considerablemente o puede ser totalmente interrumpido. La función de la compuerta es eliminar este material grueso. En nuestro caso habrá una compuerta de purga para esta Bocatoma.

Las compuertas se abren en crecientes, evacuando el agua, por lo tanto, cumple una función adicional de aliviar al trabajo del azud hasta un cierto grado de regular el cauce captado. Las compuertas, donde los caudales son pequeños pueden ser de madera, en nuestro caso será de acero.

Diseño del Barraje

Como ya se analizo, el barraje será fijo, construido de concreto del tipo de gravedad que se adaptan bien para usarse como vertedero o aliviadero en la corona y depende de su propio peso para su estabilidad estructural se ha adoptado trapezoidal ligeramente redondeado para facilitar el paso del agua.

2.2.2.3 Perfil de cresta de cimancio o azud

El perfil de la cresta debe ser tal que, al verter las aguas sobre ella, se evite la formación de vacíos entre la cara interior del filete de agua y el perfil de la misma, ya que de presentarse estos se originarían en dichos lugares presiones negativas que dan lugar a un criterio de la estructura e incluso atentan contra su estabilidad.

De allí que el perfil que se le da tiene la forma que seguiría la cara inferior de un filete de cara perfectamente aireado, al verter sobre un vertedero de pared delgada. Según la fórmula mostrada en la fig. 187 relacionada por los ejes que pasan por la corona de la cresta, la porción que queda aguas arriba del origen que se define como una curva simple y una tangente o como una curva circular compuesta, la porción de agua a bajo se define por la ecuación según:

$$\frac{Y}{H_0} = -K \left(\frac{X}{H_0} \right)^n \dots\dots\dots(1)$$

Donde:

X, Y : Valores de las coordenadas

Ho : Carga de agua sobre la cresta

K y N : Son constantes que están en función de h_v/H_0 y de la inclinación del parámetro aguas arriba.

2.2.2.4 Diseño de la estructura del dissipador de energía

Como consecuencia de la sobre elevación del nivel de las aguas, producido por el barraje, estas adquieren una cierta energía potencial que posteriormente al caer se transformará en energía cinética, adquiriendo las mismas un gran poder erosivo, por tal razón es necesario disipar parte de esta energía en otra que no afecta la estructura. Para tal efecto el sistema más eficaz es el desarrollo hidráulico.

Disipador de Energía

Para realizar el diseño hidráulico del disipador de energía veremos que depende:

- a. Caudal de río
- b. Diferencia del nivel creado por la estructura
- c. Condiciones hidráulicas del río
- d. Tipo del material del cauce
- e. Material de construcción disponible

De las mencionadas anteriormente, los tres primeros se reúnen en uno, que es la energía que contiene el agua y que puede erosionar el cauce, así tenemos que un pequeño caudal cayendo de una gran altura puede ser mucho más destructivo que un gran caudal cayendo desde una pequeña altura.

También es frecuente el caso en el cual para caudales grandes el tirante aguas abajo del río aumenta hasta llegar a sumergir la obra, como es nuestro caso.

Con respecto al cauce, es obvio que las obras tienen que ser tanto más seguro cuanto menos estable es el material, un cauce de roca, prácticamente no se puede permitir ninguna energía residual, un cauce de canto rodado sería un caso intermedio.

Por el tipo de material usado sea mampostería de piedra u hormigón determina a su vez la forma que sea dada a la estructura ha diseñarse. Cualquiera que sea el tipo de estructura empleada la disipación de energía se consigue con la formación de “resalto hidráulico”, y trae como consecuencia que la alta velocidad al pie del azud se reduzca lo suficiente para no causar daño.

Para la calcular la disipación de energía se tiene que analizar y calcular sus tirantes conjugados en estanque y su relación con el tirante normal.

Resalto Hidraulico

Es un fenómeno que se presenta cuando un flujo pasa de un régimen supercrítico (RAPIDO) a subcritico (LENTO), generando un cambio en la forma de la energía predominante, en este caso de cinética potencial liberándose parte de ella en energía calorífica.

La necesidad de una poza de disipación y la forma de resalto esta íntimamente relacionada al Número de Fraude que se expresa:

Donde:

Y1 : Tirante de agua antes del salto hidráulico

Y2 : Tirante de agua después del salto hidráulico

hv1: Carga de velocidad antes del salto hidráulico

hv2: Carga de velocidad después del salto hidráulico

Ge : Energía liberada en salto hidráulico

L : Longitud del salto

Estando relacionado los diferentes términos por la expresión

$$Y_2 = \left(\frac{-Y_1}{2} \right) + \sqrt{\left(\frac{Y_1^2}{4} + \frac{2V_1 Y_1}{gY_1} \right)} \dots\dots\dots(2)$$

Donde:

$$V = q / y$$

La expresión anterior se convierte:

$$Y_2 = \left(\frac{-Y_1}{2} \right) + \sqrt{\left(\frac{Y_1^2}{4} + \frac{2q^2}{gY_1} \right)}$$

$$H_j = (Y_2 - Y_1) \frac{3}{4} Y_1 Y_2$$

$$L = 5 (Y_2 - Y_1) \dots\dots\dots(3)$$

Si la relación I, que determina la energía liberada en el salto, reemplazamos y_2 por su valor dado en III y simplificando tenemos:

$$H_j = \frac{\left(-1.5Y_1^2 + \sqrt{\left(\frac{Y_1^2}{4} + \frac{K}{Y_1} \right)} \right)^3}{-2Y_1^2 + 4Y_1 \sqrt{\left(\frac{Y_1^2}{4} + \frac{K}{Y_1} \right)}} \dots\dots\dots (4)$$

Donde:

$$K = \frac{2q^2}{g}$$

Expresión con la cual podemos determinar el valor del tirante y_2 , necesario para liberar la energía previamente determinada para luego evaluar las características restantes del resalto hidráulico.

Poza de disipación de energía

Esta poza surge de la necesidad de que el resalto se presenta al inicio del zameado por cuanto esto significará menor longitud del mismo, sin embargo, ello sucederá únicamente cuando el tirante de agua después del salto es igual al tirante normal que presenta en el río aguas a bajo:

$$Y_2 = Y_n$$

Lo que ocurre solamente para un determinado caudal; para otras descargas existen dos posibilidades:

$$Y_2 < Y_n$$

$$Y_2 > Y_n$$

En el primero de los casos la longitud para el salto se reduce llegando a producir un ahogamiento del mismo, la segunda de las posibilidades es el más frecuente y también la que origina los mayores problemas a la estructura, por lo cual se busca la forma de contrarrestar y para tal finalidad lo más recomendable es bajar el nivel del solado, hasta un punto tal que la cota energética después del salto sea igual a la que se presenta inmediatamente aguas abajo del mismo.

Este desnivel creado artificialmente en el lecho del río da lugar a la formación de la denominada poza de disipación de energía. Para dimensionar esta poza se debe determinar su profundidad, longitud, espesor y características del elemento que sirve de enlace entre esta y el barraje.

Cálculo del número de Froude (F)

Régimen Crítico

Se dice que un canal, o alguna sección de él, está trabajando bajo un régimen crítico cuando.

- Posee la energía específica mínima para un caudal dado.
- Posee el caudal máximo para una energía específica dada.
- Posee la fuerza específica mínima para un caudal dado.

Régimen Subcrítico

Son las condiciones hidráulicas en las que los tirantes son mayores que los críticos, las velocidades menores que las

críticas y los números de Fraude menores que 1. Es un régimen lento, tranquilo, fluvial, adecuado para canales principales o de navegación.

Régimen Supercrítico

Son las condiciones hidráulicas en las que los tirantes son menores que los críticos, las velocidades mayores que las críticas y los números de Fraude mayores que 1. Es un régimen rápido, torrencial, pero perfectamente estable, puede usarse en canales revestidos.

Para:

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gY_1}}$$

.....(5)

Luego:

$F_1 = 2.62 > 1$ Régimen supercrítico o rápido

$2.5 < F < 4.5$ El Resalto es bien balanceado

Las condiciones del resalto de acuerdo al número de fraude son las siguientes:

$F = 1$ El régimen es crítico y el resalto no puede formarse.

$F < 1.7$ No es necesario la poza de disipación.

$1.7 > F < 2.5$ El régimen es transitorio y no se forma un verdadero resalto.

$2.5 > F < 4.5$ El régimen se denomina de transición.

$4.5 > F < 9.0$ Resalto es bien balanceado.

$9.0 > F$ El resalto es efectivo, pero con una superficie muy irregular aguas abajo.

2.2.3 Desarenador

Introducción

En todo proceso de potabilización del agua, e tomas para irrigación y de aprovechamiento hidroeléctricos, se realiza una operación que consiste en eliminar las partículas transportadas por el agua, mayores de un cierto diámetro. Esta operación se realiza en las estructuras conocidas como degravadores y desarenadores.

Observando la dispersión de la reducida literatura que hace referencia a esta estructura, este trabajo presenta: una recopilación bibliográfica parcial, un sistema de clasificación y ejemplos numéricos en los que se pueden comparar los trabajos numéricos más comunes que hoy en día usan los proyectistas.

La eliminación de los materiales acarreados en un flujo comprende dos fases:

- La decantación de los materiales en suspensión.
- La evacuación al exterior de los depósitos.

El problema de la decantación se resuelve obligando a los filetes a fluir con una velocidad suficientemente baja tal de permitir el depósito de los materiales de ciertas dimensiones al fondo. Para la evacuación se operan apositas aberturas, constituyendo el problema más delicado en el proyecto de un desarenador.

La evolución del desarenador está íntimamente ligada a las fases del desarenamiento, se puede mencionar entonces una distinción, que se ajusta también a su evolución cronológica en:

Cámaras de Decantación

En un primer tiempo se usaban estas estructuras formadas por tazas donde la decantación y la extracción de los depósitos son dos operaciones sucesivas. Estas cámaras han sufrido también una evolución, pues en un comienzo se conocían las: camaras a

extracción mecánica, en las cuales se usaban aparatos mecánicos para evacuar los sedimentos, y que hoy en día están del todo abandonadas: posteriormente, se penso en utilizar la misma agua para la limpieza del desarenador y así se tuvieron las camaras a evacuacion hidraulica, las más antiguas obras de este tipo tienen en general fondo plano y la abertura de evacuación de dimensiones reducidas y a menudo ubicadas lateralmente. Las obras más modernas tienen un pendiente longitudinal del 3 al 5% con aberturas de evacuación entre 0.70 a 1.00 m. En zonas altas donde los tanques sirven también de trampa de grava las aberturas alcanzan dimensiones de hasta el ancho del tanque y las pendientes longitudinales varían entre el 10 al 20%. Se les conoce como desarenadores a operación discontinua y tienen un control de evacuación humano. Su utilización se limita a tomar de pequeña o mediana importancia sin pasar de gastos de una decena de m³/s.

Desarenador

Los desarenadores propiamente dichos son aquellos en los cuales las operaciones de decantación y extracción de los depósitos son operaciones simultáneas. Su evolución también se ha visto enmarcado dentro de las necesidades hidráulicas, así en un primer tiempo en la toma de agua para irrigación se iniciaron se iniciaron con los llamados: desarenadores en corriente con velocidades lentas, caracterizados por una baja velocidad de escurrimiento entre 0.20 a 0.60 m/s que permiten la eliminación de los elementos hasta de 0.1 mm, posterior y actualmente con las grandes centrales hidroeléctricas y surgiendo la necesidad de mantener secciones de ciertas dimensiones, sobre todo en túneles, se piensa en velocidades de hasta 1.00 m/s a 1.50 m/s lo que también nos limita la eliminación de partículas hasta de 0.5 mm en los llamados desarenadores en corrientes con lo que la

velocidad que consideraba constante, varia de punto a punto en la sección.

1. BUCHI, eliminaba el agua de la capa superficial con un tablero de rendijas.
2. DUFOUR, considerando el pequeño campo de acción de una boca de purga ha repartido las aberturas a lo largo del fondo del decantador adoptando una sección transversal en forma de carena de nave, forma que favorece la conducción de la arena a estas aberturas. Este tipo es base de otros desarenadores que presentan solo modificaciones parciales.
3. BONER, ha diseñado un desarenador cuyos depósitos son tazas piramidales invertidas en cuyos centros se encuentran las bocas de purga que desaguan hasta unos colectores laterales. La inclinación de las paredes facilita la sedimentación y la conducción de los materiales a la boca de purga.
4. QUEBEDO PEDRO, del Perú, ha diseñado en 1965 un desarenador de funcionamiento discontinuo. En zigzag con aberturas repartidas en una de sus caras laterales pero los choques que se producen en los cambios de dirección provocan turbulencias que dificultan la sedimentación. Presenta una pendiente lateral hacia alas bocas de purga.

Clasificación

Se ha pensado abarcar los conceptos que distinguen a los desarenadores proponiéndose las siguientes distinciones:

Por el sistema de operación

- D. discontinuo
- D. continuo
- D. mixtos, continuo-discontinuo

Por la velocidad de escurrimiento

- D. de baja velocidad
- D. de alta velocidad
- D. mixtos

Por el sistema de evacuación

- D. con evacuación repartida
- D. con evacuación por arrastre
- D. mixtos

Por el número de operaciones

- D. a simple decantación
- D. a doble y múltiple decantación

Por la disposición de los depósitos

- D. en serie
- D. en paralelo
- D. mixtos

Estudio de la decantación:

Una de las mayores preocupaciones para los estudios del desarenamiento ha sido y es determinar la velocidad a la cual los granos que se quieren eliminar, decantan en el seno del agua. Con este fin se han realizados una serie de estudios entre los que se pueden mencionar:

STOKES, estudio la cantación de granos aislados de naturaleza física bien determinada y de dimensiones exactamente establecidas, sintetizandolo en su fórmula:

$$w = \frac{F}{3\pi nd} \dots\dots\dots(6)$$

en donde w, es la velocidad de sedimentación en un grano de agua sin movimiento.

