

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CARRERA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



**“EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE DISEÑO DE CANAL
DE RIEGO DE CHOTA, DISTRITO DE PARANDAY –
OTUZCO - LA LIBERTAD - 2021”**

TESIS

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

AUTOR:

BACH. LUCAS YRALDO VASQUEZ REYES

BACH. MANUEL EFRAIN GIRALDO GIRALDO

ASESOR:

ING. Enrique Durand Bazán

**TRUJILLO – PERÚ
2021**

“EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE DISEÑO DE CANAL DE RIEGO DE CHOTA, DISTRITO DE PARANDAY – OTUZCO - LA LIBERTAD - 2021”

Bach. Lucas Yraldo Vasquez Reyes

Bach. Manuel Efraín Giraldo Giraldo

HOJA DE FIRMAS.

PAGINA DE JURADO

ING. Enrique Durand Bazán
PRESIDENTE

ING. Guido Marín Cubas
PRESIDENTE

DEDICATORIA.

Dedico este trabajo de investigación principalmente a Dios, por haberme dado la vida y además permitirme el haber llegado hasta este momento tan importante de mi formación profesional. A mi Madre, por ser el pilar más importante y por demostrarme siempre su cariño y apoyo incondicional sin importar nuestras diferencias de opiniones. A mi padre, a pesar de nuestra distancia física, siento que estás conmigo siempre y aunque nos faltaron muchas cosas por vivir juntos, sé que este momento hubiera sido tan especial para ti como lo es para mí. Y a toda mi familia, a quien quiero mucho, por compartir momentos significativos conmigo y por siempre estar dispuesta a escucharme y ayudarme en cualquier momento. A todos mis hermanos porque los amo infinitamente. A mis compañeros porque sin el equipo que formamos, no hubiéramos logrado esta meta.

Vásquez Reyes Lucas Yraldo

Dedico esta tesis a Dios pues ha sido y es mi fortaleza en todo momento.



A mis padres por haberme apoyado
incondicionalmente en el camino de esta
hermosa carrera, también a mi esposa Blanca e
hijos por su paciencia, comprensión y apoyo
moral durante mi formación profesional.
¡Está demostrado que lo que una persona se
propone, se logra a pesar del tiempo y con la fe!
En Dios.

Giraldo Giraldo Manuel Efraín

AGRADECIMIENTO.

Agradecemos a Dios por orientarnos en la formación profesional, y así hemos logrado cada una de nuestras metas.

Gracias a la Universidad Privada de Trujillo, la Facultad de Ingeniería, quien nos ha aportado conocimientos y valores a lo largo de nuestra formación profesional. Para desarrollar nuestra formación profesional, es por ello que les atribuimos la mayor parte de nuestros conocimientos para agradecerles el tiempo brindado.

Para nuestros asesores temáticos para este trabajo de investigación, su colaboración, paciencia, docencia y orientación, con lo cual nos permitió impulsar nuestro proyecto.

A nuestra familia, gracias por sus apoyos en todo momento, ya que gracias a ello pudimos completar nuestra formación académica.

Giraldo Giraldo Manuel Efraín - Vásquez Reyes Lucas Yraldo

ÍNDICE DE CONTENIDOS.

ÍNDICE DE CONTENIDOS.....	¡Error! Marcador no definido.
ÍNDICE DE TABLAS y GRÁFICOS.....	9
LISTA DE ABREVIATURAS.....	10
RESUMEN.....	11
ABSTRACT.....	12
I. INTRODUCCIÓN.....	13
1.1. Realidad problemática.....	13
1.2. Formulación del problema.....	14
1.3. Justificación.....	14
1.4. Objetivos.....	15
1.4.1. Objetivo General.....	15
1.4.2. Objetivos Específicos.....	15
1.5. Antecedentes.....	15
1.6. Bases Teóricas.....	20
1.6.1. Levantamiento topográfico.....	20
1.6.1.1 Apoyo altimétrico.....	20
1.6.1.2. Apoyo planimétrico.....	21
1.6.2. Estudio de mecánica de suelos.....	21
1.6.2.1. Clasificación de los suelos.....	21
1.6.2.1.1. Sistema AASHTO.....	21
1.6.2.1.2. Sistema SUCS.....	23
1.6.2.2. Ensayos de Laboratorio.....	24
1.6.2.2.1. Determinación del contenido de humedad.....	24

1.6.2.2.2. Análisis granulométrico por tamizado.....	25
1.6.2.2.3. Determinación de limite liquido	26
1.6.2.2.4. Determinación del límite plástico.....	26
1.6.2.2.5. Gravedad especifica de solidos.....	27
1.6.3. Diseño de canal.....	27
1.6.3.1. Canales según su función	28
1.6.3.2. Secciones transversales más frecuentes.....	28
1.6.3.2.1. Secciones abiertas.....	28
1.6.3.3. Caudal.....	28
1.6.3.3.1. Determinación del caudal de Diseño	28
1.6.3.4. Criterios de Diseño	29
a) Máxima Eficiencia Hidráulica.....	29
b) Velocidades	30
b.1) Velocidad mínima permisible	30
b.2) Velocidad máxima admisible	30
1.6.3.5. Diseño Hidráulico del canal	35
a) Características geométricas del canal.....	36
1.7. Definición de términos básicos.....	36
1.8. Formulación de la hipótesis.....	38
II. MATERIAL Y MÉTODOS.....	38
2.1. Material:.....	38
a) Materiales	38
b) Humano	39
c) Varios	39
2.2. Material de estudio.....	39
2.2.1. Población.....	39

2.2.2. Muestra.	41
2.3. Técnicas, procedimientos e instrumentos.....	41
2.3.1. Para recolectar datos.	41
2.3.2. Para procesar datos.....	42
2.4. Operacionalización de variables.....	43
a) Variable Independiente	43
III. RESULTADOS.	44
3.1. Evaluar el canal existente sin revestimiento en todo el tramo.....	44
3.2. Elaborar el estudio de la oferta y demanda de agua para riego.	47
a. Demanda De Agua Con Fines De Riego.	47
3.3. Hacer el levantamiento topográfico del canal de Chota.	51
3.4. Realizar el diseño hidráulico del canal y las obras de arte	52
IV. DISCUSIÓN.	53
V. CONCLUSIONES	55
VI. RECOMENDACIONES.....	56
VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	57
ANEXOS.....	59
ANEXO N° 01: MATRIZ DE OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLE.....	60
ANEXO N° 02: MATRIZ DE CONSISTENCIA	62
ANEXO N° 03: TABLA DE FORMULAS	55
ANEXO N° 04: CALCULO DE ESTUDIO HIDROLOGICO	58
ANEXO N° 05: PLANO CLAVE DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO.....	64
ANEXO N° 06: CALCULOS DE DISEÑO DE CANAL, CAIDA VERTICAL, BOCATOMA Y DESARENADOR.....	65
ANEXO N° 07: PANEL FOTOGRAFICO DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO	79

ANEXO N° 08: MANUAL DE CRITERIOS DE DISEÑOS DE OBRAS
HIDRAULICAS PARA LA FORMULACION DE PROYECTOS HIDRAULICOS
MULTISECTORIALES Y DE AFIANZAMIENTO HIDRICO..... 84
ANEXO N° 09: PLANOS 151

ÍNDICE DE TABLAS Y FIGURAS

Índice de Tablas

Tabla 1: Clasificación de Suelos materiales granulares 22
Tabla 2: Clasificación de Suelos materiales limo-arcilla. 22
Tabla 3: Sistema Unificado de Clasificación, para suelos arenosos..... 23
Tabla 4: Sistema Unificado de Clasificación, para suelos limosos arcillosos..... 24
Tabla 5: Serie alternativa de tamices para análisis granulométrico..... 25
Tabla 6: Determinación de factor de corrección Fc para cálculo de caudales por el
método del Flotador..... 29
Tabla 7: Velocidades máximas recomendadas en función de las características de los
suelos 31
Tabla 8: Pendientes laterales de canales en varios suelos 31
Tabla 9: Taludes recomendadas en función del material 32
Tabla 10: Valores de coeficiente de rugosidad “n” de Manning 32
Tabla 11: Borde Libre con relación con el caudal..... 33
Tabla 12: Borde Libre con relación al ancho de solera 33
Tabla 13: Ancho de solera según el caudal 34
Tabla 14: Espesores y distancias de las juntas de contracción 34
Tabla 15: Características geométricas de los tipos de canales 36
Tabla 16: Coeficiente de Cultivo (Kc) 47
Tabla 17: Evapotranspiración Potencial ETP 49

Tabla 18: Evapotranspiración Real (Etr).....	49
Tabla 19: Precipitación Efectiva (Ppe).....	50
Tabla 20: Resultado de Demanda de Agua para Fines de Riego.....	50
Tabla 21: Caudal de Diseño.....	51
Tabla 22: Elementos y Obras de Arte del Canal de Chota.....	51
Tabla 23: Coeficiente de cultivo "Kc" para Diferentes Especies y de Acuerdo a los Porcentajes de crecimiento.....	58
Tabla 24: Precipitación mm/Diaria de 2000 – 2020.....	59
Tabla 25: Precipitación mm/Mes de 2000 – 2020.....	60
Tabla 26: Temperatura Promedio Mensual °C de 2000– 2020.....	61

Índice de Figuras:

Figura 1: Comparación de Caudal en Lt/s.....	46
Figura 2: Comparación de Caudal en %.....	46

LISTA DE ABREVIATURAS

ANA: Autoridad Nacional del Agua

Kc: Coeficiente de Cultivo

ETP: Evapotranspiración Potencial

Etr: Evapotranspiración Real

Ppe: Precipitación Efectiva

Ie : Índice de escasez en porcentaje

Dh: Demanda hídrica en metros cúbicos

Oh: Oferta hídrica superficial neta en metros cúbicos

Qi: caudales a ser determinados

Qt: caudal patrón

RESUMEN

El objetivo principal de esta investigación es evaluar y diseñar el canal de riego en Chota, Distrito de Paranday, provincia de Otuzco, provincia de La Libertad, con el fin de promover el progreso de los beneficiarios del riego del canal Chota, mejorando así la calidad de vida de su población. El propósito de esta investigación es proponer el diseño de un canal de revestimiento y al mismo tiempo evaluar la pérdida de flujo a lo largo del canal no revestido, para lo cual se debe evaluar primero el canal con un levantamiento topográfico del Canal de Chota Investigación y diseño. Este canal es vital para el desarrollo de Paranday y sus pequeños pueblos. Porque esto mejorará la calidad de los beneficiarios del canal, para que puedan promover mejor sus productos agrícolas en los mercados locales y nacionales.