D, es el diametro del mismo

F, fuerza que tiende a hacerlo moverse.

n, coeficiente de viscosidad dinámica (kg.s.m⁻²) que ha sido comprobado para diámetros menores de 0.1 mm, como

$$W = \frac{1}{18n} g (R' - R) d^2 \text{ (m/s)} \quad \dots\dots\dots (7)$$

Siendo:

g, aceleración de la gravedad

R', densidad del material a sedimentar

R, densidad del fluido donde se sedimenta el grano

HAZEN, expuso en forma similar a la formula de Stokes, pero para diámetros mayores de 0.1 mm

$$W = \frac{1}{18n} g (R' - R) d \text{ (m/s)} \quad \dots\dots\dots (8)$$

SELLERIO, demostró por experiencias con granos de arena en movimiento en el agua la inaplicabilidad de la ley de Stokes para diámetros mayores a 0.1 mm.

SUDRY, estudió el movimiento de los granos de arena valiéndose de dos dispositivos diferentes de acuerdo a las dimensiones de los granos considerados. Para los granos pequeños, cuya velocidad de caída seria de consecuencia demasiada pequeña, inferior a 15 cm/s, medía directamente la velocidad de caída de los granos en un tubo de vidrio de 147 cm y de 2.2 cm de diámetro y de velocidades de caída mayores a 15 cm/s medía la velocidad ascensional de una corriente de agua, dentro del tubo de 50 cm y de 3.5 cm de diámetro, suficiente para mantener el grano en la misma posición.

- En el movimiento de caída las pequeñas velocidades de decantación son proporcionales a los cuadrados de los diámetros de los granos, mientras las más grandes son proporcionales a las raíces cuadradas de éstos.
- La naturaleza de los granos no influye en la velocidad de decantación, pero sí influyen la forma y densidad relativa.
- Para velocidades mayores a 9 cm/s la influencia de temperatura no es considerable.
- La acción de los materiales eventualmente en suspensión en el agua es tal de aumentar el tiempo de decantación, a igualdad de otras condiciones, casi proporcionalmente al cuadrado del exceso de densidad del agua arcillosa respecto al agua pura.

2.2.4 Diseño del Canal

Los canales son conductos que se diseñan para transportar agua desde un punto de inicio hasta su disposición final donde el agua circula por efecto de gravedad sin ninguna presión, porque su superficie esta en contacto con la atmósfera.

En el punto de inicio, el conducto recibe el agua desde una estructura de captación y luego a lo largo de su recorrido puede recibir caudales adicionales que entran lateralmente. La disposición final del caudal se hace en el sitio de entrega. Dentro del estudio de conductos se incluyen los canales naturales y canales artificiales.

El diseño de un canal consiste en calcular las dimensiones geométricas de la sección transversal, asumiendo un tipo de flujo permanente y uniforme, partiendo de un caudal de diseño, ósea de una relación agua - suelo - planta - hidrología.

Para diseñar un canal, sus los parámetros de sus dimensiones se obtienen en base al tipo de suelo, condiciones climáticas,

métodos de cultivo, topografía, características geotécnicas, clima, el tipo de cultivo, área a irrigar, factor económico etc.

Canales de riego por su función

Canal de primer orden

También se le llama canal madre o derivación, se traza con siempre con pendientes mínimas, el área que irriga este canal se le conoce como sistema de riego.

Canal de segundo orden

Llamados también laterales, son los que salen del canal madre, el área de riego que sirve un lateral se conoce como unidad de riego.

Canal de tercer orden

Son llamados también sub laterales, y nacen de los canales de segundo orden, este caudal es mas pequeño y es el que es repartido a las propiedades individuales, a través de las tomas de granja, el área que irriga se le llama unidad rotacional.

Al conjunto de unidades de rotación se le conoce como unidad de riego y el conjunto de unidades de riego se les conoce como sistema de riego.

Criterios y consideraciones para el diseño

- Para el diseño y/o mejoramiento del canal se debe de tener en cuenta el caudal de diseño con el que contara dicho canal, tomando en cuenta los factores climáticos del sitio, porque estos factores afectan a la masa de agua que transita en el canal.
- La Topografía, (planta y perfil) que recorre el canal porque en esta se visualiza la pendiente y sus variaciones del canal, y se localizara los lugares donde se construirán obras hidráulicas, y el movimiento de tierras que se realizaran.

- Existen varias formulas para el calculo de las secciones de canales, para el diseño se asume que el flujo es permanente y uniforme, para lo cual, se aplicara la formula de Manning.
- Para canales revestidos, se debe de tener en cuenta la exigencia geotécnica (asentamiento perjudicial) y que no sea expansivo (porque rajan el concreto), la estabilidad del talud y la permeabilidad.

Seccion hidraulica de maxima eficiencia

La excavación de la sección del canal, tiene una gran influencia en el costo de este, por lo que se trata de buscar una sección con la menor excavación posible y que cumpla con la eficiencia hidráulicas exigidas, esta condición esta referida al perímetro mojado mínimo o menor área de fricción, y es llamado “Sección de máxima eficiencia hidráulica” y este dado por la siguiente formula:

$$\frac{b}{y} = 2 \tan \frac{\theta}{2}$$

La cual representa en un canal trapezoidal la relación entre el acho de solera y el tirante para una sección de máxima eficiencia hidráulica.

Para un canal rectangular se tiene:

$$\frac{b}{y} = 4 \tan \frac{\theta}{2}$$

Para canales rectangulares se tiene: $b = 2y$

Diseño de la sección hidráulica

Para el diseño de la sección hidráulica del canal hay que tener en cuenta muchos factores y empezar con los datos básicos de diseño como: teniendo la topografía definiendo la pendiente (perfil longitudinal - planos), el material del canal, el caudal de diseño que para este caso será de 0.80 m³/s. desde la salida del agua de la toma. Existen varias formulas para el diseño de canales, todas tienen como origen la formula de Chezy. Para esta tesis se diseñará utilizando la formula de Manning:

$$Q = \frac{A R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}}{n}$$

Donde:

Q = Caudal o gasto (m³/s)

A = Área de la sección transversal (m²) R = Radio Hidráulico (m)

S = Pendiente de la línea de energía (m/m)

n = Coeficiente de rugosidad que depende de las paredes del canal.

Rugosidad

Valores del coeficiente de rugosidad (n) dados por Horton para ser usados en la formula de Kutter y Manning

Talud

Es la relación de la proyección horizontal a la vertical de la inclinación de las paredes laterales, mientras mas inestable sea el material, menor será el ángulo de inclinación de los taludes.

Bordo Libre

En el canal es necesario dejar un desnivel entre la parte superior del tirante y la corona de los bordes del canal, un margen de seguridad, con el fin de prever niveles mayores (extraordinarios) que puedan presentarse.

No existe una regla que se pueda aceptar universalmente para el cálculo del borde libre, varios autores toman su propio criterio. El Bureau of Reclamation, recomienda estimar el bordo libre de la siguiente manera.

$$\text{Bordo Libre (BL)} = \sqrt{CY}$$

BL = Bordo libre (pies)

Y = Tirante del canal

C = Coeficiente en función de los caudales

1.50 para $Q > 20$ pies³/seg

2.50 para $Q > 3000$ pies³/seg

Una vez calculado las dimensiones del canal se debe de comprobar si el flujo del canal esta trabajando bajo un régimen crítico, subcrítico o supercrítico esto se mide con el número de Froude (F).

$$F = \frac{v}{\sqrt{gL}}$$

Donde:

v = Velocidad media de la sección (m/s)

g = aceleración de la gravedad (m²/s)

L = Longitud característica de la sección (m)

En canales, la longitud característica viene dada por la magnitud de la profundidad media o tirante medio $y = A/L$ con lo cual se tiene:

El número de Froude puede ser:

$$F = \frac{v}{\sqrt{g \bar{y}}}$$

Flujo Subcrítico, $F < 1$, flujo de baja velocidad, lento, tiene fluencias aguas arriba. Flujo Crítico, $F = 1$, en este estado, las fuerzas de inercia y gravedad están en equilibrio. Flujo Supercrítico, $F > 1$, flujo de gran velocidad, rápido o torrencioso, tiene fluencia aguas abajo.

Juntas

Se definen 4 tipos de juntas mas usadas en canales:

Juntas de construcción: Este tipo de juntas, son por causas constructivas cuando se interrumpe los trabajos de ese tramo, pero se hace coincidir con otro tipo de juntas.

Juntas de contracción transversales: Previenen el agotamiento transversal debido a la disminución del volumen de concreto o contracción por cambios de temperatura estas juntas deben de instalarse a lo largo del canal con una longitud no mayor a los 5 m.

Juntas de Contracción Longitudinal: Previenen el agrietamiento longitudinal en canales, cuyo perímetro de revestimiento es igual o mayor a 9 m, estas juntas deben de espaciarse entre si cada de 2.5 a 4.5 m.

Juntas de Dilatación o expansión: Cuando el canal entra en contacto con estructuras hidráulicas (obras de arte), se instala esta junta.

2.3 Marco conceptual

- **Barraje o Azud:** Su función es cerrar el cauce del río, exigiendo al agua que se encuentra por debajo de la cota de su cresta, a que ingrese a la conducción. El dique, en épocas de creciente, funciona como un vertedero.
- **Rejilla:** Ésta impide que pase al canal de conducción material sólido muy grueso.
- **Zampeado y colchón al pie de azud:** Sirven para dispersar la fuerza con la que cae al agua desde el azud en épocas de lluvia, y así evitar que se erosione la zona del pozo de quietamiento. El fenómeno, si no es controlado, puede socavar las estructuras y causar su destrucción.
- **Compuerta de purga:** Está ubicada al lado de la reja de entrada. Su función es eliminar, mediante la operación de la compuerta, el material grueso y mantener limpio el sector frente a la rejilla.
- **Estabilidad:** Característica necesaria en una estructura para soportar las cargas aplicadas.
- **Talud:** El talud o pendiente de un muro, se comprende bajo el nombre genérico de talud a cuáles quiera superficie inclina respecto a la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las estructuras de tierra.
- **Obras de Toma:** Estructuras auxiliares para extraer agua del canal para los fines concebidos.
- **Compuertas:** Dispositivos mecánicos que se emplean para la regulación el caudal de agua.

- **Río:** Sistema de canales naturales (cursos de agua) por medio de los cuales se descarga el agua de la cuenca.
- **Cauce:** Concavidad del terreno, natural o artificial, por donde corre un río, un canal o cualquier corriente de agua. (Rocha, 1998).
- **Falla por deslizamiento superficial:** Ocurre al deslizarse el material próximo a los taludes por la acción del agua o aire, debido a la falta de confinamiento en esa zona.

2.4 Hipótesis

Con el planteamiento del diseño de la bocatoma y de estructuras de conducción para el riego por gravedad se podrá tener una alternativa confiable y segura para el riego de los cultivos en el caserío Pampamarca- Santiago de Chuco.

2.5 Variables

Variable Dependiente (V1): Diseño Bocatoma y estructuras de conducción

Variable Independiente (V2): Topografía, caudal de la Quebrada y demanda

VARIABLE	DIMENSION	INDICADOR	UNIDAD	INSTRUMENTO
V1: Diseño Bocatoma y estructuras de conducción	Geometría de la bocatoma, desarenador y canales	Cumple la captación y condución de agua para riego	metros	Wincha

V2: Topografía, caudal de la Quebrada y demanda	Superficie del terreno Oferta hídrica Demanda de agua	Inclinación o pendiente del cauce de la quebrada	m/m	Wincha, Equipo topográfico, Teodolito, procesos de calculo
		Longitud y pendiente del canal	m, Km %	
		Cantidad de agua que oferta la quebrada	m ³ /s	
		Cantidad de agua que se necesita para riego		

Tabla 3: Operacionalización de variables
Fuente: Elaboración propia

3. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. Tipo y nivel de investigación

3.1.1. Tipo de Investigación:

Por su finalidad es aplicada

Mediante una investigación aplicada se propone una bocatoma, desarenador, y canal de conducción que asegure la capacidad de captar agua y conducirla para riego

Nivel Investigación: Descriptiva.

Mediante una investigación descriptiva se realizará el diseño hidráulico de la bocatoma, desarenador, y canal de conducción.

3.1.2. Diseño de la investigación:

No experimental

3.2. Población y muestra.

3.2.1 Población.

Diseño de la infraestructura de riego de Pampamarca

3.2.2 Muestra.

Diseño de la infraestructura de riego de Pampamarca.

3.3. Técnicas e instrumentos de recolección de datos.

- Realizaremos una visita técnica a la zona de estudio en Pampamarca, cauce de la quebrada de san francisco y poder describir la situación actual de la quebrada, para ubicar la bocatoma, recopilando material fotográfico e información hidrológica y geológica.
- Realizar un estudio topográfico con estación total.

3.4. Técnicas para el procesamiento y análisis de la información.

Se realizará el procesamiento de información y diseño mediante los siguientes softwares:

- MICROSOFT EXCEL: Se prestará para hacer las hojas de cálculos para el diseño que se requiera.
- MICROSOFT WORD: Se usará para la edición del informe de la investigación.
- Autocad CIVIL3D: Ayudara para medir los niveles del terreno en estudio.
- Hcanales: Ayudara al diseño de canales y estructuras hidráulicas.

4. RESULTADOS

4.1 Topograficos

4.1.1 Ubicación de la zona de estudio: Ubicación Política

La zona de estudio, se ubica políticamente en el Distrito y Provincia de Santiago de Chuco, en el Departamento de La Libertad, como se muestra en la Grafica.

La provincia de Santiago de Chuco, se encuentra situada en la sierra norte del Perú. Sus límites geopolíticos son: por el sur con el departamento de Ancash, por el este con la provincia José Faustino Sánchez Carrión, al norte con las provincias de Otuzco y Julcán, y en su extremo oeste, con la provincia de Virú. La extensión de la Provincia cubre actualmente 2,728.40 Km².

Tiene por capital a la ciudad de Santiago de Chuco, la cual se ubica entre las coordenadas, 08°08'33" de latitud sur, y los 78°10'15" de latitud oeste sobre los 3,115 metros sobre el nivel del mar. Se ubica en las zonas climáticas: quechua, suni y puna.