Este tipo de investigación corresponde a la investigación aplicada de diseño no experimental y transaccional, que considera una población de 2+387.27 km del canal Chota y muestras del mismo canal. En el desarrollo de los siguientes capítulos, la delimitación del área de estudio designada, así como el estudio de evaluación, el estudio hidrológico y el diseño del tramo fluvial de máxima eficiencia hidráulica, el resultado de la evaluación del canal será: El método de capacidad pierde en toda la sección 21,98% de humedad. Demasiada pérdida entre la primera parte y la última parte. Todos estos estudios se llevan a cabo teniendo en cuenta el manual de canales.

En resumen, todas las partes del canal, tirantes, bases, bordes libres y todos los diseños han tenido en cuenta el proceso de diseño.

Palabras clave: estudio hidrológico y topografía y canal de riego

ABSTRACT.

The main objective of this research is to evaluate and design the irrigation canal in Chota, District of Paranday, province of Otuzco, province of La Libertad, in order to promote the progress of the beneficiaries of the irrigation of the Chota canal, thus improving the quality life of its population. The purpose of this research is to propose the design of a lining channel and at the same time evaluate the loss of flow along the unlined channel, for which the channel must first be evaluated with a topographic survey of the Canal de Chota Investigation and design. This canal is vital for the development of Paranday and its small towns. Because this will improve the quality of the canal's beneficiaries, so that they can better promote their agricultural products in local and national markets.

This type of research corresponds to non-experimental and transactional design applied research, which considers a population of 2 + 573.86 km from the Chota channel and samples from the same channel. In the development of the following chapters, the delimitation of the designated study area, as well as the evaluation study, the hydrological study and the design of the river section of maximum hydraulic efficiency, the result of the evaluation of the canal will be: The capacity method it loses 21.98% moisture throughout the section. Too much loss between the first part and the last part. All these studies are carried out taking into account the channel manual.

In short, all parts of the channel, braces, bases, free edges and all designs have taken into account the design process.

Keywords: hydrological study, topography and irrigation canal

I. INTRODUCCIÓN.

1.1. Realidad problemática.

El Perú es uno de los proveedores mundiales de alimentos y productos agrícolas, y su agricultura y ganadería están creciendo a una tasa promedio anual del 3,2%. Este sector se ha convertido en una de las principales fuentes de desarrollo económico del Perú y, junto con la industria minera, ha creado más empleos formales en las zonas rurales y ha generado divisas para el país.

(Lopez, 2016) La toma lateral está hecha de material rustico, el canal lateral tiene un perfil topográfico irregular y una sección transversal de geometría variable, y la cavidad formada en el proceso proporciona la geometría irregular del canal. De igual forma se observó que las quebradas que existían como el caso del llamado quebrada Santa Rosa, y no se forma el canal hasta que se llega a la parte más baja, de donde se capta y recoge el agua contaminada. Utilizado como canal sub lateral. El sistema de riego y drenaje actual es muy inestable, el canal no está revestido y, debido a que no hay nivel de agua libre, no hay ningún proyecto para controlar las inundaciones en los terrenos adyacentes o evacuar el exceso de agua.

La selección de este proyecto se debe a los problemas que existen en las zonas agrícolas de nuestro país, principalmente por la falla en la sistematización del riego, y el caudal del canal de riego diseñado no es suficiente para una correcta distribución. En la actualidad, los distintos departamentos del Ministerio de Agricultura vienen apoyando al comité de usuarios para que utilice correctamente los recursos hídricos, es decir, cuando el consumo de agua es bajo aumentará el rendimiento y se obtendrá una buena productividad de los cultivos, y se reduce el problema de drenaje.

El canal está compuesto de material suelto y un fondo móvil, por lo que es insuficiente.

Este canal se utiliza para obtener agua para el riego de los vecinos de Paranday. El siguiente canal existente está compuesto de materiales sueltos, donde hay demasiada pérdida del caudal del agua.

El problema es que el agua recolectada de la captación no se puede administrar de manera efectiva debido a la falta de una infraestructura de riego adecuada, y esta puede evitar la pérdida de agua debido a la infiltración durante el transporte a las tierras de cultivo. Determinará las pautas necesarias que se deben seguir antes de seguir el proceso de diseño requerido y sus correspondientes canales de riego a través de un plan de riego sistemático, formando parte de los futuros lineamientos metodológicos para pequeños y medianos proyectos de riego.

1.2. Formulación del problema.

¿Cuál es la evaluación de la excesiva pérdida de agua y la falta de abastecimiento del canal de riego Chota en la localidad de Paranday, distrito de Paranday?

1.3. Justificación.

Se ha realizado y requiere conocimientos sobre evaluación y diseño de canales, por ejemplo, se considerarán los siguientes factores:

Las tierras altas de la zona de Paranday son zonas de meseta y también están compuestas por arroyos. El terreno de los arroyos es accidentado y complicado de recorrer. Por lo tanto, los recursos hídricos deben extraerse de las zonas bajas y altas hacia otras zonas. El diseño del canal es bajo, por lo que para el diseño principal uno de los factores es la topografía del lugar, por lo que la posición más alta de la Cordillera de los Andes hace que los diseñadores encuentren una serie de dificultades en base a la investigación y la experiencia. Por lo tanto, esto será beneficioso para la localidad de Paranday, ya que mejorará la economía por lo que los beneficiarios de la localidad podrán obtener una mayor producción, exportando así estos productos al mercado

regional u local y mercados internacionales. En la zona de Paranday, el canal está sin revestir, provocando sedimentos y obstrucciones, que se destruyen cuando llueve, afectando así los problemas sociales. Además de la pérdida de agua de riego, afecta el abastecimiento de todas las tierras agrícolas de la zona, provocando la ampliación de canales y poniendo en peligro a la población y la agricultura, así como la pérdida excesiva de agua de riego es la misma. Por lo tanto, para solucionar este problema, se propone evaluar y diseñar un canal sin revestimiento de 2, 573.86 metros de largo en algunos barrios de Chota, Cardón y Huanchanchan en el área de Paranday.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo General.

Realizar la evaluación y propuesta de diseño de Canal de Riego de Chota, distrito de Paranday, provincia de Otuzco, departamento La Libertad.

1.4.2. Objetivos Específicos.

- ✓ Evaluar el canal existente sin revestimiento en todo el tramo.
- ✓ Elaborar el estudio de la oferta y demanda de agua para riego.
- ✓ Hacer el levantamiento topográfico del canal de Chota.
- ✓ Realizar el diseño hidráulico del canal y las obras de arte.

1.5. Antecedentes.

(Andrade & Paredes, 2011) en su tesis de pre grado titulada “Construcción de un Canal Abierto de Transporte de Agua para la Facultad de Ingeniería”, tipo de investigación experimental, diseño de investigación experimental. Este trabajo se llevó a cabo en la Universidad Nacional de Chimborazo - Ecuador, y el objetivo general de la universidad fue establecer un canal de agua para el laboratorio de la Facultad de Ingeniería. Adquirió conocimientos sobre la hidráulica de canales, que sentó las bases para la base teórica de

los canales de conducción de agua. Concluyó del resumen del presidente de la unidad de operación que logró determinar la ecuación que controla el comportamiento de los fluidos en el canal abierto para que los diferentes flujos formados en el canal se puedan observar con la ayuda de las ecuaciones de Manning y Chazy. Determinó el tamaño y la estructura correctos del canal abierto y realizó un estudio completo encontrando que diferentes tipos de materiales tienen diferentes tipos de flujo en el canal abierto, y para diferentes tipos de vertederos, el caudal también es diferente, determinando así la tubería acrílica con un coeficiente de rugosidad de $n = 0.010$. Es el menos rugoso y proporciona la mejor conducción de fluido en el canal abierto. **Este antecedente es considerado en nuestra investigación para el diseño del canal y el uso correcto de materiales en el flujo del canal.**

(Pérez, 2014), en su tesis de pregrado de título “Diseño de un Canal Trapezoidal para Captar y Conducir los Esguimientos Superficiales a la Presa del Ejido Piedra Blanca, Municipio de Zaragoza, Coahuila”, tipo de investigación descriptiva, la investigación y diseño realizado por Antenor Narro de la Universidad Autónoma de Agricultura de México no realizó experimentos. Su objetivo general es almacenar la escurrentía superficial en la presa Piedra Blanca mediante la construcción de un río, que tiene una capacidad de almacenamiento de más de un millón de metros cúbicos. Esta cantidad de agua se utiliza para la agricultura y la ganadería en el Ejido Piedras Blancas. Concluyó que, en condiciones de tormenta, la agricultura que practica el ejido Piedra Blanca se considera una producción agrícola autosuficiente bajo condiciones del clima, principalmente por condiciones inestables y escasas lluvias. La situación anterior, junto con la escasez de infraestructura para la conservación del suelo y la productividad agrícola produce limitadas cosechas o en ocasiones ninguna. **Este antecedente nos sirvió para destacar la importancia de un canal en zonas ganaderas.**

(Baltodano & Morales, 2015), en su tesis pregrado de título “Diseño Hidráulico de un Canal de un kilómetro de Longitud que Consta de Tramos 2, 5, 6 hasta 11 de la Zona del Municipio de Ciudad Sandino”, tipo de investigación es técnico descriptivo, un diseño de investigación no experimental realizado en la Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua. Su propósito general es diseñar un canal de un kilómetro de largo. El canal consta de los tramos 2, 5, 6 y 11 de la ciudad de Sandino. Realizó levantamientos topográficos cada 50 m y determinó la sección transversal del cauce del canal. La conclusión es que el tramo natural es muy irregular, por lo que fluctúa entre (0 + 050,00), (0 + 950,00) y (0 + 250,00) respectivamente 17,18 m, 20,72 m y 30,95 m. En el área (0 + 350,00) (0 + 300,00) (0 + 250,00), la profundidad fluctúa entre 2,12 m, 3,0 m, 5,0 m y el máximo de 7,25 m, respectivamente. Concluyó que la irregularidad del tamaño del perfil natural que obtuvo en el levantamiento del terreno es muy extrema, pues en el ancho de 17.18 m - 30.95 encontró una desigualdad de 13.77 m, y en la profundidad encontró una desigualdad de 5.13 m. **Este antecedente es considerado en la investigación porque fue una guía para el desarrollo del levantamiento topográfico, así como amplio nuestro marco teórico.**

(Rimarachin, 2016), en su tesis de pregrado de título “Evaluación del Nivel de Eficiencia de transportar del Canal de Riego Chililique”, La Universidad Nacional de Cajamarca describe un estudio de ciudad experimental cuyo propósito es evaluar el nivel de eficiencia del agua transportada desde el canal de riego de Chililique, que incluye el progresivo 02 + 000 Km - 03 + 000 Km. Debido al mal estado de las juntas de expansión y el revestimiento, la eficiencia de suministro de agua del canal es defectuosa, como resultado, la eficiencia de suministro de agua del canal es del 81,80%. **Este antecedente es considerado en nuestra investigación porque amplía nuestro conocimiento acerca de las complicaciones que podría presentar el canal.**

(Lopez, 2016), en su tesis de pregrado “Diseño Hidráulico y Estructural del Canal Principal y Tomas Laterales del Proyecto de Irrigación el Avisado - la Conquista”, La investigación es un diseño de investigación técnico descriptivo, no experimental, realizado en la Universidad Nacional de San Martín en Tarapoto, cuyo objetivo general es el diseño hidráulico del canal principal y la entrada lateral del canal de riego. Concluyó que, las limitaciones geológicas que a menudo ocurren en el área del proyecto, no son la más complicadas y no existe una estructura geológica que perjudique de la estabilidad del proyecto sino las relacionadas a sismos debido a la zona de la investigación señalada.

Este antecedente amplió nuestro conocimiento acerca de las cualidades geológicas y morfológicas a tener en cuenta en la presente investigación.

(Espir & Morales, 2015), en su tesis de pregrado titulada “Evaluación de Fenómenos Hidráulicos en el Canal Chaquin del Sistema de Riego del Valle De Viru 1er. Tramo”, Este tipo de investigación experimental, el diseño de la investigación experimental se llevó a cabo en la Universidad Privada Antenor Orrego de Trujillo, y su propósito fue evaluar el remanso del primer tramo del canal y la generación de anomalías hidráulicas a partir de su arquitectura hidráulica. La conclusión es que el canal en el primer tramo es un trapecoidal tradicional con una longitud de 1087,03 metros y está diseñado para un caudal de agua de 3,8 metros cúbicos por segundo. Se beneficia de una superficie regada de 4866,86 hectáreas y consta de una transición de 2.50 m, 3 rápidos, 4 tomas laterales y 6 entregas de desagüe superficial. Asimismo, la formación de oleajes y fenómenos hidráulicos generan un flujo turbulento reduciendo el tirante hidráulico y limitando el caudal de riego de parcelas. Cabe resaltar que el diseño arquitectónico del canal está estrictamente ligado con estas consecuencias. **Este antecedente nos sirvió para mejorar caudal final que se dispondrá en el riego de parcelas y ampliar nuestro marco teórico.**

(Castillo, 2017), en su tesis de pregrado titulada “Optimización de Uso de Agua del Canal Principal del Riego del Valle de Nepeña”, tipo de investigación descriptiva, descripción de

la investigación no experimental se llevó a cabo en la Universidad Nacional Santa en Chimbote, y se optimizó el objetivo general mediante la racionalización del agua de riego de la tierra cultivada en el Valle de Nepeña. Según la tabla comparativa 4.03, se concluye que, en comparación con el riego por inundación tradicional, el riego por goteo es muy efectivo y puede ahorrar agua en un 84%. El modelo de riego por goteo es de 0.261 lt / ha, este tipo de riego puede optimizar la cantidad de agua manteniéndola por debajo del modelo de riego disponible. **Este antecedente amplió nuestros conocimientos acerca del modelo de riego que se dispondrá en el canal.**

(Morales, 2018), en su tesis de pregrado titulada “Evaluación de eficiencia de Conducción de Dos Kilómetros de Canal Rinrán Pampa y Determinación de los Procedimientos Para Mejora su Eficiencia, en el Distrito de Pampa Chico, Recuay”, estudio descriptivo realizado en la Universidad Nacional de Trujillo, un diseño de investigación no experimental, con el objetivo de evaluar la eficiencia del canal de 2 km e identificar formas de mejorar sus procesos. La eficiencia hidráulica del canal. La conclusión es que la valoración del tramo cubierto de hormigón existente del canal se divide en 2 tramos, desde progresivamente 00 + 000 km hasta progresivamente 01 + 000 km, la eficiencia de entrega de agua es baja, por lo que se recomienda colocar tuberías HDPE, en el tramo 2 de la progresivo 01 + 000 km a progresivo 02 + 415 km, mostrando buena eficiencia en el suministro de agua, por lo que se recomienda modificar la estructura existente.

Este antecedente nos sirvió para mejorar caudal final que se dispondrá en el riego de parcelas y ampliar nuestro marco teórico.

(Salinas, 2018) En su tesis de pregrado titulada “Determinación y Evaluación de las Patologías del Concreto en el Canal Monte Común, Desde la Progresiva 0+000 km Al 0+500 km Ubicado en el Anexo Villa las Mercedes del Distrito de Moro, Provincia del Santa”, el tipo de investigación es descriptiva que se lleva a cabo en la Universidad Católica los Ángeles de Chimbote, es un diseño de investigación no experimental cuyo

principal objetivo es identificar y evaluar las distintas patologías que se pueden encontrar en el canal de Monte Común desde 0 + 000 kilómetros a 0 + 500 kilómetros. Tras investigar toda el área de evaluación, concluyó que el 30,27% presentaba patología y el 69,73% no tenía patología. Evaluación, es decir, se evalúa el canal sin considerar el mantillo o el suelo. Se debe considerar el área hidráulica y la velocidad. Este es un método para evaluar la pérdida de flujo de agua por filtración o entrada de agua y longitud. Evaluación a través de la mesa del canal, y el porcentaje de reducción en la pérdida de agua se puede evaluar a través de la tabla de situación, por ejemplo, cuál es el estado de la tabla, el caudal, el número de beneficiarios y la parte del canal en cada sección.

Este antecedente sirvió para ampliar nuestros conocimientos de la reacción del canal a diseñar en funcionamiento y de esta manera moderar el porcentaje de patología en el concreto.

1.6. Bases Teóricas.

1.6.1. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico consiste en determinar la posición relativa entre varios puntos en el plano horizontal. El levantamiento topográfico del canal es una de las condiciones necesarias para posicionar el proyecto y realizarlo en el suelo, ya que puede mostrar completamente su relieve y la topografía en los proyectos existentes y futuros.

1.6.1.1 Apoyo altimétrico

El trabajo de medición de altura consiste en las tareas de nivelación realizadas en el sitio y el equipo utilizado, y estas tareas están relacionadas con los puntos de control. Para iniciar este trabajo, se utilizó un GPS ubicado en el borde del canal para determinar el punto de partida.

1.6.1.2. Apoyo planimétrico

Para controlar la topografía del canal se ha obtenido la triangulación con lectura de distancia y la nube de puntos con estación total.

1.6.2. Estudio de mecánica de suelos

1.6.2.1. Clasificación de los suelos

1.6.2.1.1. Sistema AASHTO

El sistema desarrolló un programa para clasificar suelos por grupo, determinado por el laboratorio, el programa incluirá contenido de humedad, tamaño de partícula, límite de líquido e índice de plasticidad.

(Braja M., 2014, pág. 35) La clasificación del suelo se divide en siete categorías principales: A-1 a A-7. Los suelos de los grupos A-1, A-2 y A-3 son materiales granulares, y los suelos de los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7 se componen principalmente de limo y materiales arcillosos.

Tabla 1: Clasificación de Suelos materiales granulares

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos de la muestra que pasa la malla No. 200)						
	A-1			A-2			
Clasificación de grupo	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Análisis por cribado (porcentaje que pasa las mallas)							
No. 10	50 máx.						
No. 40	30 máx.	50 máx.	51 mín.				
No. 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.
Características de la fracción que pasa la malla No. 40							
Límite líquido				40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad	6 máx.		NP	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Tipos usuales de materiales componentes significativos							
	Fragmentos de piedra grava y arena		Arena fina	Grava y arena limosa o arcillosa			
Tasa general de los subrasantes			De excelente a bueno				

Fuente: Braja M. Das

Tabla 2: Clasificación de Suelos materiales limo-arcilla.

Clasificación general	Materiales limo-arcilla (más del 35% de la muestra que pasa la malla No. 200)			
	A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5* A-7-6†
Análisis por cribado (porcentaje que pasa por las mallas)				
No. 10				
No. 40				
No. 200	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Características de la fracción que pasa por la malla No. 40				
Límite líquido	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Tipos usuales de materiales componentes significativos				
	Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Tasa general de los sobrantes			De mediano a pobre	
*Para A-7-5, $PI \leq LL - 30$				
†Para A-7-6, $PI > LL - 30$				

Fuente: Braja M. Das

1.6.2.1.2. Sistema SUCS

(Braja M., 2014, pág. 39) El sistema propuesto por Casagrande. Los símbolos utilizados en el sistema son: G: grava o suelo gravoso, S: arena o suelo arenoso, M: limo inorgánico, C: arcilla inorgánica, O: limos y arcillas orgánicos, W: bien graduado, P: mal graduado, L: baja plasticidad y H: alta plasticidad.

Tabla 3: Sistema Unificado de Clasificación, para suelos arenosos

Símbolo de grupo	Criterios
SW	Menos de 5% pasa la malla No. 200; $C_u = D_{60}/D_{10}$ mayor que o igual a 6; $C_z = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$ entre 1 y 3
SP	Menos de 5% pasa la malla No. 200; no cumple ambos criterios para SW
SM	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg se grafican debajo de la línea A (figura 2.12); o índice de plasticidad menor que 4
SC	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg se grafican arriba de la línea A (figura 2.12); índice de plasticidad mayor que 7
SC-SM	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg caen en el área sombreada marcada CL-ML en la figura 2.12
SW-SM	Porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SW y SM
SW-SC	Porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SW y SC
SP-SM	Porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SP y SM
SP-SC	Porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SP y SC

Fuente: Braja M. Das

Tabla 4: Sistema Unificado de Clasificación, para suelos limosos arcillosos

Símbolo de grupo	Criterios
CL	Inorgánico; $LL < 50$; $PI > 7$; se grafica sobre o arriba de la línea <i>A</i> (véase zona CL en la figura 2.12)
ML	Inorgánico; $LL < 50$; $PI < 4$; o se grafica debajo de la línea <i>A</i> (véase la zona ML en la figura 2.12)
OL	Orgánico; $LL - \text{seco en horno} / (LL - \text{sin secar}) < 0.75$; $LL < 50$ (véase zona OL en la figura 2.12)
CH	Inorgánico; $LL \geq 50$; PI se grafica sobre o arriba de la línea <i>A</i> (véase la zona CH en la figura 2.12)
MH	Inorgánico; $LL \geq 50$; PI se grafica debajo de la línea <i>A</i> (véase la zona MH en la figura 2.12)
OH	Orgánico; $LL - \text{seco en horno} / (LL - \text{sin secar}) < 0.75$; $LL \geq 50$ (véase zona OH en la figura 2.12)
CL-ML	Inorgánico; se grafica en la zona sombreada en la figura 2.12
Pt	Turba, lodos y otros suelos altamente orgánicos

Fuente: Braja M. Das

1.6.2.2. Ensayos de Laboratorio

1.6.2.2.1. Determinación del contenido de humedad

(Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2016) Este modo de funcionamiento determina el peso del agua extraída y la tierra húmeda se seca hasta un peso constante en un horno controlado a 110 ± 5 ° C. El peso de la tierra que queda después del secado en el horno se usa como el peso de las partículas sólidas. La pérdida de peso provocada por el secado se considera el peso del agua.