Proyecto del canal de riego tiene su inicio en la Quebrada San Francisco a una altitud de 2180 m.s.n.m. y luego tiene su trazo sobre el caserío Pampamarca.

Su ubicación política es:

- Departamento : La Libertad
- Provincia : Santiago de Chuco
- Distrito : Angasmarca
- Caserío : Pampamarca

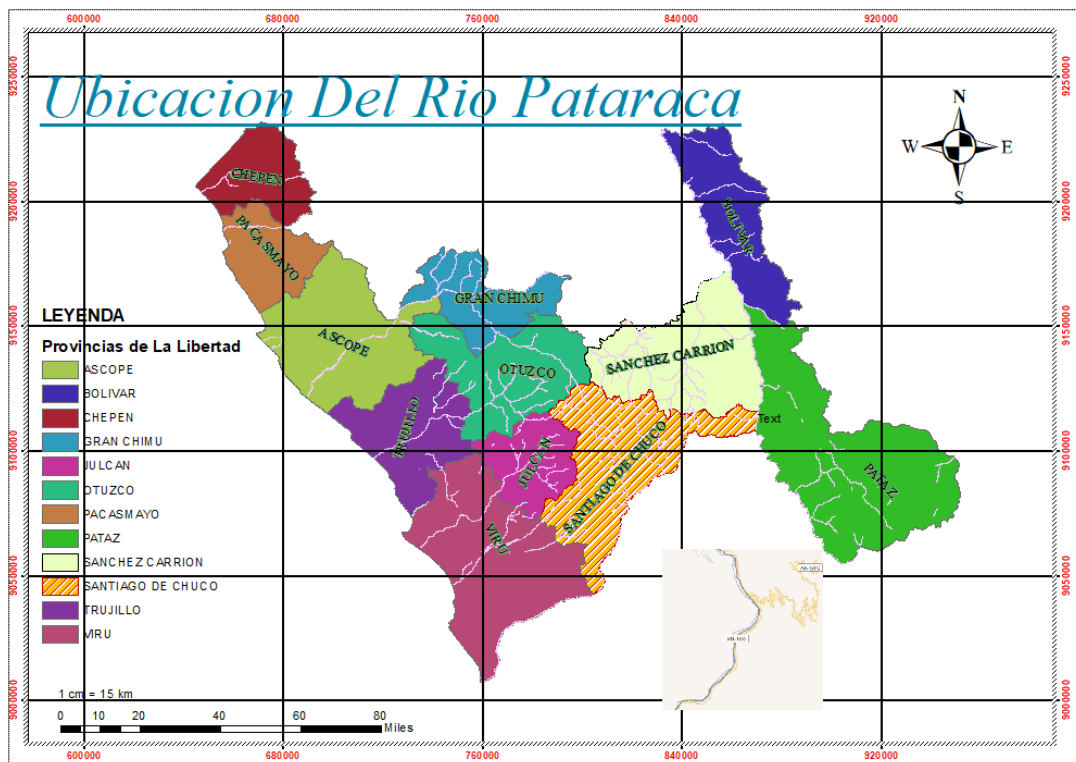


Figura 1: Ubicación Política zona de estudio del área de estudio

Fuente: google maps

4.1.2 DEMARCACION DE LA UNIDAD HIDROGRAFICA

Como información cartográfica para el desarrollo de la delimitación de las cuencas y sub cuencas de la zona de estudio se han utilizado cartas nacionales del Instituto Geográfico Nacional del Perú-IGN que contienen de curvas de nivel equidistantes de 25m y 50 m y con una escala 1:100,000.

4.1.3 El levantamiento Topográfico

La fisiografía es accidentada, con pendientes entre el 10% y 30%, desde la captación de la quebrada San Francisco, que atraviesa zonas con laderas de pendiente fuerte y mediana en donde se encuentran las viviendas.

Existen factores limitantes para lograr un mayor rendimiento económico que son precisamente los de carácter topográfico accidentado, por lo cual obligan a hacer obras hidráulicas de

captación que deben soportar fuertes avenidas, de caudales en tiempo de lluvias y escasez de caudales en tiempo de sequía, canales de derivación bastante largos y amplias redes de canales de distribución y de drenaje.

En las zonas de pradera húmeda y pradera muy húmeda montano la topografía predominante es ondulada, en menor proporción se encuentran zonas con topografía accidentada y menos aún plana. Normalmente en la zona de Jalca la topografía que predomina es la accidentada (terrenos con inclinaciones mayores a 20°) y donde la agricultura, naturalmente se hace más difícil especialmente para cultivos del tipo masivo e industrial.

Para la elaboración del Plano Topográfico, el B.M. y las coordenadas respectivas se obtuvieron con Datum Provisional 56. El plano general a escala 1:5000, está referido al Norte Magnético.

Previo a los diseños realizados para el presente Proyecto específicamente se ha realizado los trabajos topográficos de campo y gabinete, los cuales son los siguientes:

- Levantamiento de la planta del eje longitudinal de un tramo de la quebrada, se ha dibujado a escala 1/1000. La equidistancia de curvas de nivel se ha dado tomando en 0.50 metros.
- Levantamiento de la planta del eje longitudinal del canal, se ha dibujado a escala 1/1000. La equidistancia de curvas de nivel se ha dado tomando en 1.00 metros.
- Levantamiento del perfil longitudinal del eje de canal y dibujado a la escala horizontal de 1/1000 y escala vertical 1/100.
- Levantamiento de secciones transversales, cada 20 metros, para las estacas del eje y puntos singulares, secciones que han sido dibujadas a escala 1/100.

4.2 Resultados de geológicos y mecánica de suelos

4.2.1 Geología básica

En el área de estudio se ha evidenciado la presencia de cuarcitas, areniscas, lutitas y limonitas de la Formación Chimú. Las cuarcitas de color blanquecino a gris clara, son las más extendidas y se caracterizan por su textura arenosa (sacaroide). Existen pocos y pequeños afloramientos de lutita y limonita, de coloración gris clara, que se presentan mayormente en forma lenticular.

4.2.2 Suelos

En el paisaje multicolor predominan las áreas verdes debido a los pastos naturales, bosques y cultivos de productos de pan llevar.

El suelo de la zona que se refiere a la bocatoma son suelos del tipo gravoso, en pequeñas proporción suelo agrícola. El suelo que predomina a lo largo del emplazamiento longitudinal del canal es franco arcilloso – limoso, descartando así la presencia de arcillas expansivas y la capacidad portante del suelo que está en rangos altamente aceptables para la construcción de obras que se realizaran en este proyecto.

A mayor profundidad estos suelos incrementan de densidad en horizontes bien marcados. Las arcillas medianamente plásticas, están relacionada con los afloramientos rocosos intrusivos de toda esta zona. Para la ejecución del presente proyecto los suelos están conformados por depósitos de terrazas continentales, en edades que van desde el pleistoceno hasta el período cuaternario.

4.2.3 Sismología:

La zona del estudio se ubica en las coordenadas 77° 59´ 53.580” de Longitud Oeste y 8° 06´43.944” de Latitud Sur. De acuerdo a la zonificación sísmica del Perú, realizada por el Ministerio de

Vivienda y Construcciones (1977), el área de estudio estaría ubicada en la zona1 considerada de “Sismicidad Alta”.

Los mapas probabilísticos de riesgo sísmico de Castillo y Alva mencionan que la aceleración máxima del terreno (AMT) para la zona de Quiruvilca – COMARSA sería aproximadamente 0.31g para un periodo de retorno de 500 años.

Es admitido internacionalmente que el coeficiente sísmico a ser considerado en el análisis de condiciones seudo estáticas de diseño de taludes, sea obtenido como una fracción que varía entre $\frac{1}{2}$ a $\frac{1}{3}$ de la máxima aceleración esperada. Se considera un valor de aceleración básica de diseño de horizontal de $\frac{1}{2}$ de aceleración pico o sea 0.15g como el valor de la aceleración básica de diseño. A los alrededores existen puntos considerables por lo tanto se puede dar la presencia de huaycos, deslizamientos y derrumbes.

4.3 Aspecto Económico

La actividad económica principal del sector es la agricultura. Predominando en la zona los cultivos tales como de trigo, papa y forestales. Generalmente se utiliza la técnica de la siembra al seco favoreciendo la temporada de lluvias de diciembre hasta abril para aumentar la capacidad del acuífero, el sistema de riego es por gravedad mediante canales de tierra construidos por los mismos pobladores.

La agricultura en el sector cuenta con bajos niveles de producción y productividad, debido a la falta de agua, insuficiente infraestructura de riego, así como deterioro de la infraestructura vial que son los limitantes para el desarrollo de esta actividad.

La ganadería, es una actividad de subsistencia, crianza de ovinos, vacunos, porcino y cuyes.

Estas características descritas generan una realidad social caracterizada por bajos ingresos familiares, tasa de analfabetismo y salud precaria.

4.4 Cultivos

Para las zonas en las que se ubica el proyecto, teniendo en cuenta las condiciones del lugar, recursos hídricos y niveles iniciales de comercialización de sus productos, se acostumbra a tener cultivos de papa, maíz, alverja, zapallo, ñuña y otros cultivos de autoconsumo como chiclayo, frijol y frutales como manzana, palta, membrillo, etc.

4.5 Resultados Hidrologicos

El agua, al mismo tiempo que constituye el líquido más abundante en la Tierra, representa el recurso natural más importante y la base de toda forma de vida, puede ser considerada como un recurso renovable cuando se controla cuidadosamente su uso, tratamiento, liberación, circulación. De lo contrario es un recurso no renovable en una localidad determinada.

Para la presente tesis para el estudio hidrológico considera la información disponible de las estaciones meteorológicas e hidrométricas cercanas a la zona de estudio. Su estudio considera la disponibilidad de agua que aporta la cuenca y cálculo de la demanda, y la determinación de las pérdidas del sistema. Administrativamente pertenece a la jurisdicción de la Administración Local de Agua de Santiago de Chuco de la Autoridad Nacional del Agua del Ministerio de Agricultura.

4.5.1 Climatología:

En el sector andino de la cuenca, comprendido entre el área descrita y los 4,200 m.s.n.m., no cuenta con información térmica, por lo que estadísticamente no se puede dar ningún valor.

Sin embargo, a través de las observaciones ecológicas de campo realizadas, se ha estimado que los promedios de temperatura en este sector oscilan entre 18 °C y 15 °C, en el nivel altitudinal entre 1,300 y 2,000 m.s.n.m; entre 15°C y 12°C en el comprendido entre 2,000 y 2,800 m.s.n.m y entre 12°C y 10°C en el sector limitado por las cotas 2,800 y 3,800 m.s.n.m. A mayores alturas (sector de puna), se estima que la temperatura promedio debe estar alrededor de 10°C a 2°C, con un promedio de 6°C, el cual estaría motivado principalmente por la altitudinal de la cuenca.

Existe otro sector denominado “Cuenca húmeda, que estaría ubicado entre el límite superior de la cuenca seca y divisoria de aguas de la cuenca; el promedio de precipitación anual oscilaría entre los 200 mm. y 600 mm. Teniendo un promedio de 400 mm. al año, constituyéndose de esta manera el aporte de escorrentía superficial y subterránea efectiva hacia el caudal del río.

4.5.2 Evaluación de la Información Hidrológica

La información hidrológica recopilada corresponde a registros de medición y control del SENAMHI

Condiciones Climáticas

A los 3,500 m.s.n.m. de altitud, el clima es frío y subhúmedo, su temperatura oscila entre 4°C y 6°C en promedio anual con precipitaciones entre 1,000 y 1,250 mm. al año, la agricultura en esta zona es afectada por los fuertes cambios de temperatura.

El territorio de la provincia de Santiago de Chuco es netamente andino, presenta diversos climas que van desde zonas cálidas especialmente en los temples de Sitabamba y Santiago de Chuco, hasta zonas de frío intenso en la puna del Distrito de Quiruvilca; las temperaturas oscilan entre los 21 °C hasta -5°C

4.5.3 Red Meteorológica

La información meteorológica (especialmente pluviométrica) disponible corresponde a los registros de precipitación efectuada en las estaciones pluviométricas ubicadas en el ámbito de influencia de la cuenca en estudio operadas por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI).

De acuerdo a la información disponible, se ha evaluado la influencia, funcionamiento, periodos de registro y disponibilidad de información de 10 estaciones meteorológicas de la zona de estudio, las cuales registran principalmente los parámetros de precipitación total y precipitación en 24 horas. La ubicación geográfica de estas estaciones es la siguiente:

Tabla 4: Estaciones meteorológicas del ámbito del estudio

N°	ESTACION	OPERADOR POR:	ESTADO	ALTITUD msnm	COORDENADAS GEOGRAFICAS					
					Latitud			Longitud		
					°	'	"	°	'	"
1	Huamachuco	SENAMHI	Funcionando	3290	7	49	49	78	3	3
2	Santiago de Chuco	SENAMHI	Sin Funcionar	2900	8	8	1	78	10	1

Fuente: Elaboración Propia

4.5.4 Recursos Hídricos

La quebrada San Francisco, al mismo modo que la mayoría de los ríos de la zona de pradera húmeda, presenta características propias de torrente, siendo bastante pronunciada la diferencia entre sus parámetros extremos.

Las descargas de lluvia normalmente se concentran en magnitud elevada durante los meses de enero a abril, presentando pronunciado estiaje en los meses de julio a noviembre.

Oferta Hidrica

La quebrada San Francisco en el punto de la Bocatoma, tiene una longitud total de cauce de 5.8 km. y un área de 14.5 Km².

Con una precipitación media anual de 400 mm. Propia de la sierra entre 2000 a 4000 msnm. y asumiendo un coeficiente 0.40 promedio.

Caudal	Área	Coeficiente	Precipitación	Caudal Anual Promedio	Caudal específico
	(km ²)	Escorrentía	(mm/año)	(m ³ /seg.)	(Lt./seg./km ²)
Q min.	14.52	0.3	400	0.055	3.8052
Q med.	14.52	0.4	400	0.074	5.0736
Q máx.	14.52	0.7	400	0.129	8.8788

$$Q = 31.71 * 10^{-6} C * A * P$$

Donde

Q = Descarga media anual en m³/s.