Se determina por la siguiente formula:

$$W = \frac{M_{CWS} - M_{CS}}{M_{CS} - M_C} \times 100 = \frac{M_W}{M_S} \times 100$$

W= contenido de humedad (%)

M_{CWS} = peso del contenedor más el suelo húmedo (gr)

M_{CS} =peso del contenedor más el suelo secado al horno (gr)

M_C = peso del contenedor (gr)

M_W = Peso del agua (gr)

M_S = Peso de las partículas sólidas (gr)

1.6.2.2.2. Análisis granulométrico por tamizado

El análisis del tamaño de las partículas se realiza tamizando la muestra. De esta forma, es posible conocer el tamaño de las diferentes partículas que componen el sedimento a analizar. El análisis por tamices es parte del método mecánico para comprender el tamaño de las partículas.

El proceso se realiza mediante muestras secas. Pasa a través de una serie de tamices, que van desde 3 pulgadas hasta el tamiz más fino de 0.0074 mm.

Tabla 5: Serie alternativa de tamices para análisis granulométrico

Tamices	
Ø	(mm)
3"	76.20
1 1/2"	38.10
1"	25.40
3/4"	19.050
1/2"	12.700
3/8"	9.525
1/4"	6.350
N°4	4.760
N°8	2.380
N°10	2.000
N°16	1.190
N°20	0.840
N°30	0.590
N°40	0.426
N°50	0.297
N°60	0.250

N°80	0.177
N°100	0.149
N°200	0.074

Fuente: manual ensayo de materiales

1.6.2.2.3. Determinación de limite liquido

(Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2016) Para calcular el límite de líquido, es necesario mostrar la relación entre el contenido de humedad y el número correspondiente de golpes del vidrio Casagrande en el orden del contenido de humedad en el gráfico semilogarítmico. La abscisa es una escala logarítmica. Dibuja la mejor línea recta que pase por tres o más puntos. El contenido de agua correspondiente a la intersección de la línea y los 25 golpes de la abscisa se toma como límite líquido del suelo.

1.6.2.2.4. Determinación del límite plástico

(Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2016) El límite plástico (L.P) se llama la humedad más baja y puede formar tiras de suelo con un diámetro de aproximadamente 3,2 mm (1/8 de pulgada), lo que permite que el suelo ruede entre la palma de la mano y la superficie lisa (vidrio esmerilado) sin estas barras cayendo a pedazos. Este método de prueba se utiliza como componente de varios sistemas de clasificación de ingeniería para caracterizar la parte de grano fino del suelo.

$$\text{limete plastico} = \frac{\text{peso de agua}}{\text{peso de suelo secado al horno}} \times 100$$

$$I. P. = L. L. - L. P.$$

L.L. Limite liquido

L.P. Limite plástico

1.6.2.2.5. Gravedad específica de sólidos

El método de prueba implica el uso de un picnómetro para determinar la gravedad específica de los sólidos del suelo que pasan por un tamiz de 4,75 mm (No. 4). La gravedad específica de los sólidos del suelo se utiliza para calcular la densidad de los sólidos del suelo. Esto se logra multiplicando su gravedad específica por la densidad del agua (a la temperatura adecuada). La gravedad específica de los sólidos en el suelo (adimensional) viene dada por la relación que existe entre el peso unitario de los sólidos en el suelo y el peso unitario del agua.

$$G_s = \frac{\rho_s}{\rho_{w,t}} = \frac{M_s}{(M_{\rho_{ws,t}} - (M_{\rho_{ws,t}} - M_s))}$$

ρ_s = densidad del sólido de suelo (gr/cm^3)

$\rho_{w,t}$ = densidad del agua a la temperatura de ensayo

M_s = masa de los sólidos de suelo secadas al horno (gr)

$M_{\rho_{ws,t}}$ = masa del picnómetro, agua y sólidos de suelo a temperatura de ensayo

1.6.3. Diseño de canal

Según (Chow, 2004) Al diseñar un sistema de canales, se deben considerar los siguientes factores: textura y estructura del suelo, porosidad total y porosidad efectiva, capacidad de retención de agua, especialmente la permeabilidad de diferentes formaciones, que ayudarán a determinar la existencia de capas. La impermeabilidad o la mala permeabilidad influirán decisivamente en la altura del nivel freático en el perfil. Según (Villon B, 2005) El diseño de sistemas de riego y drenaje significa diseñar un conjunto de proyectos y estructuras de protección a través de los cuales se realiza la captación, conducción, distribución, aplicación y evacuación del agua, y se proporciona la humedad de manera adecuada y controlable, la humedad que requieren los cultivos para su desarrollo.

1.6.3.1. Canales según su función

Los canales de riego tienen los siguientes nombres debido a sus diferentes funciones:

(Autoridad Nacional del Agua, 2010) “Canal de primer orden. – Llamado también canal madre o de derivación y se le traza siempre con pendiente mínima, normalmente es usado por un solo lado ya que por el otro lado da con terrenos altos”

(Autoridad Nacional del Agua, 2010) “Canal de segundo orden. – Llamados también laterales, son aquellos que salen del canal madre y el caudal que ingresa a ellos, es repartido hacia los sub – laterales”.

(Autoridad Nacional del Agua, 2010) “Canal de tercer orden. – Llamados también sub – laterales y nacen de los canales laterales, el caudal que ingresa a ellos es repartido hacia las propiedades individuales”

1.6.3.2. Secciones transversales más frecuentes

1.6.3.2.1. Secciones abiertas

- Sección trapezoidal: Siempre se utiliza en canales de tierra y canales revestidos.
- Sección rectangular: Se utiliza en los acueductos de madera, también en canales excavados en roca y para canales revestidos

1.6.3.3. Caudal

En el diseño del canal del nivel parcelario, el caudal debe ser el dato inicial, que se puede calcular según el módulo de riego ($l/s / ha$) para evitar que el canal evacue el exceso de agua de lluvia. El diseño debe considerar factores hidrológicos al calcular el flujo.

1.6.3.3.1. Determinación del caudal de Diseño

Método del Flotador

$$Q = Fc * A * \left(\frac{L}{T}\right)$$

Potencial

Donde:

Q= es el caudal, en m³/s

L= es la longitud entre el punto A y B en metros

A = es el área, en m²

T= es el tiempo promedio, en segundos

Fc = es el factor de corrección

Tabla 6: Determinación de factor de corrección Fc para cálculo de caudales por el método del Flotador

Tipo de cauce	Factor de corrección
Canal revestido en concreto, profundidad del agua >15 cm	0.8
Canal en tierra, profundidad del agua > 15 cm	0.7
Riachuelos profundidad del agua > 15 cm	0.5

Fuente: dirección general de infraestructura agraria y riego – DGIAR

1.6.3.4. Criterios de Diseño

a) Máxima Eficiencia Hidráulica

En un canal revestido de hormigón, la permeabilidad es nula, por lo que el propósito del diseño del canal es obtener la máxima eficiencia hidráulica.

Esto significa tener una sección transversal con el menor volumen de excavación posible y permitir un flujo adecuado.

Se utilizó la siguiente relación:

$$\frac{b}{y} = 2tg\left(\frac{\alpha}{2}\right)$$

Donde:

b = Ancho del fondo del canal

y = Tirante

α = Ángulo de inclinación talud

b) Velocidades

(Villon Bejar, 2007) La velocidad mínima y la velocidad máxima varían según su rango. El rango de esta área es: la velocidad mínima sin deposición de materia sólida (precipitación) en la suspensión y la velocidad máxima sin corrosión en el fondo del canal.

(Autoridad Nacional del Agua, 2010) Para los canales de tierra, un valor de 0,8 m/s se considera una velocidad adecuada, que no permite el asentamiento, pero también evita el crecimiento de plantas en el paso.

En el canal, la velocidad media varía dentro de los siguientes rangos:

b.1) Velocidad mínima permisible

Esta velocidad puede evitar la deposición y crecimiento de plantas en el canal, su velocidad puede estar entre 0,6 a 0,9 m / s, pudiendo variar según las condiciones del canal.

b.2) Velocidad máxima admisible

El diseño del revestimiento debe considerar esta posibilidad.

En canales con revestimiento de concreto se recomienda lo siguiente:

$$V < 2.1m/s \text{ y } Fr < 0.8 \text{ (sin reforzamiento)}$$

$$V < \frac{5.5m}{s} \text{ (con refuerzo)}$$

Tabla 7: Velocidades máximas recomendadas en función de las características de los suelos

Características de los suelos	Velocidad máxima (m/s)
Canales en tierra franca	0.60
Canales en tierra arcillosa	0.90
Canales revestidos con piedra y mezcla	1.00
Canales con mampostería de piedra y	2.00
Canales revestidos con concreto	3.00
Canales en roca: Pizarra Areniscas	1.25

Fuente: “Hidráulica de canales” (Villon Bejar, 2007)

c) Pendiente

La pendiente en el fondo del canal es la rasante y varía según el revestimiento del canal, que es el valor máximo de velocidad sin causar erosión.

Tabla 8: Pendientes laterales de canales en varios suelos

Tipo de suelos	Pendiente
Suelo suelto	0.5 – 1.0
Suelo francos	1.5 - 2.5
Suelo arcilloso	3.00 – 4.5

Fuente: “Hidráulica de canales” (Villon Bejar, 2007)

d) Talud

(Villon Bejar, 2007) Cuanto más inestable sea el material, menor será el ángulo de inclinación.

Se debe considerar que un menor ángulo de inclinación (α) significa una mayor estabilidad del terreno. La Tabla N ° 4 da los valores recomendados.

Tabla 9: Taludes recomendadas en función del material

Características de los	Canales poco	Canales
Roca con buenas condiciones	Vertical	0,25 : 1
Arcillas compactas o	0,5 : 1	1 : 1
Limos arcillosos	1 : 1	1,5 : 1
Limoso – arenosos	1,5 : 1	2 : 1
Arenas sueltas	2 : 1	3 : 1

Fuente: “Hidráulica de canales” (Villon Bejar, 2007)

e) Coeficiente de Rugosidad

Los valores del coeficiente de rugosidad utilizados para el diseño de canales de tierra se encuentran entre 0.025 y 0.030, mientras que para canales revestidos de concreto se utilizan valores entre 0.014 y 0.016.

Tabla 10: Valores de coeficiente de rugosidad “n” de Manning

N	Superficie
0.010	Muy lisa, vidrio, plástico, cobre.
0.013	Madera suave, metal, concreto frotachado.
0.017	Canales de tierra en buenas condiciones.
0.018	Concreto
0.020	Canales naturales de tierra, libres de vegetación.
0.025	Canales naturales con alguna vegetación y
0.035	Canales naturales con abundante vegetación.
0.040	Arroyos de montaña con muchas piedras.

Fuentes: Criterios de diseños de obras hidráulicas para la formulación de proyectos hidráulicos multisectoriales y de afianzamiento hídrico. (**Autoridad Nacional del Agua, 2010**)

f) Borde libre

Para calcular la determinación de la sección transversal del canal, suele ser necesario mantener una cierta diferencia en el plano horizontal entre la superficie libre del agua utilizada para el tirante normal y la corona del borde como margen de seguridad.

$$B.L.=H - y$$

Una práctica común para los canales de tierra, es dejar un borde libre igual a un tercio del tirante, es decir:

$$B.L.= y/3$$

Mientras que para canales revestidos:

$$B.L. = y/5$$

Tabla 11: Borde Libre con relación con el caudal

Caudal Q (m ³ /s)	Bordo libre (m)
Menores que 0.5	0.30
Mayores que 0.5	0.40

Fuente: “Hidráulica de canales” (**Villon Bejar, 2007**)

Tabla 12: Borde Libre con relación al ancho de solera

Ancho de solera (m)	Borde libre (m)
Hasta 0,80	0,40
De 0,80 a 1,50	0,50
De 1,50 a 3,00	0,60
De 3,00 a 20,00	1,00

Fuente: “Hidráulica de canales” (**Villon Bejar, 2007**)

g) Ancho de solera

(Villon Bejar, 2007) Establecer un valor para el ancho de la solera, plantilla o base, de antemano es muy útil para cálculos posteriores, por lo que la fórmula utilizada para calcular el tirante se puede manipular fácilmente.

Tabla 13: Ancho de solera según el caudal

Caudal Q (m ³ /s)	Ancho de solera b (m)
Menor de 0.100	0.30
Entre 0.100 y 0.200	0.60
Entre 0.200 y 0.400	0.75
Mayor 0.400	1.00

Fuente: “Hidráulica de canales” (Villon Bejar, 2007)

h) Espesor de revestimiento

(Autoridad Nacional del Agua, 2010) Se puede utilizar un grosor de 5 a 7,7 cm para canales pequeños y medianos, y un grosor de 10 a 15 cm para canales medianos y grandes, siempre que estos diseños no estén de concreto armado.

i) Junta

Hay tres tipos de juntas en el canal de revestimiento: construcción, transversales de contracción y longitudinales de contracción.

i.1) Junta transversal de contracción

Se utilizan para evitar fisuras provocadas por la retracción del hormigón durante el proceso de fraguado o cambios de volumen provocados por cambios de temperatura o humedad.

De acuerdo con la tabla N° 14, se recomienda dejar los siguientes espacios entre las juntas según el espesor.

Tabla 14: Espesores y distancias de las juntas de contracción

Espesor	Distancia entre juntas
---------	------------------------

2.0 – 2.5 pulg.	10 pies.
5.0 - 6.5 cm	3.00 m
3.0 – 4.0 pulg.	12 – 15 pies.
7.5 – 10 cm	3.50 – 4.50 m

Fuente: según Davis, C.V. (Handbook of applied hidráulico)

1.6.3.5. Diseño Hidráulico del canal

Para determinar las características geométricas del diseño hidráulico, es necesario realizar una variedad de análisis basados en criterios técnicos y económicos para lograr un buen funcionamiento con consideraciones de flujo.

Tenemos que considerar lo siguiente:

- Una conveniente capacidad de descarga del canal proyectado.
- Un borde libre para operar en caso de inconvenientes en el canal
- Un dimensionamiento apropiado para la estructura.

Para el revestimiento de canales, se recomienda utilizar una mayor eficiencia hidráulica, por lo que se debe utilizar la sección transversal con el perímetro de humectación más pequeño para promover el flujo de agua.

Se empleó la fórmula de diseño hidráulico de Manning – Strickler:

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

Donde:

Q = Caudal m^3/s

A = Área de la sección en m^2

R = Radio Hidraulico en m

S = Pendiente

n = Coeficiente de Rugosidad

El tipo de Flujo se define por el N° de Froude

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

v : es la gravedad de flujo, en m/s

g : es la aceleración de la gravedad, en m/s^2

D : profundidad hidráulica en m

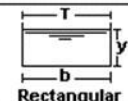

Clasificación de flujo en canales

- Si $F=1$, crítico
- Si $F>1$, supercrítico
- Si $F<1$, subcrítico

a) Características geométricas del canal

La geometría del canal se puede definir por la sección transversal y la profundidad del flujo. Para los cálculos de escorrentía, se deben seguir todos los elementos.

Tabla 15: Características geométricas de los tipos de canales

Sección	Area hidráulica A	Perímetro mojado P	Radio hidráulico R	Espejo de agua T
 Rectangular	by	$b+2y$	$\frac{by}{b+2y}$	b
 Trapezoidal	$(b+zy)y$	$b+2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{(b+zy)y}{b+2y\sqrt{1+z^2}}$	$b + 2zy$

Fuente: (Chow, 2004)

1.7. Definición de términos básicos.

Diseño de canal

(Sotelo Avila, 2002) El diseño del canal incluye su revestimiento y la determinación de características hidráulicas (como velocidad y tirante) para determinar el caudal de agua en el canal.

Hidráulica

Es una rama de la ingeniería que se encarga de estudiar las propiedades mecánicas de los fluidos.

Canal

(Villon Bejar, 2007) Dado que la superficie libre del líquido está en contacto con la atmósfera, son conductos por los que circula el agua bajo la acción de la gravedad sin ninguna presión.

Estudio Topográfico

Se define como un conjunto de operaciones que se realizan en un campo utilizando las herramientas adecuadas para poder realizar una correcta representación gráfica o plano.

El plan es fundamental para posicionar correctamente cualquier trabajo a realizar y preparar cualquier proyecto técnico. Para realizar levantamientos topográficos, se requieren varios instrumentos como nivel y estación total.

Secciones transversales

(Villon Bejar, 2007) La sección transversal de un canal natural suele ser de forma irregular y varía según la ubicación. Los canales artificiales generalmente se diseñan en formas geométricas regulares.

Revestimiento De Canales

El revestimiento del canal está hecho de una capa de material, que se corta en una forma de diseño y se agrega al suelo. Esta capa se utiliza como superficie de contacto con el agua para controlar la pérdida de filtración y los valores de coeficiente de resistencia al flujo.

Perdidas por infiltración

(Villon B, 2005) El cálculo de pérdidas por penetración en el canal es muy importante para la evaluación económica del canal a realizar o del canal que se ha realizado.

Estudios preliminares

Los estudios preliminares son importantes porque nos permiten identificar el terreno para recolectar datos y la información de antecedentes necesaria para poder definir el diseño del canal de riego, obteniendo así un diseño más completo y evitando daños estructurales en el futuro.

1.8. Formulación de la hipótesis.

Del análisis de los estudios básicos teóricos realizados en conjunto se obtendrá la evaluación y propuesta de diseño de canal de riego de Chota, distrito de Paranday – Otuzco - La Libertad – 2021, lo cual se ajuste a las condiciones del terreno y logre obtener una eficiente conducción hidráulica

II. MATERIAL Y MÉTODOS.

2.1. Material:

a) Materiales

Item	Descripción	Unidad	Cantidad
01	Estación Total	Día	3
02	GPS	Und	1
03	Nivel de Ingeniero	Und	1
04	Winchas (30 m)	Und	2
05	Barretas, picos y palas	Kit	3
06	Laptop	Und	2
07	Útiles de escritorio	Glb	1

b) Humano

- ✓ 02 investigadores tesistas responsables de la elaboración, ejecución y presentación del Proyecto de Investigación.
- ✓ 01 asesor, para orientar y guiar la elaboración, ejecución y presentación del Proyecto de Investigación
- ✓ 01 topógrafo.
- ✓ 03 ayudantes de topografía.
- ✓ 01 técnico Cadista
- ✓ 02 peones

c) Varios

- ✓ Viáticos y asignaciones
 - ✓ Movilidad
 - ✓ Alimentación
 - ✓ Alquiler de Camioneta
- ✓ Fotocopias e Impresiones
- ✓ Encuadernado
- ✓ Espiralados

2.2. Material de estudio.

2.2.1. Población.

Para este trabajo de investigación la población estará formada por el canal de riego de Chota del distrito de Paranday.

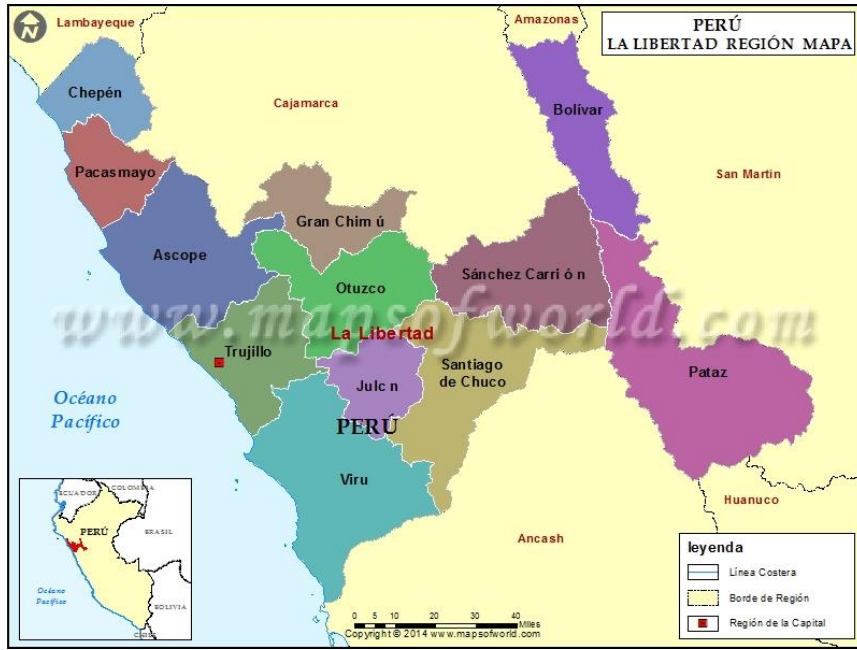


Figura 1º: Mapa de La Libertad

Fuente: Google Images



Figura 2º: Otuzco - Paranday

Fuente: Google Images

2.2.2. Muestra.

Para este estudio, existen muestras probabilísticas negativas en el elemento de análisis del estudio Canal que consta de 2, 573.86 metros lineales debido a que el canal de Chota es uno de los canales con mayor acontecimiento de los usuarios.

2.3. Técnicas, procedimientos e instrumentos.

2.3.1. Para recolectar datos.

Técnicas

Según (Hernandez Sampieri, 2014, pág. 198) después de seleccionar el diseño de investigación anterior, la muestra positiva cumple con nuestra investigación y las preguntas hipotéticas. El próximo proyecto incluye la recopilación de datos relacionados con la definición o los atributos cambiantes de los elementos o temas de la muestra de investigación. Recogiendo los datos involucrados, se han diseñado cuidadosamente una serie de técnicas que nos permiten recolectar datos para fines específicos.