C = Coeficiente de escorrentía C= 0.30, 0.40 y 0.70, según sea mínimo, medio y máximo

A = Área de la cuenca A = 14.52 km²

P = Precipitación promedio anual P= 400 mm./año.

$$31.71 * 10^{-6} = \text{Factor de conversión}$$

Se muestra el caudal máximo anual ofertado por la cuenca de la Quebrada San Francisco 129 lt/seg. en el punto de captación, pero asumiremos un caudal de diseño 1.00 m³/s. proyectada por recomendaciones propias de los técnicos de la junta de regantes de Santiago de Chuco, que han realizado mediciones y debido a que hay desbordamientos de otras cuencas pequeñas a esta zona lo que hace que el caudal crezca considerablemente.

4.6 Area y numero de familias beneficiadas:

Con la ejecución del presente Proyecto, se beneficiará directamente a:

- Número de hectáreas beneficiadas : 96 ha.
- Número de familias beneficiadas : 39 Usuarios del canal.

Indirectamente se beneficiará a más familias que no son usuarios, pues durante la ejecución del proyecto se generará empleo rural, en forma temporal, que contribuye a paliar en algo su deprimida y precaria situación económica, de la población rural de la zona y lugares aledaños.

4.7 Resultados de la demanda de agua

A continuación se presenta el proceso de cálculo de la demanda de agua para riego, considerando el calendario de cultivo para la zona de estudio y la cedula de cultivos, información proporcionada por la junta de Rejantes de Santiago de Chuco.

4.8 Eficiencia de Riego

Para este estudio se considera una eficiencia de riego de 75%, considerando pérdidas en la toma de toma de captación, pérdidas en el canal de conducción tomas y compuertas laterales.

4.9 Cálculo de la demanda de agua

4.9.1 Cedula de cultivos

Tabla 5: Area de cultivo y cedula de cultivo

CULTIVO BASE

Cult.Base	Area(ha)	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	Per.Veg.
Papa	32													145
Cebada	14													150
Alfalfa	32													365
Trigo	18													150
Total	96													

Tabla 6: Cultivos alternativos.

CULTIVOS ALTERNATIVOS

Cult.Base	Area(ha)
Cebolla	10
Papa	20

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 7: Cálculo de la lámina de agua.

CALCULO DE LA LAMINA DE AGUA

Suelo	Cult.Base	Hcc	Hpmp	ho	Lam. Neta
		%	%	cm	mm
Franco- Arcilloso	Papa	41	17	60	144
Franco Arenoso	Zanahoria	16	7	40	36
Limo-Arenoso	Alfalfa	27	11	90	144
Arenoso Franco	Lechuga	14	6	20	16
Franco Arenoso	Papa	16	7	60	54

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 8: Periodo vegetativo por etapas de desarrollo.

PERIODO VEGETATIVO POR ETAPAS DE DESARROLLO

CULTIVO		Per.Veg.	I	II	III	IV	TOTAL
Cultivo Base	Papa	145	30	35	50	30	145
		Kc(prom.)	0.45	0.75	1.15	0.85	
	Cebada	150	15	30	65	40	150
		Kc(prom.)	0.35	0.75	1.15	0.45	
	Alfalfa	365					365
		Kc(prom.)	0.35	0.75	1.15	0.45	
Trigo	150	15	30	65	40	150	
	Kc(prom.)	0.35	0.75	1.15	0.45		
Cultivos Rotatorios	Cebolla	95	25	40	20	10	95
		Kc(prom.)	0.5	0.7	1.0	1.0	
	Papa	145	30	35	50	30	145
		Kc(prom.)	0.45	0.75	1.15	0.85	

Fuente: Elaboración propia.

4.9.2 Calculo de evapotranspiracion potencial

METODO: HARGREAVES - TEMPERATURA

Latitud Sur: 08° 06'43.944"
 Altitud: (msnm) 3180

a) CALCULO DE EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL PARA CADA MES

Se calcula la Evapotranspiración Potencial (ETP), para la zona, para lo cual se emplea la fórmula siguiente:

$$ETP = MF * TMF * CH * CE \dots\dots\dots (1)$$

Donde :

- MF = Factor mensual de latitud
- TMF = T° Media Mensual (F°) , medida.
- CH = Factor de corrección para la humedad Relativa

CH = 0.166 (100-HR)^(1/2) , Donde: HR > 64 %
HR < 64 % CH = 1

CE = Factor de corrección para la altura o elevación del lugar

$$CE = 1.00 + 0.04 E/2000$$

Donde E = 3436 altitud en m.s.n.m.

sabemos que la zona del proyecto está ubicado en la latitud Sur (Dato) = 09° 46'46"

b) Evapotranspiración Real o Actual

Se calcula con la evapotranspiración Potencial mensual y el Coeficiente de Cultivo Ponderado

$$ETR = ETP * Kcp$$

- ETR = Evapotranspiración Real
- ETP = Evapotranspiración Potencial
- Kcp = Coeficiente de cultivo Ponderado

Tabla 9: Datos de ingreso.

DATOS DE INGRESO

VARIABLES	SIMB.	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
Temperatura Media (°C)	TMC	8.60	8.30	8.20	8.80	9.00	8.80	8.70	8.60	8.80	8.60	8.60	8.60
Humedad Relativa %	HR	88.00	88.80	90.70	86.70	83.30	79.50	78.80	79.70	82.40	86.20	82.10	85.40
Precipitación Media.(mm/mes)	PM	74.5	90.3	136.1	36.5	5.6	0.4	1.8	2.4	5.2	32.2	25	44.7
Latitud Menor	8	2.508	2.237	2.081	1.927	1.927	1.750	1.858	2.054	2.210	2.443	2.423	2.510
Latitud Mayor	9	2.538	2.251	2.062	1.896	1.896	1.715	1.824	2.028	2.201	2.453	2.448	2.544
Número de Dias	Unid.	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31

Fuente: Información registrada en la estación aija, del Exp. Técnico

“Sistema Integral de Irrigacion, volumen I, 1990”

Tabla 10: datos de calculos.

DATOS DE CALCULADOS

VARIABLES	SIMB.	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
Temperatura (°C)	TMC	8.60	8.30	8.20	8.80	9.00	8.80	8.70	8.60	8.80	8.60	8.60	8.60
Temperatura (°F)	TMF	47.48	46.94	46.76	47.84	48.20	47.84	47.66	47.48	47.84	47.48	47.48	47.48
Humedad Relativa %	HR	88.00	88.80	90.70	86.70	83.30	79.50	78.80	79.70	82.40	86.20	82.10	85.40
Factor de Corrección HR	CH	0.58	0.56	0.51	0.61	0.68	100	100	100	100	0.62	0.70	0.63
Factor de corrección elevación	CE	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Factor de ETP (mm/mes)	MF	2.571	2.266	2.041	1.862	1.862	1.677	1.787	1.999	2.91	2.464	2.476	2.581
Evapotranspiración Potencial (mm/mes)	ETP	70.20	59.10	48.32	53.92	60.88	80.20	85.15	94.93	104.82	72.14	82.55	77.74
Evapotranspiración Potencial (mm/día)	ETP	2.26	2.11	1.56	1.80	1.96	2.67	2.75	3.06	3.49	2.33	2.75	2.51

Fuente: Información registrada en la estación aija, del Exp. Técnico

“Sistema Integral de Irrigacion, volumen I, 1990”

Tabla 12: Caudal de diseño.

Para el Caudal de Diseño se considera el Modulo de Riego, del Mes Critico

Mes	Modulo de Riego (Lt/s. has)	Area a Irrigar (Has)	Caudal de Diseño (m3/s.)
Agosto	1.44	96.00	0.138

El caudal a captar en la bocatoma es de 138 lt/seg.

Fuente: Elaboración propia.

4.10 Diseño Hidráulico de la Bocatoma

I. CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE LA QUEBRADA

Caudal: Qmax = 1.00 m3/s
 Pendiente : Srio = 0.003
 Coef. Rugosidad: n = 0.028 Según Características de Ila quebrada.
 Fuente: Lineamientos para el Diseño de Tomas de Captacion

a. Calculo del Ancho Minimo del Rio.

Metodo de Blench.

$$B = 1.81 \sqrt{\frac{Q * F_b}{F_s}}$$

Donde: B : ¿? Ancho del Rio
 Q : 1.00 Caudal Maximo (Qmax)
 Fb : 1.20 Factor de Fondo (Material Grueso)
 Fs : 0.20 Factor de Orilla (Arcilla Sedimentaria)

B =	4.43	m.
------------	-------------	-----------

Metodo de Pettit..

$$B = 2.45 * Q^{0.5}$$

Donde: B : ¿? Ancho del Rio
 Q : 1.00 Caudal Maximo (Qmax)

B =	2.45	m.
------------	-------------	-----------

Metodo de Alzuin.

$$B = A * \frac{Q^{0.5}}{S^{0.2}}$$

Donde: B : ¿? Ancho del Rio
 Q : 1.00 Caudal Maximo (Qmax)
 A : 0.90 Para Causes Formados por Cantos rodados ,
 Roleo y Guijarros; pendientes cercanas a la critica
 S : 0.0030

B =	2.88	m.
------------	-------------	-----------

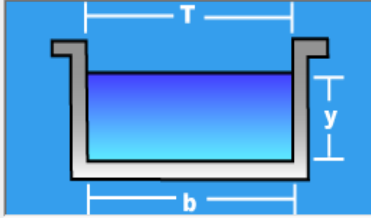
Para el Diseño del Barraje se considerara un Ancho de encausamiento de:

B	3.26	m.
B_{Barraje}	2.76	m.
B_{Compuerta}	0.50	m.

Considerando la quebrada con una Sección rectangular.

Lugar:	<input type="text" value="Quebrada San Francisco"/>	Proyecto:	<input type="text" value="Tesis"/>
Tramo:	<input type="text" value="Km 0+00"/>	Revestimiento:	<input type="text"/>

Datos:	
Caudal (Q):	<input type="text" value="1"/> m3/s
Ancho de solera (b):	<input type="text" value="3.26"/> m
Talud (Z):	<input type="text" value="0"/>
Rugosidad (n):	<input type="text" value="0.028"/>
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.03"/> m/m



Resultados:			
Tirante normal (y):	<input type="text" value="0.1716"/> m	Perímetro (p):	<input type="text" value="3.6033"/> m
Area hidráulica (A):	<input type="text" value="0.5595"/> m ²	Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="0.1553"/> m
Espejo de agua (T):	<input type="text" value="3.2600"/> m	Velocidad (v):	<input type="text" value="1.7872"/> m/s
Número de Froude (F):	<input type="text" value="1.3773"/>	Energía específica (E):	<input type="text" value="0.3344"/> m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Supercrítico"/>	Cuidado velocidad erosiva	

Figura 2: Consideración de la seccion dequebrada.

Fuente: Elaboración propia.

II. CURVAS DE REMANSO AGUAS ARRIBA.

Q = 1.00 m³ / s
 S = 0.003 Aguas Arriba

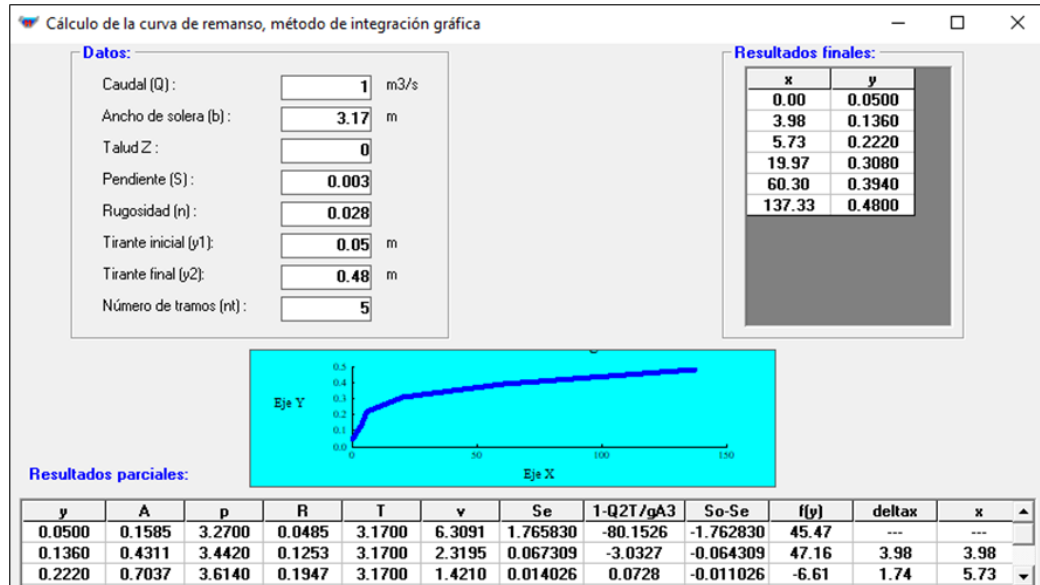


Figura 3: Cálculo de la curva de remanso.

Fuente: Elaboración propia.