En este caso se realizaron los siguientes métodos:

Previamente, se buscó a las autoridades de la zona de Paranday y del sector Chota, para realizar investigaciones del canal y levantamientos topográficos para verificar las hectáreas y el diseño hidráulico del Canal Chota.

Considerar con anticipación y coordinar con el Comité de Usuarios Registrados de la Autoridad Nacional del Agua (ANA) y verificar la cantidad de agua entregada a los beneficiarios del canal Chota.

Instrumento de Recolección de Datos

Las herramientas que se van usar para la recolección de datos son:

- Equipos topográficos, mediante estos equipos determinaremos los planos, obras de arte, longitud y pendientes del canal de Chota

- Datos hidrológicos mediante GLOBAL WEATHER DATA FOR SWAT el cual servirá para descargar datos de precipitaciones KMNI con periodos de retorno de 20 años.
- Guías de Observación, validada con asesor de la tesis.

2.3.2. Para procesar datos.

Para determinar el proceso de este trabajo, nos propusimos formular un procedimiento de verificación in situ, en el cual se recolectaron datos a través de instrumentos, los cuales se describieron posteriormente y se obtuvieron los resultados. En primer lugar, se utilizó una especificación técnica observacional, que previamente había sido especificada de alguna manera: el instrumento utilizado contenía datos del canal, que se calculó el caudal del agua midiendo cada 50 metros determinados para lograr la máxima pérdida de flujo de agua.

Se realizó el levantamiento topográfico para determinar la altura, la línea que conduce al canal, la pendiente durante la conducción y las tomas laterales, a fin de determinar la obra de arte requerida por el canal, así mismo, de esta meneara se desarrolló el estudio hidrológico para determinar un caudal.

Finalmente, luego de obtener la pérdida de caudal y la investigación topográfica e hidrológica, se llevó a cabo el diseño hidráulico del canal, que redujo la sección del canal y las obras de arte requeridas por el canal, ahorrando tiempo de manera eficiente y económica.

Para el diseño de la propuesta se utilizó el siguiente software:

- Software de AutoCAD a través de este software, determinaremos y trazaremos la sección, pendiente, perfil, ángulo, curva, nivel de corte para determinar correctamente el tamaño del canal.

- Software de canales, a través de este software Hcanales, obtendremos cálculos, dimensiones hidráulicas y obras de arte.
- Programas de cálculo Excel, también tenemos este programa para ayudarnos a calcular la obra de arte, como bocatoma, caída vertical, caída rápida y toma lateral.

2.4. Operacionalización de variables.

a) Variable UNICA

Evaluación y Propuesta de Diseño del Canal de Riego de Chota, distrito de Paranday, provincia de Otuzco, departamento La Libertad.

VARIABLE	DIMENSIONES	INDICADORES	UNIDADES DE MEDICION
Evaluación y Propuesta de Diseño del Canal de Riego de Chota, distrito de Paranday, provincia de Otuzco, departamento La Libertad DEPENDIENTE	- Estudios topográficos. - Proyecciones de cálculo de geometría del canal.	- Pendiente “s”	<i>m o %</i>
		- Trazos preliminares	<i>m</i>
		- Área (A)	<i>m²</i>
		- Perímetro (P)	<i>m</i>
		- Radio	<i>m</i>
		- Hidráulica (Rh)	<i>m</i>
	- Estudios de mecánica de suelos. - Proyecciones de máximas avenidas	- Espejo de agua (P)	<i>m</i>
		- Granulometría de suelos	<i>mm</i>
		- Caudal (q)	<i>m³/s</i>

III. RESULTADOS.

Según los objetivos trazados se tienen los siguientes resultados

3.1. Evaluar el canal existente sin revestimiento en todo el tramo.

Cuadro 1 Compartición de Caudales por tramos

ANÁLISIS DE PERDIDA DE CAUDAL				
PROGRESIVA	Q (m³/s)	Q (L/s)	ΔQ (L/s)	PERDIDA ACUMULADA (l/s)
0 + 000 Km	0.0769	76.9420	0.00	0.00
0 + 050 Km	0.0766	76.6166	0.33	0.33
0 + 100 Km	0.0763	76.3141	0.30	0.63
0 + 150 Km	0.0758	75.7677	0.55	1.17
0 + 200 Km	0.0755	75.4672	0.30	1.47
0 + 250 Km	0.0752	75.1733	0.29	1.77
0 + 300 Km	0.0749	74.8858	0.29	2.06
0 + 350 Km	0.0745	74.5213	0.36	2.42
0 + 400 Km	0.0742	74.2469	0.27	2.70
0 + 450 Km	0.0740	73.9789	0.27	2.96
0 + 500 Km	0.0737	73.7175	0.26	3.22
0 + 550 Km	0.0734	73.3689	0.35	3.57
0 + 600 Km	0.0731	73.1205	0.25	3.82
0 + 650 Km	0.0729	72.8786	0.24	4.06
0 + 700 Km	0.0726	72.6431	0.24	4.30
0 + 750 Km	0.0723	72.3492	0.29	4.59

0 + 800 Km	0.0721	72.0617	0.29	4.88
0 + 850 Km	0.0718	71.7808	0.28	5.16
0 + 900 Km	0.0715	71.5063	0.27	5.44
0 + 950 Km	0.0712	71.2384	0.27	5.70
1 + 000 Km	0.0710	70.9769	0.26	5.97
1 + 100 Km	0.0703	70.3317	0.65	6.61
1 + 150 Km	0.0700	69.9865	0.35	6.96
1 + 200 Km	0.0697	69.7412	0.25	7.20
1 + 250 Km	0.0694	69.3888	0.35	7.55
1 + 300 Km	0.0685	68.5324	0.86	8.41
1 + 350 Km	0.0678	67.7574	0.78	9.18
1 + 400 Km	0.0674	67.3929	0.36	9.55
1 + 450 Km	0.0670	67.0405	0.35	9.90
1 + 500 Km	0.0668	66.7636	0.28	10.18
1 + 550 Km	0.0665	66.4762	0.29	10.47
1 + 600 Km	0.0662	66.1952	0.28	10.75
1 + 650 Km	0.0657	65.7430	0.45	11.20
1 + 700 Km	0.0655	65.4751	0.27	11.47
1 + 750 Km	0.0647	64.7296	0.75	12.21
1 + 800 Km	0.0643	64.3420	0.39	12.60
1 + 850 Km	0.0639	63.9368	0.41	13.01
1 + 900 Km	0.0637	63.7389	0.20	13.20
1 + 950 Km	0.0635	63.5323	0.21	13.41
2 + 000 Km	0.0632	63.2073	0.33	13.73
2 + 050 Km	0.0626	62.5553	0.65	14.39

2 + 150 Km	0.0623	62.3227	0.23	14.62
2 + 200 Km	0.0621	62.0813	0.24	14.86
2 + 250 Km	0.0618	61.8313	0.25	15.11
2 + 300 Km	0.0616	61.5726	0.26	15.37
2 + 387.27 Km	0.0613	61.3052	0.27	15.64
SUMA			15.64	

Fuente: Elaboración propia

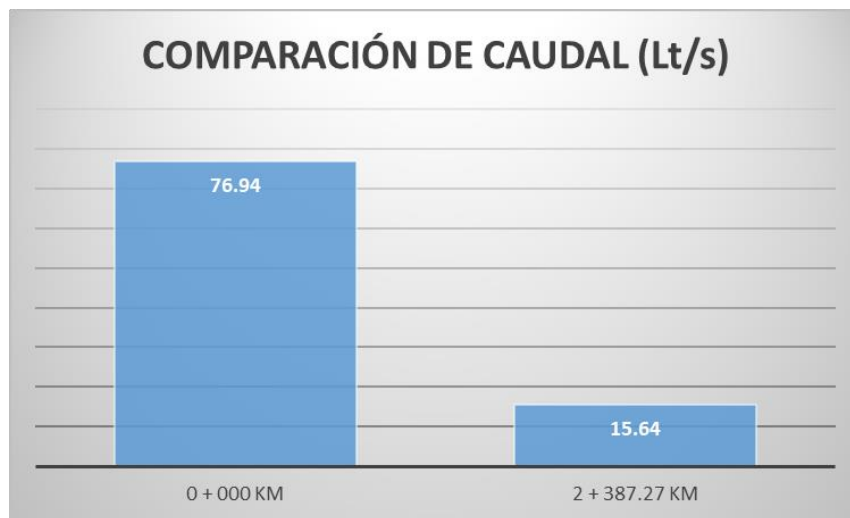


Figura 1: Comparación de Caudal en Lt/s

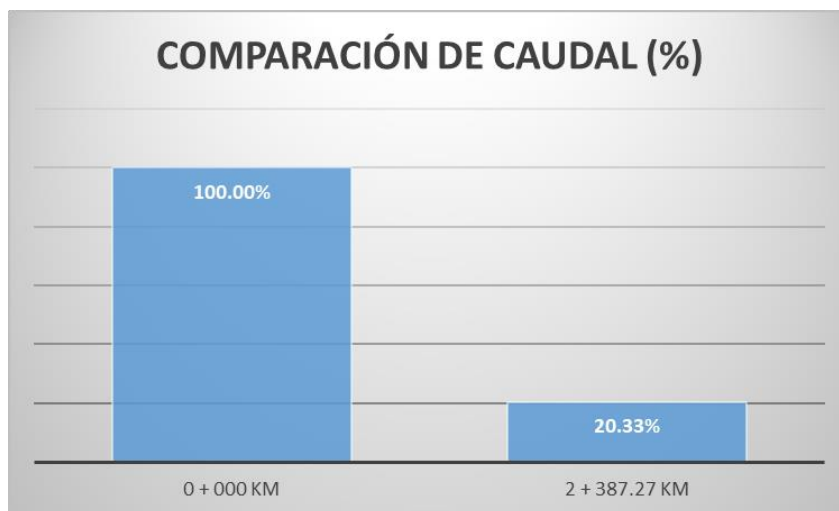


Figura 2: Comparación de Caudal en %

Se tiene que en la progresiva 0+00 km a la progresiva 2+387.27 km se determina una diferencia de gastos de 61.30 lt/seg lo cual representa un 79.67% de pérdida de agua fluyente, debido a que se tiene una caudal de inicio de 76.94 donde existe tomas laterales, así como también socavación y filtración de agua, lo cual demuestra que existe pérdida teniendo en el punto ultimo 2+387.27 km un gasto de 15.64 lt/seg. Que representa un 20.33%, para lo cual se propone realizar el diseño de canal revestido de longitud 2+387.27 ml, así garantizar y disminuir la relación de pérdida de agua de riego del canal de Chota. Cabe mencionar que dicho resultado se llegó a obtener mediante una ficha técnica validada por los expertos en el área hidráulica de canales.