Diseño hidraulico de la bocatoma

I. CARACTERISTICAS DEL CANAL DE DERIVACION.

Para Maxima Eficiencia Hidraulica

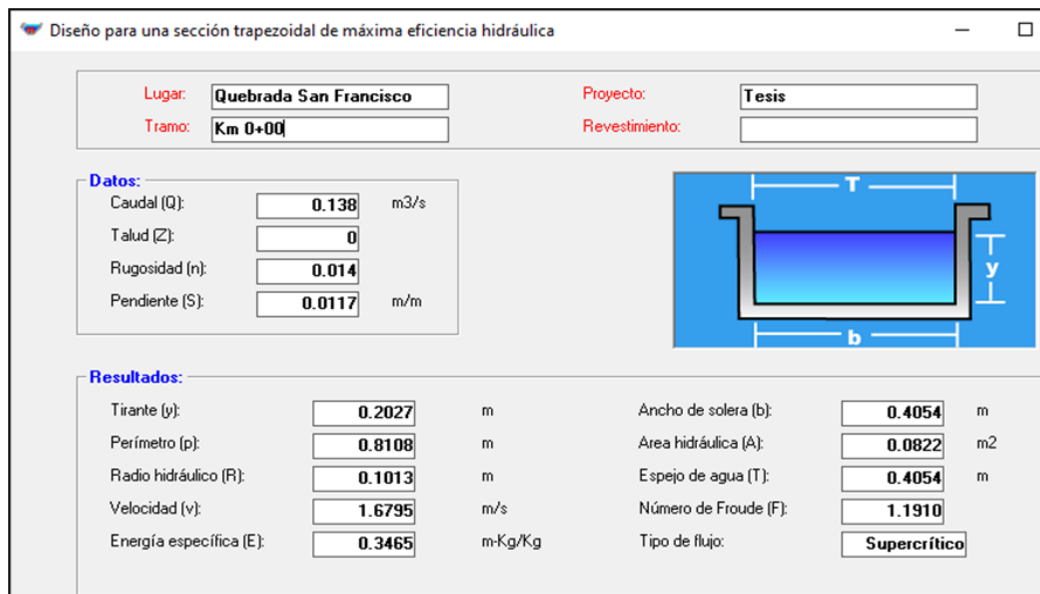


Figura 4: Diseño para una sección trapezoidal de máxima eficiencia.

Fuente: Elaboración propia.

se considera las siguientes Características del Canal:

y =	0.2	m.	
b =	0.40	m.	
bl =	0.15	m.	Según: Maximo Villon, "Hidraulica de Canales" Pag. 143
H =	0.35	m.	

II. DIMENSIONAMIENTO DE LA VENTANA DE CAPTACION.

Para Epocas de Estiaje Según Monsen Krave:

$$Q = 1.84Lh^{\frac{3}{2}}$$
 Sin Contraccion

Donde:	Q :	0.138	m3/s	Caudal de Demanda
Asumido	L :	0.50	m.	Ancho de la Longitud de la Ventana

$$h = 0.282 \text{ m.}$$

Perdida de energia en la Ventana de Captacion(Entrada)

$$Pe = Khv$$

Pero:

$$h_v = \frac{(V_{rio} - V_{Estruc. de Retencion})^2}{2g}$$

Donde:	V _{rio} :	0.8615	m/s	Velocidad de Llegada del Rio
Asumido	V _{estruc.} :	1.00	m/s	
	g :	9.81	m/s ²	
	h _v =	0.001		
	K =	0.5		

$$Pe = 0.0005 \text{ m.}$$

Perdida en la Entrada de las Rejillas

$$P_r = K \left(\frac{t}{b} \right)^{4/5} \text{Sen}(h_v)$$

Donde :

$\alpha =$	90.00	
$K =$	2.42	Coficiente en funcion del material y seccion transversal de la barra. (Platino = 2.42)
$t =$	0.013	Espesor de la rejillas $\varnothing = 1/2"$
$b =$	0.204	Espaciamiento Neto entre rejillas 4"
$t/b =$	0.064	
$h_v = V^2/(2 \cdot g) =$	0.038	

$$Pr = 0.010 \text{ m.}$$

Por lo Tanto :

$$h_f = h + p_e + p_r$$

$$h_f = 0.293 \text{ m.}$$

Para el Diseño se 0.300 m.

III. CARACTERÍSTICAS DEL BARRAJE

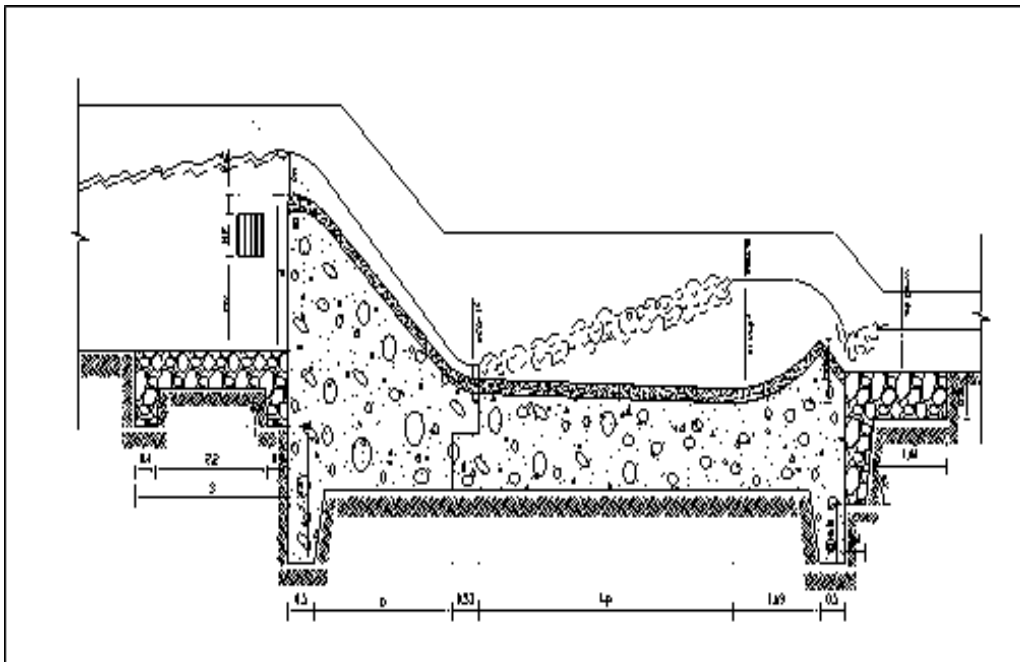


Figura 5: Características de barraje.

Fuente: Elaboración propia.

Altura del Barraje (P):

$$P = h_v + h_f + \Delta h$$

Donde: h_v : 0.50 Asumido
 h_f : 0.30
 Δh : 0.2 Asumido

$$P = 1.00 \text{ m.}$$

Carga de Agua Sobre la Cresta del Barraje (Hd):

$$Q = \frac{2}{3} (uB\sqrt{2g}) \left[\left(H_d + \frac{V^2}{2g} \right)^{3/2} - \left(\frac{V^2}{2g} \right)^{3/2} \right]$$

Donde : $Q = 1.00$ m³/s. Caudal del Rio
 $B = 2.76$
 $u = 0.75$ Coeficiente del Vertedero
 $V = 0.862$ m/s.

Reemplazando en la Formula:

$$H_d = 0.27 \text{ m.}$$

Velocidad de Agua Sobre la Cresta (Vc):

$$V_c = \frac{Q}{B * H_d}$$

$$V_c = 1.341 \text{ m/s.}$$

Carga de Energia (he):

$$h_e = H_d + \frac{V_c^2}{2g}$$

$$h_e = 0.362 \text{ m.}$$

Coordenadas del Barraje (x,y):

La Ecuacion General del Talud según U.S. Bureau Of Reclamation y desarrollado por Water Way.

$$X^n = K (H_d)^{n-1} Y$$

Talud Aguas Arriba del Barraje	K	n
Vertical (0)	2.000	1.850
3:1 (0.333)	1.936	1.836
3:2 (0.666)	1.810	1.810
3:3 (1.000)	1.873	1.776

Tabla 13: Talud de agua arriba del barraje.

Talud de Aguas Arriba del Barraje (Vertical =0)

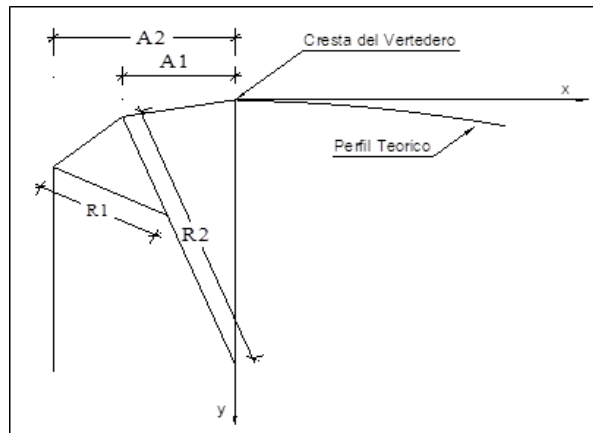
$$Y = 1.317 x^{1.85}$$

X	Y
0.00	0.000
0.10	0.019
0.20	0.067
0.30	0.142
0.40	0.242
0.50	0.365
0.60	0.512
0.70	0.681
0.80	0.872
0.90	1.084
1.00	1.317
1.20	1.845
1.40	2.454
1.60	3.142
1.80	3.907
2.00	4.748
2.20	5.663
2.40	6.652
2.60	7.714
2.80	8.848
3.00	10.052

X h_e
0.36

X	Y
0.0000	0.000
0.0362	0.003
0.0723	0.010
0.1085	0.022
0.1446	0.037
0.1808	0.056
0.2169	0.078
0.2531	0.104
0.2892	0.133
0.3254	0.165
0.3616	0.201
0.4339	0.281
0.5062	0.374
0.5785	0.478
0.6508	0.595
0.7231	0.723
0.7954	0.862
0.8677	1.013
0.9400	1.175
1.0124	1.347
1.0847	1.531

Fuente: Elaboración propia.



$$A_1 = 0.175 H_d = 0.047 \text{ m.}$$

$$A_2 = 0.282 H_d = 0.076 \text{ m.}$$

$$R_1 = 0.20 H_d = 0.054 \text{ m.}$$

$$R_2 = 0.50 H_d = 0.135 \text{ m.}$$

Altura Total del Barraje (Ht):

$$H_t = r + P$$

r = 0.60 Asumiendo: (Cimiento del Barraje)

$$H_t = 1.60 \text{ m.}$$

Altura del Muro de Encausamiento:

$$H_M = r_c + P + h_d + BL$$

BL = 0.20 m. Asumido

$$H_t = 2.07 \text{ m.}$$

Dimensionamiento de la base del Barraje (b):

$$W \left(\frac{b}{3} \right) - F \left(\frac{H_t}{3} \right) - S_p \left(\frac{b}{6} \right) = 0$$

Pero :
Sp = b Ht γo
F = 1/2 (Ht)²γo
W = 1/2 b (Ht) γc

Reemplazando y Despejando :

γo = 1000 Kg/m³
γc = 2400 Kg/m³

$$b = H_t \left(\frac{\gamma_o}{\gamma_c - \gamma_o} \right)^{0.5}$$

$$b = 1.35 \text{ m.}$$

Para el Diseño se Considerara: 1.35 m.

Curva de Transición: Entre el Barraje y la Poza de Discipacion:

Derivando la ecuacion se tiene

Considerando : z = 1.5 (Sugerido para Rectangular)

$$\frac{d_y}{d_x} = 2.10(1.85)X^{0.85} = tg\theta = \frac{1}{1.5} = 0.667$$

De donde:
θ = 33.69
X = 0.22 m
Y = 0.08 m

Sabemos que la ecuacion de una recta es:

$$y = ax + b \dots\dots\dots(6)$$

Reemplazando los valores de X y Y obtenemos:

$$a = 0.667$$

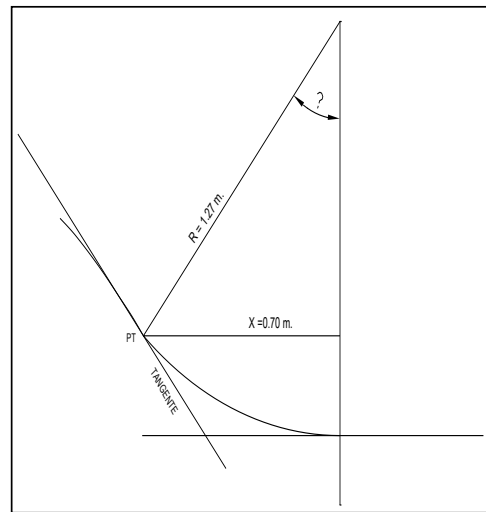
$$b = -0.067$$

$$y = 0.667x - 0.067 \dots\dots\dots(7)$$

Determinamos las coordenadas con las ecuaciones: (5) y (7)

Tabla 14: Determinacion de coordenadas.