De igual forma, se puede realizar en el primer documento que se realizó la evaluación, en la cual se utilizó el procedimiento de medición para determinar el costo por 50 metros, y se determinó el área y velocidad al mismo tiempo, en el cual se obtuvo la pérdida entre una sección a la otra parte, si hay una pérdida, preste atención.

3.2. Elaborar el estudio de la oferta y demanda de agua para riego.

a. Demanda De Agua Con Fines De Riego.

Tabla 16: Coeficiente de Cultivo (Kc)

CULTIVO	AREA (HA)	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
ALFALFA	6.50	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
CEBADA	3.00	0.40	0.50	0.70	0.90	1.15	0.75	0.60					
TRIGO	4.90	0.50	0.60	0.70	0.90	1.15	0.75	0.60					
PAPA (CAMP. CHICA)	5.50							0.45	0.80	0.95	0.95	0.90	

PAPA														
(CAMP.G	12.50	0.94	0.95	0.92	0.90							0.39	0.62	0.83
DE)														
ARVEJA														
VERDE	1.00	0.90	0.83	0.52	0.20							0.37	0.72	
HABA														
VERDE	0.56							0.37	0.72	0.90	0.83	0.52	0.20	
ARVEJA														
	0.85	0.60	0.70	0.80	0.90	0.90	0.30			0.25	0.35	0.40	0.50	
MAIZ														
	3.45	0.90	0.90	0.85	0.75	0.60	0.50			0.30	0.50	0.65	0.80	
TAURI														
	0.55	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	0.90	0.30			0.25	0.35	
AREA														
	38.81	33.3	33.3	33.3	33.3	19.8	19.8	21.9	14.9	18.3	30.8	32.8	26.4	
MENSUAL														
		5	5	5	5	5	5	0	0	5	5	5	5	
Kc PONDERADO														
		0.8	0.85	0.86	0.88	0.98	0.78	0.69	0.81	0.77	0.64	0.71	0.82	
		2												

Fuente: Elaboración propia

El coeficiente de cultivo viene determinado por la tabla N ° 16. Utilizado para diferentes tipos de vegetación, y según a las proporciones de desarrollo, utilizado en la fórmula de Hargreaves.

Resultado de Evapotranspiración Potencial ETP

Tabla 17: Evapotranspiración Potencial ETP

MES	DIA		TMF				ETP	ETP	
	S	T	(9/5)*°C+	HR	CH	CE	MF	(mm/me)	(mm/dí)
ENE	31	14.14	57.46	61.70	1.027	1.059	2.543	158.91	5.13
FEB	28	14.30	57.74	63.05	1.009	1.059	2.256	139.15	4.97
MAR	31	14.15	57.47	64.15	0.994	1.059	2.320	140.30	4.53
ABR	30	14.34	57.82	64.15	1.000	1.059	2.016	123.40	4.11
MAY	31	14.13	57.44	62.42	1.000	1.059	1.885	114.63	3.70
JUN	30	13.51	56.33	59.92	1.000	1.059	1.701	101.43	3.38
JUL	31	13.46	56.23	59.01	1.000	1.059	1.809	107.68	3.47
AGO	31	13.56	56.41	58.70	1.000	1.059	2.019	120.58	3.89
SEP	30	13.61	56.49	59.88	1.000	1.059	2.198	131.46	4.38
OCT	31	13.84	56.92	60.17	1.000	1.059	2.456	148.00	4.77
NOV	30	13.80	56.85	61.25	1.000	1.059	2.457	147.87	4.93
DIC	31	13.78	56.81	61.10	1.000	1.059	2.588	155.65	5.02

Fuente: Elaboración propia

Resultado de Evapotranspiración Real (Etr)

Tabla 18: Evapotranspiration Real (Etr)

MES		Et	Et
EN	0.82	158.91	130.01
FE	0.85	139.15	117.96
MAR	0.86	140.30	120.49
AB	0.88	123.40	108.96
MAY	0.98	114.63	112.67
JU	0.78	101.43	79.46
JU	0.69	107.68	74.08
AGO	0.81	120.58	98.06
SE	0.77	131.46	101.20
OC	0.64	148.00	94.68
NOV	0.71	147.87	104.57
DI	0.82	155.65	127.90

Fuente: Elaboración propia

Resultado de Precipitación Efectiva (Ppe)

Tabla 19: Precipitación Efectiva (Ppe)

MES	PP (mm)	Pe (mm)	Pe
EN	301.39	171.38	128.533
FE	360.93	151.98	113.987
MAR	359.31	151.58	113.682
AB	172.39	142.51	106.885
MAY	154.13	135.47	101.599
JU	27.91	21.77	16.325
JU	25.01	19.01	14.255
AGO	49.17	41.96	31.468
SE	146.14	120.99	90.740
OC	139.36	115.42	86.567
NOV	166.75	137.88	103.413
DI	228.58	163.33	122.495

Fuente: Elaboración propia

Resultado de Demanda de Agua para Fines de Riego

Tabla 20: Resultado de Demanda de Agua para Fines de Riego

MES	Etr (mm)	Pp Efec (mm)	DEM. B. (mm)	DEM. NETA. (mm ³)	DEM. PROY. (m ³ /mes)	DEM. PROY. (Lit/Seg)	MOD. RIEGO (lt/seg/ha)	DÍAS (meses)	AREA ha.
ENE	130.01	128.53	1.48	1.236	154.446	1.384	0.161	31	33
FEB	117.96	113.99	3.97	3.308	413.556	4.103	0.431	28	33
MAR	120.49	113.68	6.81	5.678	709.697	6.359	0.739	31	33
ABR	108.96	106.89	2.07	1.727	215.834	1.998	0.225	30	33
MAY	112.67	101.60	11.07	5.493	686.577	6.152	1.201	31	20
JUN	79.46	16.33	63.13	31.330	3916.289	36.262	6.850	30	20
JUL	74.08	14.25	59.83	32.756	4094.553	36.690	6.492	31	22
AGO	98.06	31.47	66.60	24.808	3100.998	27.787	7.226	31	15
SEP	101.20	90.74	10.46	4.797	599.654	5.552	1.135	30	18
OCT	94.68	86.57	8.12	6.260	782.556	7.012	0.881	31	31
NOV	104.57	103.41	1.16	0.951	118.918	1.101	0.126	30	33
DIC	127.90	122.50	5.40	3.572	446.514	4.001	0.586	31	26

Fuente: Elaboración propia

La demanda máxima de agua corresponde a 36.690 litros / seg en julio; la demanda mínima de agua corresponde a noviembre, la cual es cubierta por lluvias, por lo que el costo de diseño del canal de riego Chota será igual a 37,00 lt / seg.

Tabla 21: Caudal de Diseño

Eficiencia de riego	40%
Número de horas de riego por día	8.00
Caudal de diseño (lt/seg)	36.690
Módulo de riego (lt/seg)	7.226

3.3. Hacer el levantamiento topográfico del canal de Chota.

El reconocimiento topográfico del terreno consta en:

- A través de una medición de relativamente alta precisión, determine la red de soporte horizontal y vertical en toda el área y la ruta compuesta por puntos específicos que están relacionados entre sí.
- A través de la medición menos precisa respaldada por sitios importantes, combine todos los datos de interés, incluidos los puntos anteriores.

Tabla 22: Elementos y Obras de Arte del Canal de Chota

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad
1	Bocatoma	Und	1
2	Desarenador	Und	1
3	Rápidas	Und	5
4	Construcción de canal de concreto	ml	2,387.27 ml
5	Tomas laterales	Und	45

TOTAL DE LONGITUD DE CANAL 2,387.27 ml

Fuente: Elaboración propia.

Para la obtener los estudios topográfica se utilizaron los siguientes equipos:

Equipos Topográficos

- Estacion Total Sokkia
- 03 Porta prismas
- 03 Prismas
- GPS Garmin map 62s
- 02 radios

Equipo de Software Topográfico

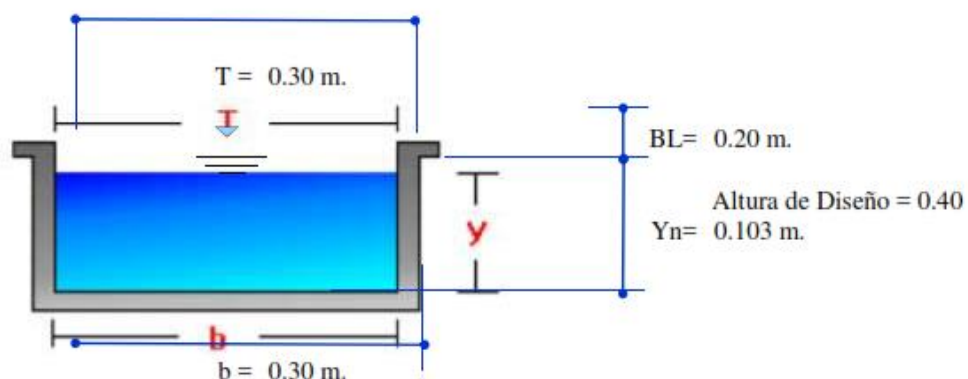
- Autocad Civil 3D

Como resultado se encontró lo siguiente:

- El Canal Consta De 2 + 573.86 km de conducción a lo largo del tramo.
- Una Bocatoma
- Un desarenador
- 45 Tomas Laterales

3.4. Realizar el diseño hidráulico del canal y las obras de arte

a. Diseño Hidráulico de Canal



De acuerdo con el estudio hidrológico y Resolución de ANA, el caudal obtenido es de $0.037 \text{ m}^3/\text{s}$ como caudal de diseño, lo que juega un papel decisivo en el diseño del canal y la topografía del canal que ayuda a determinar la pendiente del canal. Nuestra base es

igual a 030 m, tirante normal de 0.130, borde libre es de 0,20 y el espejo de agua es de 0,30 m, que es la más efectiva para la construcción del Canal de Chota.

IV. DISCUSIÓN.

El siguiente relevamiento es para la evaluación y diseño hidráulico del Canal Chota en el Distrito de Paranday de la Provincia de Otuzco en el Departamento de La Libertad.

Debido a este riesgo, el noticiero determinó todas las medidas necesarias para el proyecto en base a metas, eventos, referencias, argumentos y la intermediación de los resultados obtenidos de la implementación de la normativa, y nunca clasificó el equipo.