X	Y	y
0.00	0.0000	-0.0670
0.04	0.0028	-0.0429
0.07	0.0102	-0.0188
0.11	0.0216	0.0053
0.14	0.0368	0.0295
0.18	0.0556	0.0536
0.22	0.0779	0.0777
0.25	0.1037	0.1018
0.29	0.1327	0.1259
0.33	0.1650	0.1500
0.36	0.2005	0.1742
0.43	0.2810	0.2224
0.51	0.3737	0.2706
0.58	0.4784	0.3189
0.65	0.5949	0.3671
0.72	0.7230	0.4153
0.80	0.8624	0.4635
0.87	1.0130	0.5118
0.94	1.1746	0.5600
1.01	1.3472	0.6082
1.08	1.5307	0.6565



La interseccion de la curva y la linea sera:

$$X = 0.2500$$

$$Y = 0.1037$$

$$y = 0.1018$$

Calculo del Radio de la curva de llegada:

Por Trigonometria se tiene:

$$R = \frac{x}{\text{sen } \theta} \quad \boxed{R = 0.45 \text{ m.}}$$

Calculo de los Tirantes Conjugados :

Tirantes Conjugados Menor (y_1) :

Aplicando Energia en los tramos (0) y (1)

$$E_o = C_o + P + h_e \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$E_1 = C_1 + y_1 + H_{y1} \quad \dots\dots\dots(2)$$

Donde : $H_{y1} = \frac{V_1^2}{2g}$

Igualando (1) y (2) y Reemplazando Datos se Tiene :

Considerando : $(C_o - C_1) = e = -0.40$

$$y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = 0.96 \quad \dots\dots\dots(3)$$

Por Continuidad : $Q_o = Q_1$

$$Q_o = V_o A_o$$

$$Q_1 = V_1 A_1$$

$$y_1 = \frac{Q_o}{V_1 b} = 0.37175 / V_1 \quad \dots\dots\dots(4)$$

De (3) y (4) se Obtiene: 0.36189178

$$y_1 = 0.10 \text{ m}$$

$$V_1 = 3.72 \text{ m/s} \quad \text{resolver con}$$

Tirante Conjugado Mayor (y2):

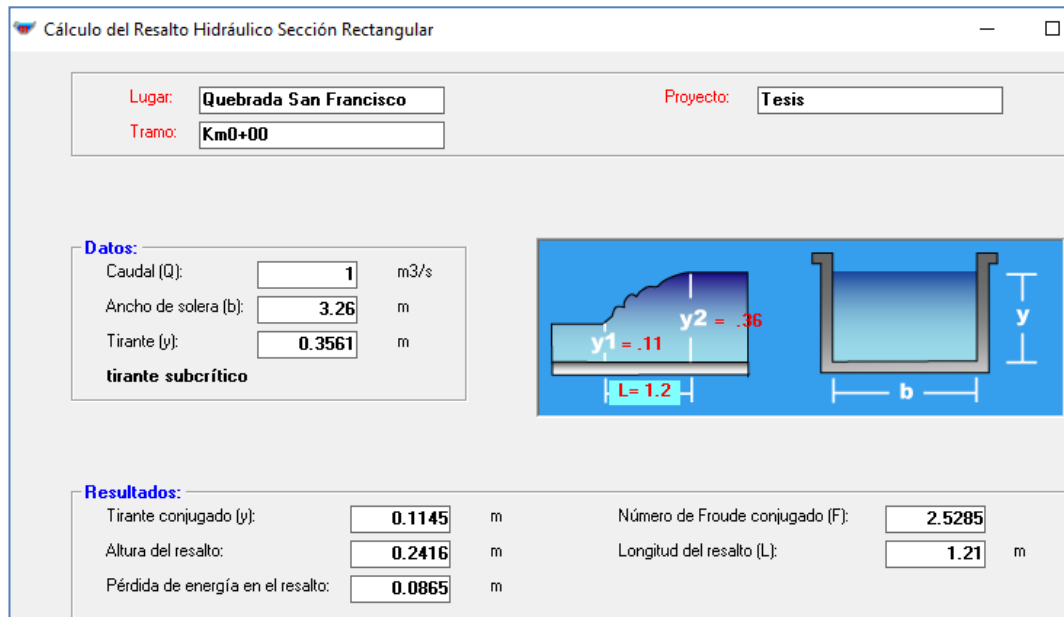


Figura 6: Cálculo del resalto hidráulico

Fuente: Elaboración propia.

Por lo Tanto : $Y'_2 = Y_2 - Y_1 > Y_n$Ok $Y_2 = 0.1145$
 $Y'_2 = 0.017 > Y_n = 0.356$ ok Del Hcanales

IV. LONGITUD DE LA POZA DISCIPADORA

según Sieñchin:

Talud Z	0	0.5	0.75	1	1.25	1.5
K	5	7.9	9.2	10.6	12.6	15

$$L = K (y_2 - y_1)$$

L = 0.09 m.

Para el Diseño se Considerara: **1.60 m.**

Espesor de la Poza Discipadora:

$$e = \frac{H_1 \gamma_o}{\gamma_c}$$

e = 0.42 m.

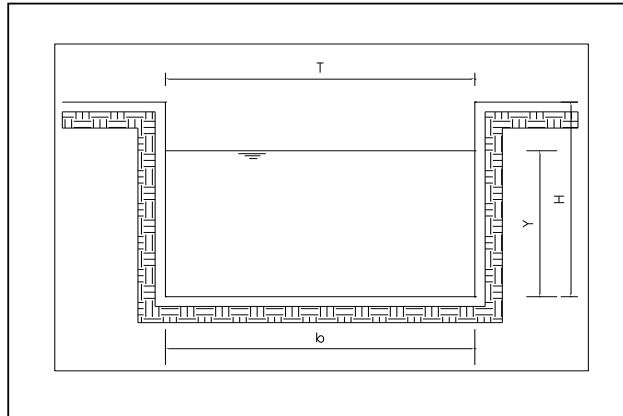
Para el Diseño se Considerara: **0.45 m.**

4.11 Diseño hidraulico del desarenador

I. CARACTERISTICAS DEL CANAL DE INGRESO

Caudal de diseño (Q)	:	138.00	Lt/seg
Coefficiente de rugosidad (n)	:	0.014	
Pendiente (S)	:	0.010	
Talud (θ)	:	0°	

Para Maxima Eficiencia Hidraulica :



$$\frac{b}{Y} = 2(\sqrt{1 + Z^2} - Z)$$

$$b = 2 Y$$

Figura 7: Diseño hidráulico de desarenador.

Fuente: Elaboración propia.

$$P = b + 2Y \sqrt{Z^2 + 1}$$

$$P = 4 Y$$

$$A = (b + ZY)Y$$

$$A = 2 Y^2$$

En la formula de Manning:

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

Para la Construcción :

Y =	0.21	m.
b =	0.42	m.
A =	0.09	m ²
P =	0.83	m
T =	0.42	m
R =	0.10	
H =	0.27	m.

Y =	0.20	m.
b =	0.45	m.
BL =	0.30	m.
H =	0.50	m.

II. DISEÑO HIDRAULICO

Caudal de Diseño	:	138.00	lt/seg
temperatura Promedio del Agua (T)	:	12.00	° C
Diametro de particulas que predominan	:	0.10	Cm.

1, VELOCIDAD DE SEDIMENTACION DE LA PARTICULA

Para un diametro de d= 0.08cm. Se utilizara la formula Siguiete

$$V_s = 0.22 d \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) g^{\frac{2}{3}} \left(\frac{\mu}{g} \right)^{-\frac{1}{3}} \dots\dots\dots(1)$$

Donde:

d =	0.10	cm	diametro de Particulas
po =	1.00	gr/cm3	densidad de Agua
ps =	2.63	gr/cm4	densidad del Suelo
Tº =	12.00	°C	Temperatura
g =	981.00	Cm/s2	
μ =	0.01207	gr/cm seg	Viscosidad Dinamica

Vs =	13.11	cm/seg
Vs =	0.131	m/seg

2, CALCULO DEL NUMERO DE REYNOLS

$$R_e = \frac{V_s * d}{\gamma} \dots\dots\dots(2)$$

Donde:

d =	0.100	cm	diametro de Particulas
Vs =	0.131	m/s	Velocidad de sedimentacion
γ =	0.01237	cm2/ seg	Viscosidad Cinematica

Re =	106.02	Regimen de Transicion (1 a 1000) Arena gruesa
-------------	---------------	--

3, VELOCIDAD HORIZONTAL O VELOCIDAD TRANSVERSAL

a) Velocidad de Arrastre

$V_a = 161 (d)^{(1/2)}$

Va = 50.91 cm/s

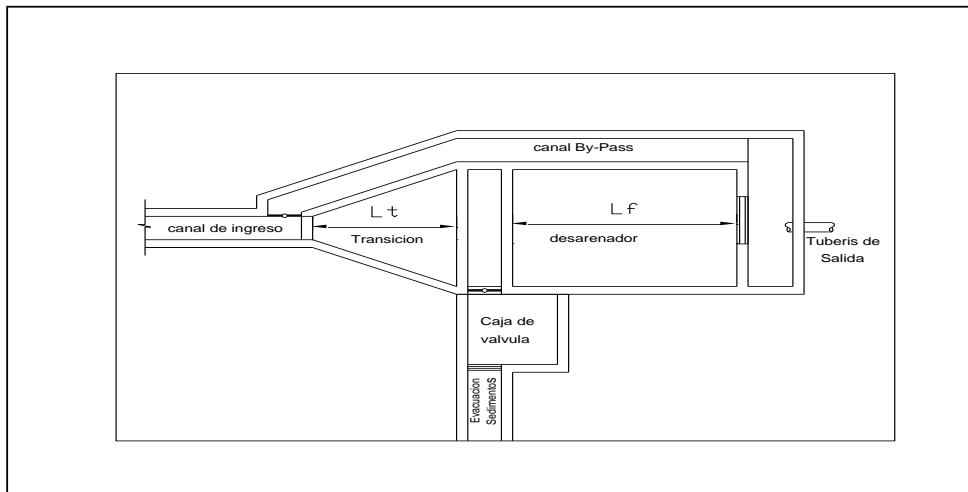
a) Velocidad de Horizontal

$V_h = 0.5 * V_a$

Vh = 25.46 cm/s

Vh = 0.25 m/s	< Hh = 16.00 m/s (Arena Fina) OK
----------------------	----------------------------------

4, CALCULOS DE LA SECCION TRANSVERSAL DEL DESARENADOR

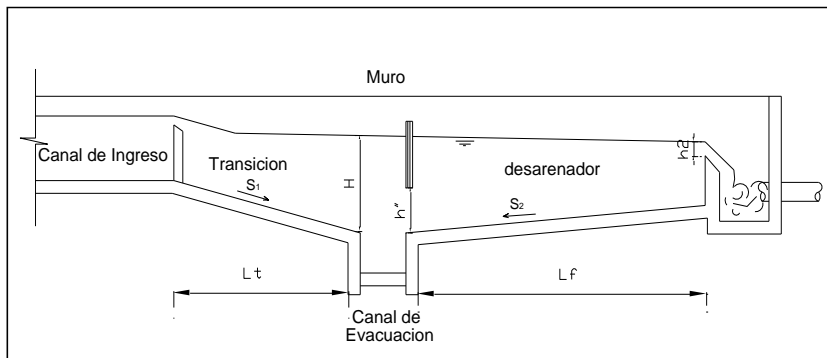


At = 0.5421 m²

Figura 8: Calculo de la seccion transversal del desarenador.

Fuente: Elaboración propia.

5, CALCULO DE LA PROFUNDIDAD "H" Y EL ANCHO "B"



Se recomienda

$$B = 2H$$

$$At = BH$$

$$At = 2H^2$$

$$H = 0.52 \text{ m}$$

$$B = 1.04 \text{ m}$$

Figura 9: Cálculo de la profundidad y ancho.

Fuente: Elaboración propia

6, AREA SUPERFICIAL DE LA ZONA DEL DESARENADOR (As)

$$A_s = \left(\frac{V_h}{V_s} \right) * A_t$$

Donde: $V_h = 0.25$ m/s
 $V_s = 0.13$ m/s
 $A_t = 0.5421$ m²

$$A_s = 1.052 \text{ m}^2$$

7, LONGITUD DE LA ZONA DE DESARENADOR

Si: $L = A_s / B$

$$L = 0.842 \text{ m}$$

Para Procesos Constructivos (Lf) y por seguridad (50%)

$$L_f = 1.26 \text{ m}$$

8, CANAL BY - PASS

$$A = Q / V$$

Asumiendo que: $V = 1.00$ m/s
 $A = 0.1380$ m²

Para Canal Rectangular Considerando:

$$b = 2h$$

$$A = bh = 2h^2$$

$$h = 0.32 \text{ m.}$$

$$b = 0.63 \text{ m.}$$

$$S = 0.015$$

9, TRANSICION DE ENTRADA

Para el caso de un canal rectangular a otro rectangular:

$$L_T = \frac{B - b}{2 * \operatorname{tg} 12^\circ 30'}$$

Donde: $B = 1.25$ m. Ancho del desarenador
 $b = 0.63$ m. Ancho del Canal By- PASS

$$L_T = 1.40 \text{ m}$$

10, CARGA DE AGUA SOBRE EL VERTEDERO DE ENTRADA

$$H_o = \left(\frac{Q}{CB} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Donde: Q = 0.14 m³/s Caudal de diseño
 C = 1.84 Coeficiente de descarga
 b = 0.63 m. Ancho del desarenador

$$H_o = 0.242 \text{ m.}$$

11, CARGA DE AGUA SOBRE EL VERTEDERO DE SALIDA

$$H_2 = \left(\frac{Q}{CB} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Donde: Q = 0.14 m³/s Caudal de diseño
 C = 1.84 Coeficiente de descarga
 B = 1.25 m. Ancho del desarenador

$$H_2 = 0.153 \text{ m.}$$

12, CHEQUEO DE LA VELOCIDAD DE PASO POR EL VERTEDERO DE SALIDA

$$V_{sa} = m_1 (H_2)^{\frac{1}{2}}$$

Donde: H₂ = 0.153 m. Carga de Agua
 m₁ = 2.00 Coeficiente del veretedero
 Varía de: 1.80 - 2.00

Según: KROCHIN: V_{salida} < V = 1 m/s.

$$V_{sa} = 0.783 \text{ m/s} < V=1 \text{ m/s. OK}$$

13, CAIDA DE FONDO EN LA ZONA DE DESARENADOR

$$h' = 0.05 (L - 0.30)$$

$$h' = 0.048 \text{ m.}$$

PROFUNDIDAD AL EXTREMO DE LA ZONA DEL DESARENADOR

$$H_1 = H + h'$$

$$H = 0.67 \text{ m.}$$

14, ANCHO DEL CANAL DEL DESARENADOR

Pendiente : S₃ = 5 %
 Ancho Minimo : b = de : 0.30 - 0.40 m. Se considera 0.40 m.
 Altura Minimo : h = 0.30 m. se considera 0.40 m.

4.12 Diseño hidraulico del canal de conducción

Para el diseño Hdraulico del canal de conducción se ha utilizado el programa Hcanales considerando un caudal de 138 Lt/seg., que de acuerdo a la razante del canl de 2 km, se ha determinado 10 tramos con diferenes pendientes y dos tipos de sección rectangular y trapezoidal, revestidos de concreto.

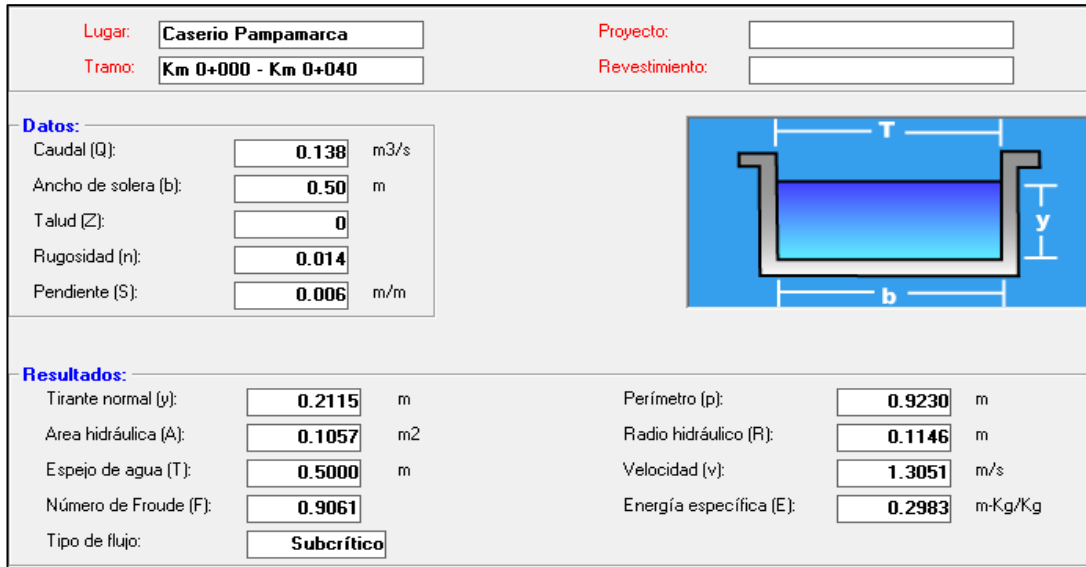


Figura 10: Tramo Km 0+000 - Km 0+40

Fuente: Elaboración propia.

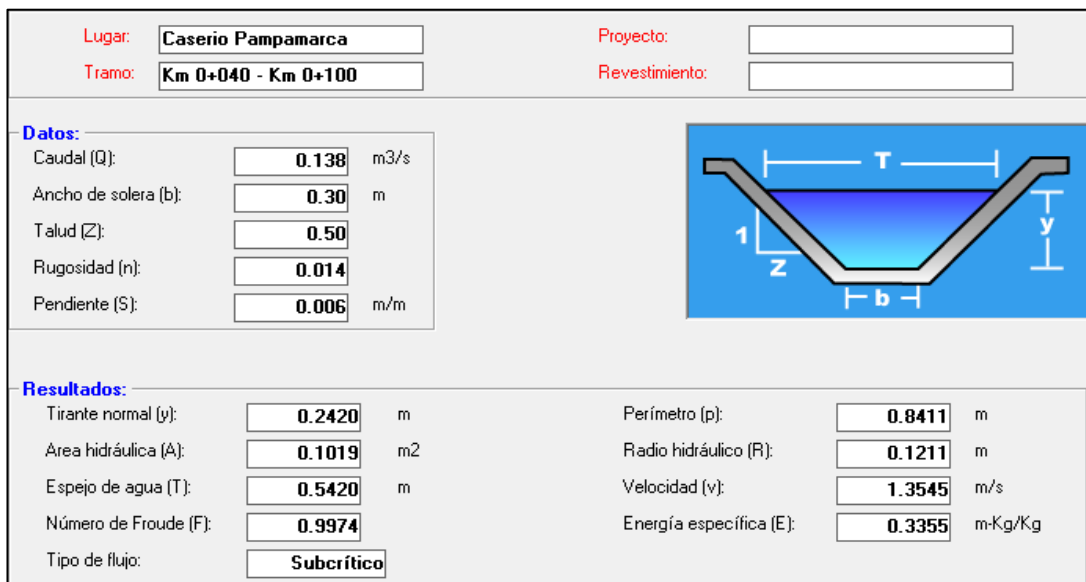


Figura 11: Tramo km 0+ 040 - Km 0+100

Fuente: Elaboración propia

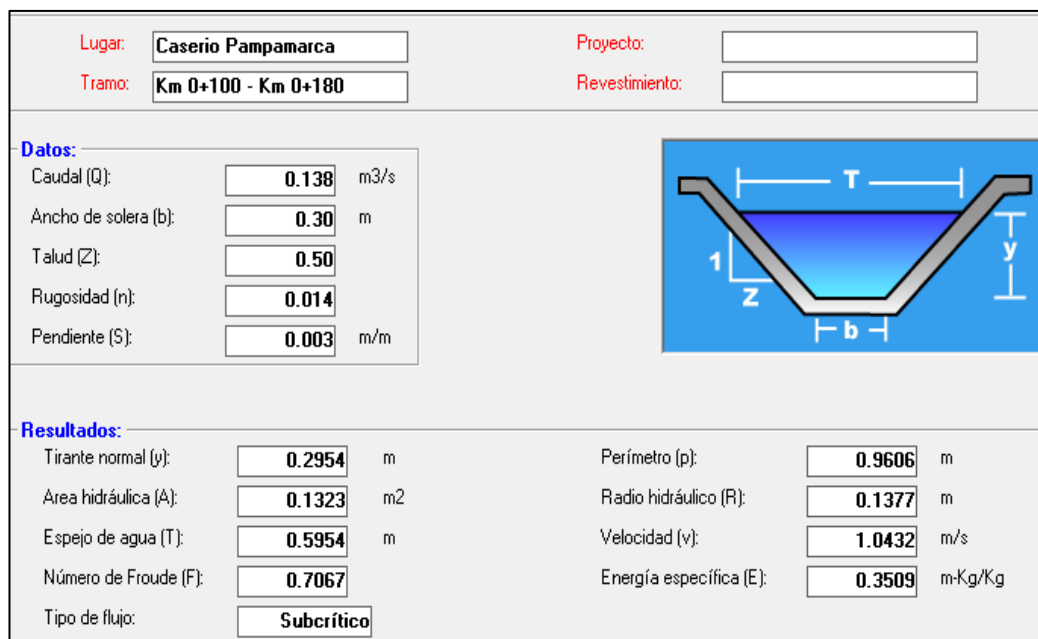


Figura 12: Tramo Km 0+100 - Km 0+180

Fuente: Elaboración propia.

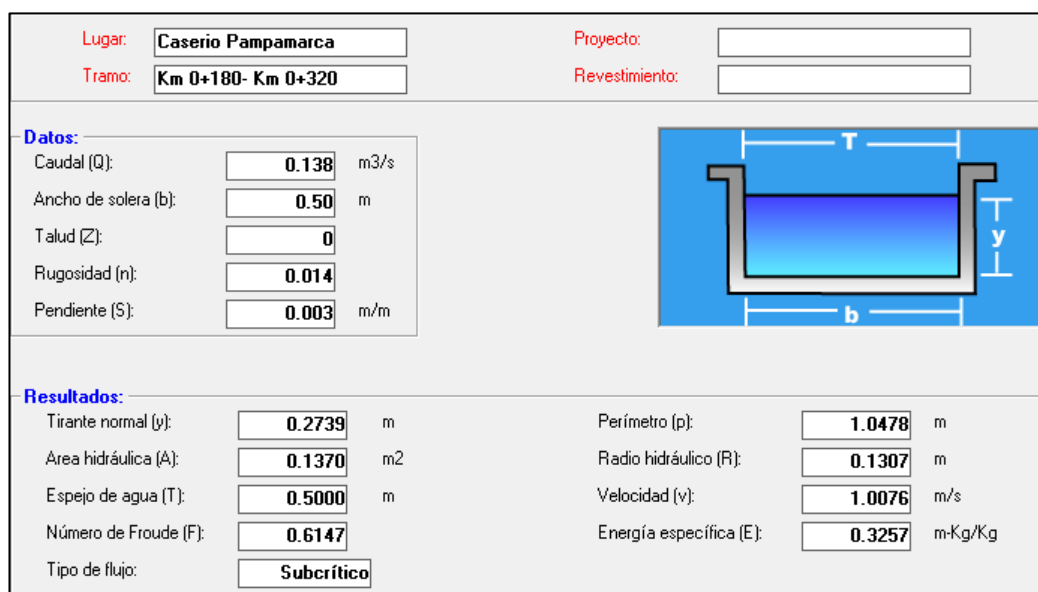


Figura 13: Tramo Km 0+180 - Km 0+320

Fuente: Elaboración propia.

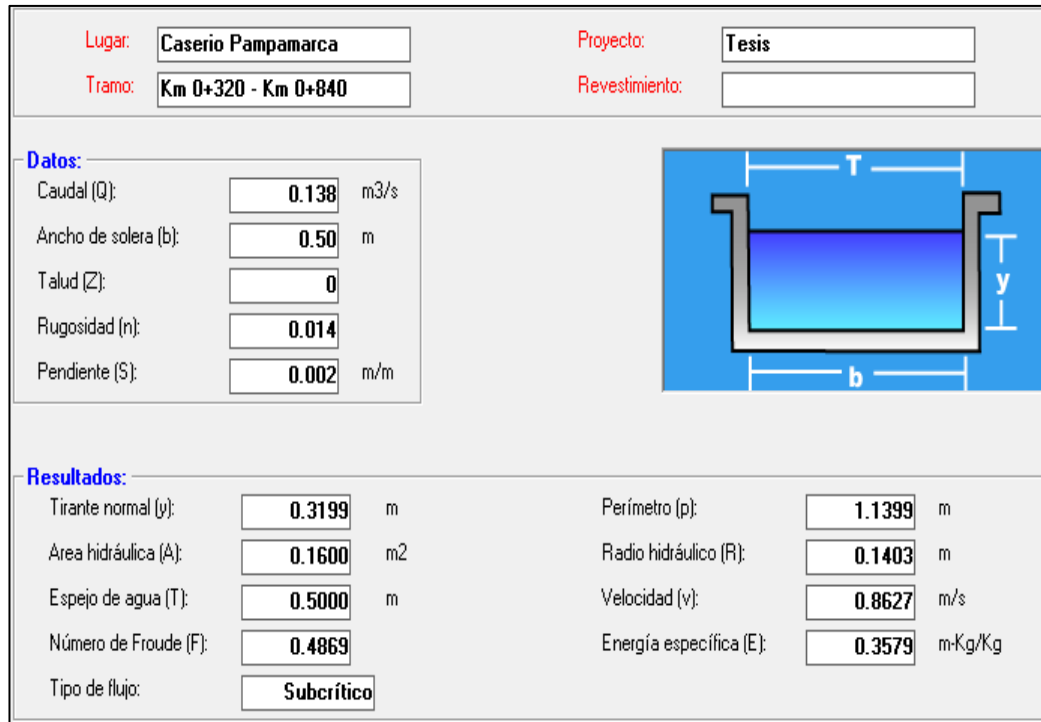


Figura 14: Tramo Km 0+320 - Km 0+840

Fuente: Elaboración propia.

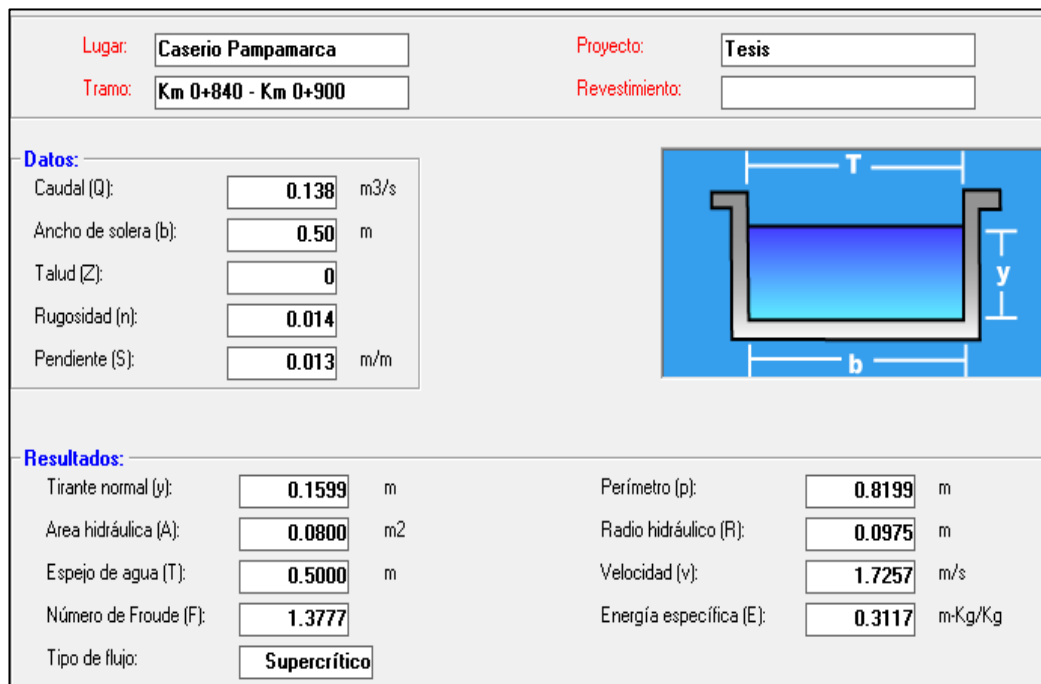


Figura 15: Tramo Km 0+840 - Km 0+900

Fuente: Elaboración propia.

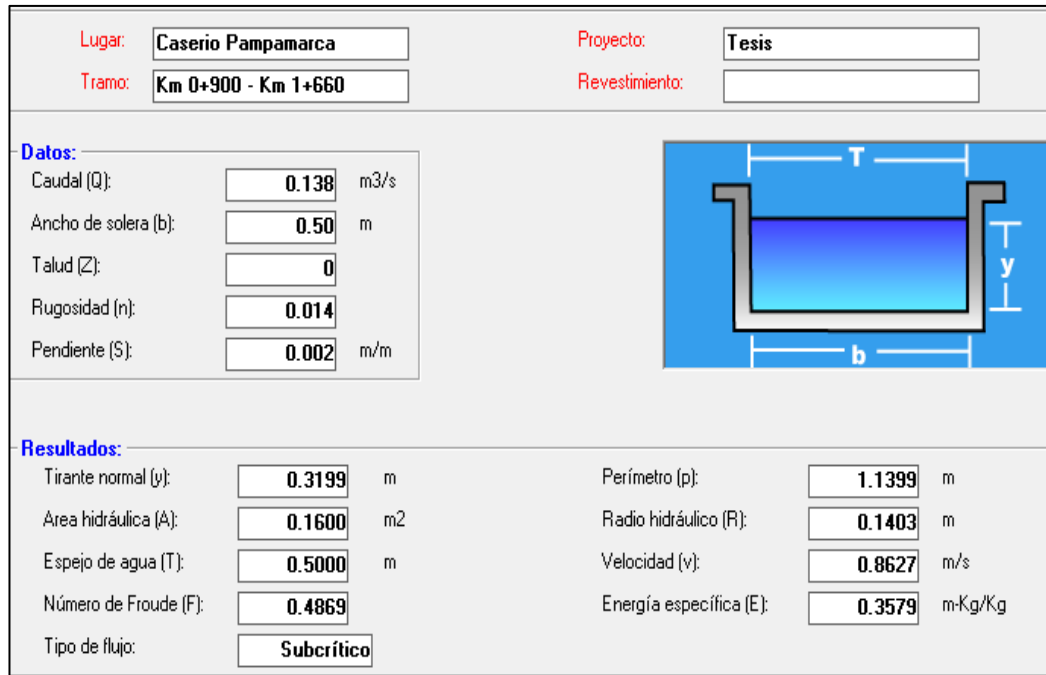


Figura 16: Tramo Km 0+900 - Km 1+660

Fuente: Elaboración propia.

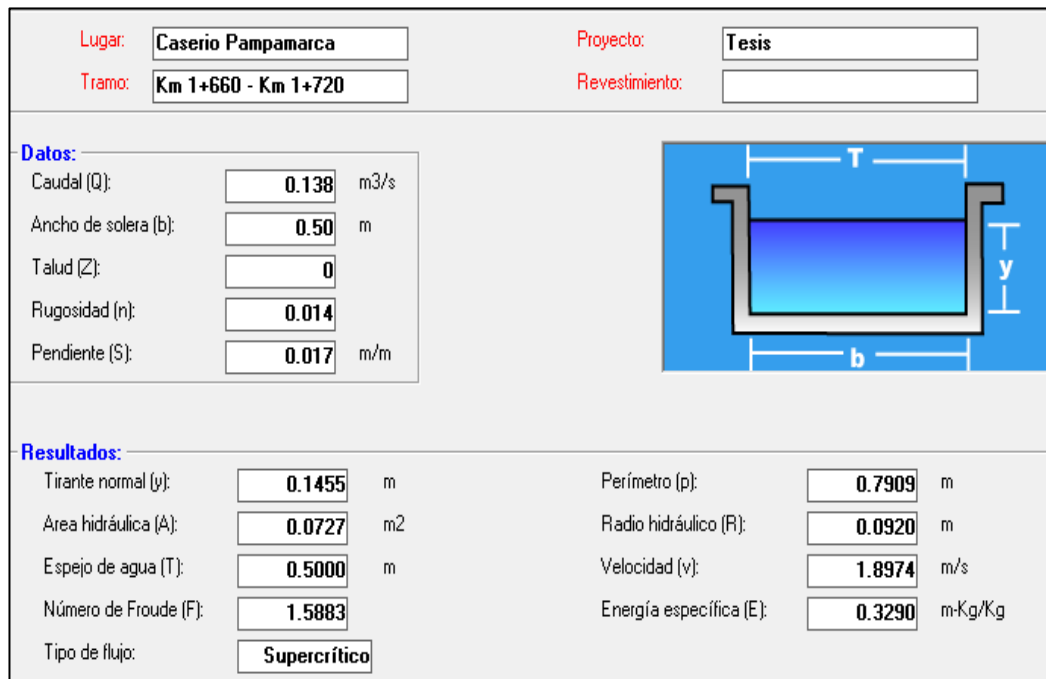


Figura 17: Tramo Km 1 + 660 - Km 1+720

Fuente: Elaboración propia.

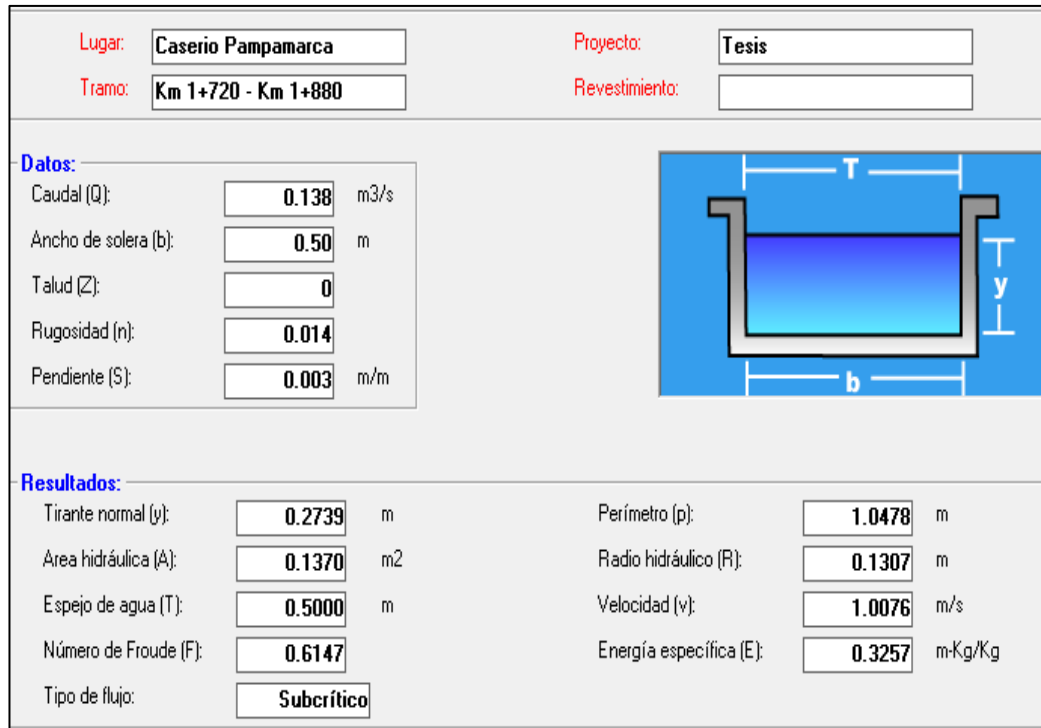


Figura 18: Tramo Km 1+720 - Km 1+880

Fuente: Elaboración propia.

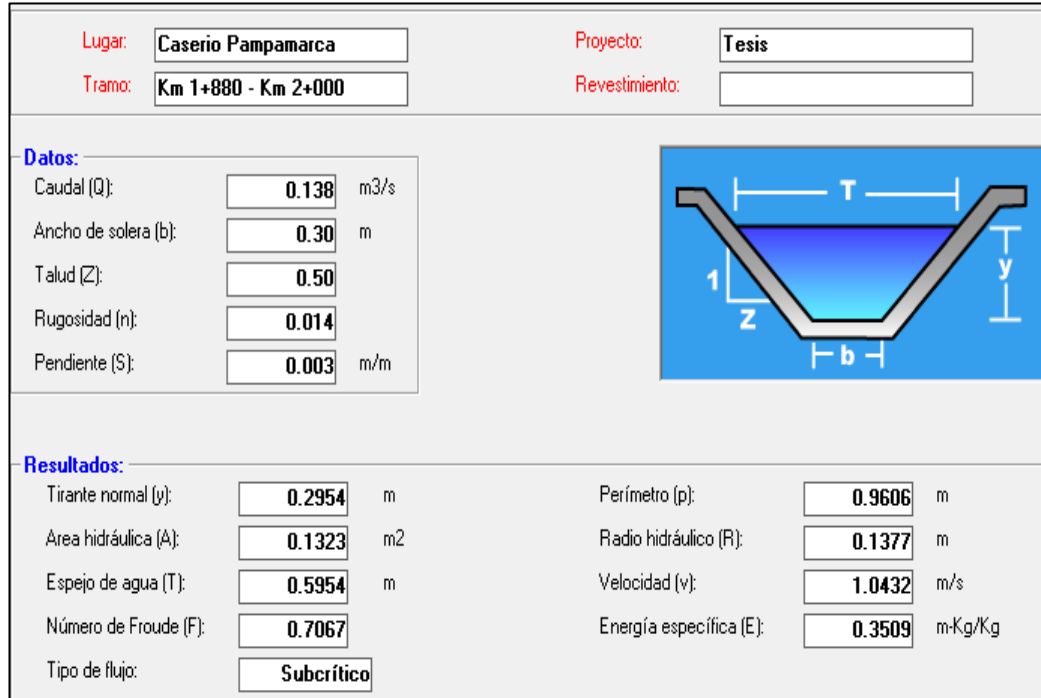


Figura 19: Tramo Km 1+880 - Km 2+000

Fuente: Elaboración propia

5. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

- Para determinar la oferta hídrica de la Quebrada de san francisco es importante analizar los resultados del caudal de escuerrimiento obtenido por métodos teóricos como el método racional que esta enfuncion de la presipitacion media, el área de la cuenca de la quebrada y la presipitación, con las obtenidas por mediciones directas, esdecir con aforos realizado isntitu por los propios técnicos de la junta de rejanes de Santiago de Chuco, que determinaron como caudal mínimo 0.125 m³/s y un caudal máximo de 0.85 m³/s. Para el diseño de las estructuras de la bocatoma se considero un caudal máximo, en este caso se a considerado 1 m³/s.
- Para determinar la demanda de agua se ha considerado los cultivos bases y los cultivos alternativos o rotacionales tipiscode la zona.
- La determinación del caudal de evapotarnspiración a plicando el Metodo Hargreaves, a demostrado que es muy adecuado para el tipo climas de la sierra liberteña, dando esultados satisfactorios, según nos ndican los técnicos de la junta de rejantes.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

1. Se realizado el levantamiento topográfico en la zona de la quebrada de san Francisco, ubicando un BM a una altura de 2180 m.s.n.m., el ancho del cauce de la quebrada para el diseño de la bocatoma es de 3.26 m, con una pendiente de 0.03, la longitud del canal proyectado es de 2 Km considerando equidistancia de 0.50m.
2. Se analizo y se determino la oferta hidrica de la quebrada San Francisco, considerando el método racional y los criterios de los técnicos de la junta de regantes de Santiago de Chuco, considerando un caudal de 1 m³/s.
3. Se calculo la demanda de agua para riego considerando los cultivos tradicionales bases y rotacionales de Santiago de chuco,

para un área de riego de 96 hectareas y calendario de cultivo, aplicando el metodo de Hargreaves, para calcular la evapotarnspiración, obteniendo un modulo de riego de 1.44 l/s/he para el mes mas desfavorable y un caudal de demanda de 138 lt/seg para el mes de agosto

4. Se realizo el diseño hidraulico de la bocatoma para una altura de barraje de 1m con ventana de captación de 0.50m de ancho por 0.30m de altura, un desarenador de un ancho de 1.25m, con una profundidad de 0.62 m y una longitud de 1.26m, y canal de conducción, considerando dos secciones tipicas del canal rectangular de 0.50m de ancho por 0.50m de altura y trapezoidal de 0.30m de bases 0.50m de altura y espejo de agua 0.60m con un talud de 0.50, variando la sección en 10 tramos por pendiente de la topografía.

6.2 Recomendaciones

1. Se recomienda realizar aforos en la zona de captación de la quebrada San Francisco.
2. Se recomienda realizar el estudio de mecánica de suelos para determinar Continuar con el levantamiento topográfico de 1km de canal para abastecer de agua a los demás
3. Se recomienda a las autoridades de las comunidades conformar un comité de regantes para el mantenimiento de la bocatoma, desarenador y canal.

7. Referencias bibliográficas

- Rocha Felices, Arturo (2003). La Bocatoma, Estructura Clave en un Proyecto de Aprovechamiento Hidráulico. Perú: Lima
- Coz Federico, Sánchez, Viani, Segura, Rodríguez, Miranda, Castromonte, Guerra, Quiroz, Gaitán, Moreno Y Muñoz (1996). Manual De Mini Y Microcentrales Hidráulicas. Perú: Lima

- Krochin Sviatoslay (2004). Diseño Hidráulico
- Rosell Calderón, César Arturo (1993). Irrigación. Perú: Lima.
- Información Del Instituto Nacional De Estadística E Informática Inei E Información Cartográfica Al Respecto.
- García Rico Elmer, Manual de Diseño Hidráulico De Canales Y Obras De Arte 1ra Edición Perú, Concejo Nacional de Ciencia Y Tecnología. (Concytec), 1987,287. P.
- H. Flench Richard, Hidráulica De Canales Abiertos México – 91.
- Información Tecnica, Senamhi.
- L. Simon Andrew, Hidráulica Practica México – 96.
- Rocha Arturo, Irrigaciones, 5ta Edición – 92.
- Trueba Coronel, Diseño de Obras Hidráulicas 3ra Edición – 97.
- Torres Herrera, Obras Hidráulicas, Editorial Noriega, México – 94.
- Ve Te Chow. Hidráulica de Canales Abiertos. 4a Edición México, Edición Diana, 1986,633 P.
- Villon Bejar, Máximo. Hidráulica de Canales. 1a Ed. Costa Rica, Ed. Tecnológica De Costa Rica, 1995,487 P.

8. ANEXOS:



Ilustración 1: montaje de la estación total in situ.

Fuente: Elaboración propia.



Ilustración 2: Toma de datos en campo - pendiente.

Fuente: Elaboración propia.



Ilustración 3: Toma de datos en terreno.

Fuente: Elaboración propia.



Ilustración 4: Elección, marcado de punto de control topográfico in situ.

Fuente: Elaboración propia.



Ilustración 5: Toma de datos de terreno.

Fuente: Elaboración propia



Ilustración 6: Cálculos y maniobración de estación total.

Fuente: Elaboración propia.



Ilustración 7: Equipo utilizado: Estación Total.

Fuente: Elaboración propia