El primer objetivo es evaluar muestras sin revestimientos por todo el tramo del canal chota. Para determinar la pérdida excesiva entre el inicio de la zona de captación y el final del canal, este se desarrolló para hallar la tasa de pérdida total, pues al ser un canal, ya existen pérdidas y errores de almacenamiento. La dirección de la tierra agrícola es uno de los canales de mayor distancia, se utilizó para aclarar errores y la carga de la pérdida de suministro de agua agrícola, y se evaluó la abundancia de la longitud total. Este resultado es análogo (Espir & Morales, 2015)

En cuanto a la investigación hidrológica, se determinó la demanda de agua y se determinó el abastecimiento de agua de la Quebrada 1 a través de las instalaciones provistas por la Agencia Nacional del Agua (ANA), y se realizó una investigación para determinar la cantidad de agua que satisface las necesidades de los agricultores en el área, por lo que se tomó en consideración el plan de la cantidad de agua requerida. Si se determina que la cantidad de agua es necesaria para reconocer el interés necesario para la deposición de tierras agrícolas, la cantidad de agua del programa debe ser de 0.037 m³/s. Posteriormente, se realiza el vaivén hídrico, donde se consignó que los periodos junio, julio y agosto hay escasez de agua todo el mes.

El tercer objetivo es trazar la topografía del canal de Chota para determinar la pendiente de cada punto, por lo que el cálculo del tamaño del canal y la obra de arte encontrada es decisivo: bocatoma, desarenador, rápidas y tomas laterales. Así mismo verificar radios hidráulicos según la autoridad nacional del agua (ANA) el cual es el ente máximo para realizar el diseño hidráulico de canales abiertos, en nuestro caso. La estría rectangular donde se observa los desniveles hasta en 5 tramos, en los cuales se requiere interpretar una desviación derecha de la acanaladura de Chota. cuyos resultados se asemejan a (Baltodano & Morales, 2015), “en cuyo parecer realizaron el plan hidráulico del Muesca de San Andino”

En cuanto al diseño la estructura del canal de Chota según la ANA en su manual titulado “Criterios De Diseños De Obras Hidráulicas Para La Formulación De Proyectos Hidráulicos Multisectoriales Y De Afianzamiento Hídrico” (2010), Se establecieron las reglas técnicas que deben ser utilizadas en el diseño, como resultado se obtuvo un canal abierto con una sección de fondo rectangular de 0.30m, con un tirante normal de 0.103 m, un espejo de agua de 0.30 m y un borde libre. de 0.40 m, que tiene una sección de 0.30m x 0,40 m rectangular.

Por otro lado, estos resultados revelan información útil para instituciones, como el manual de ANA, gobiernos locales y otras instituciones, que pueden promover mejoras o intervenciones durante el período requerido para mejorar los servicios del canal Chota.

V. CONCLUSIONES

Registrado, el caudal de agua de entrada es de 76,94 m³/s, el caudal de salida es de 15.64 m³/s la pérdida de agua agrícola es demasiado, la diferencia es de 61.30 m³/s, lo que ayuda a considerar en la propuesta de diseño hidráulico que está buscando el sistema hidráulico más eficaz.

De acuerdo a nuestra investigación hidrológica en el sector, se ha determinado un caudal de diseño de 0.037m³/s, el cual es muy importante para el diseño hidráulico del Canal de Chota.

Los trazos topográficos intervienen directamente, por lo que se descubrió el desnivel de la penetración del canal, así como las obras de arte, bocatoma, desarenador, rápidas y tomas laterales, y también el dimensionamiento del canal, a su vez se permitió obtener diversas opciones para la conformación de la estructura del canal.

En la propuesta del diseño del canal, se obtuvieron las siguientes tipologías geométricas e hidráulicas, en las cuales se puede determinar que la base es de 0.30m, el tirante normal es 0.103m, el borde libre es 0.20m y el perímetro húmedo es de 0,506 m se determina con la máxima eficiencia hidráulica.

VI. RECOMENDACIONES.

Por tanto, cuando se encuentra un canal sin revestimiento, el porcentaje de pérdida de agua es muy elevado, por lo que es necesario diseñar un canal revestido para reducir la pérdida de agua y evitar la escasez de agua en las parcelas agrícolas.

Es importante realizar más investigaciones sobre el diseño de canales para mejorar la eficiencia hidráulica del canal, de modo que el transporte se pueda realizar con un menor porcentaje de pérdida.

La importancia de la investigación hidrológica, siendo esta definitiva; sin ella, el proceso de diseño es indeterminado tanto la sección transversal y la obra de arte requerida en el estudio del canal.

Considerar otros indicadores cuantitativos de diseño, tales como el proceso de construcción, la consideración de los factores climáticos y materiales, porque tienen métodos diferentes para quienes afirman haber fallado durante el proceso de construcción.

VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Andrade, F., & Paredes, J. (2011). Construcción de un canal abierto de transporte de agua para la facultad de Ingeniería. *Tesis de pregrado*. Universidad Nacional de Chimborazo, Riobamba, Ecuador.
- Autoridad Nacional del Agua. (2010). *Manual de Criterios de diseño de obras hidráulicas para la formulación de proyectos hidráulicos multisectoriales y de fianzamiento hídrico*. Lima, Perú.
- Baltodano, W., & Morales, S. (2015). Diseño hidráulico de un canal de 1 km de longitud que comprende de parte de la zona 2, 5,6 y 11 del municipio de ciudad Sandino, de marzo a Julio 2015. *Tesis de Pregrado*. Universidad Autónoma de Nicaragua - Facultad de ciencias e ingeniería, Sandino, Managua, Nicaragua.
- Braja M., D. (2014). *Fundamentos de ingeniería Geotécnica, cuarta edición*. Lima, Perú.
- Castillo, V. (2017). Optimización del uso del agua del canal principal en el riego del Valle de Nepeña, Ancash. *Tesis de Pregrado*. Universidad Nacional del Santa, Nepeña, Chimbote, Perú.
- Chow, V. t. (2004). *hidráulica de canales abiertos*. Tokio, Japón: Edición Internacional McGraw-Hill.
- Espir, J., & Morales, J. (2015). Evaluación de fenómenos hidráulicos en el canal Chaquin del sistema de riego del valle de Virú primer tramo. *Tesis de Pregrado*. Universidad Privada Antenor Orrego, Virú, Trujillo, Perú.
- Hernandez Sampieri, R. (2014). *Metodología de investigación*. Mexico: McGRAW-HILL / INTERAMERICANA EDITORES, S.A.
- Lopez, V. (2016). Diseño hidráulico y estructural del canal principal y tomas laterales del proyecto de irrigación El Avisado – La Conquista. *Tesis de Pregrado*. Universidad Nacional de Tarapoto, La Conquista, Tarapoto, Perú.

Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2016). *Manual de Ensayo de Materiales*.

Lima.

Morales, A. (2018). Evaluación de la eficiencia de conducción de dos kilómetros del Canal Rinrin Pampa y determinación de los procedimientos para mejorar su eficiencia, en el Distrito de Pampa Chico – Recuay – Región Ancash. *Tesis de Pregrado*. Universidad Nacional de Trujillo, Pampas Chico, Recuay, Perú.

Peréz, L. (2014). Diseño de un canal trapezoidal para captar y conducir los escurrimientos superficiales a la presa de ejido piedra blanca, municipalidad de Zaragoza, Coahuila. *Tesis de Pregrado*. Universidad Autónoma de Agraria Antonio Narro, Coahuila, Municipalidad de Zaragoza, Mexico.

Rimarachin, N. (2016). Evaluación del nivel de eficiencia de conducción del canal de riego Chililique – Jaén. *Tesis de Pregrado*. Universidad Nacional de Cajamarca - Facultad de Ingeniería, Jaén, Cajamarca, Perú.

Salinas, A. (2018). Determinación y evaluación de las patologías del concreto en el canal monte común, desde la progresiva 0+000 al 0+500 ubicado en el anexo Villa Las Mercedes del distrito de Moro, provincia del Santa, región Áncash, noviembre-2016. *Tesis de Pregrado*. Universidad Católica los Angeles de Chimbote, Chimbote, Perú.

Sotelo Avila, G. (2002). *Hidráulica de Canales*. Mexico: Ciudad Universitaria, 04510 D.F.

Villon B, M. (2005). *Diseño de Estructuras Hidráulicas: pérdidas por infiltración en canales*. Lima, Perú.

Villon Bejar, M. (2007). *Hidráulica de canales*. Lima, Lima, Perú: Segunda Edición Editorial.



ANEXOS

ANEXO N° 01: MATRIZ DE OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLE

VARIABLE	DEFINICION CONCEPTUAL	DEFINICION OPERACIONAL	DIMENSION	INDICADORES
EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE DISEÑO DEL CANAL DE RIEGO	Estos canales son conductos abiertas o cerradas, en las que el agua circula por gravedad sin presión porque la superficie libre del líquido está en contacto con la atmósfera, es decir, el flujo de agua es impulsado por la presión atmosférica y su propio peso.	La evaluación y el diseño de la acequia debe medirse de acuerdo con sus diversos indicadores, como la sección transversal patológica, la investigación geotécnica, la investigación del suministro de agua, las características hidráulicas y las obras de arte.	Evaluación del canal	Calculo de perdidas método de aforo
				Calculo de área y velocidad
				Cálculo de caudal Q
			Estudio de Oferta y demanda de agua	Evapotranspiración Potencial
			Estudio de Oferta y demanda de agua Levantamiento Topográfico	Evapotranspiración Real
				Calculo de uso consuntivo kc
				Determinación de la demanda Hídrica

				Caudal de Diseño
				Obras de arte, longitud de canal
			Diseño hidraulico de canal	Base, talud, tirante, espejo de agua y borde húmedo

ANEXO N° 02: MATRIZ DE CONSISTENCIA

TITULO	FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	VARIABLE
“EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE DISEÑO DE CANAL DE RIEGO DE CHOTA,	<p>GENERAL:</p> <p>¿Por qué la pérdida excesiva de agua de riego en el Canal de Chota en la localidad de Paranday es demasiado alta?</p>	<p>GENERAL:</p> <p>Realizar la Evaluación y Propuesta de Diseño de Canal de Riego de Chota, Distrito de Paranday, Provincia de Otuzco, Departamento de La Libertad - 2021</p>	Hipótesis implícita	TIPO DE INVESTIGACIÓN: Descriptivo	V.I. Evaluar y propuesta de diseño

<p>DISTRITO DE PARANDAY – OTUZCO - LA LIBERTAD - 2021”</p>	<p>ESPECIFICO: ¿Qué tipo de estructuras hidráulicas se debe realizar en el lugar y por qué? - ¿Cómo mejorar la eficiencia y optimización del canal? - ¿De qué manera beneficiara económicamente a los pobladores?</p>	<p>ESPECIFICO: 1. Evaluar el canal existente sin revestimiento en todo el tramo. 2. Elaborar el estudio de la oferta y demanda de agua para el canal. 3.Realizar el levantamiento topográfico del canal de Chota. 4.Realizar el diseño hidráulico del canal y las obras de arte.</p>		<p>DISEÑO DE INVESTIGACIÓN: Descriptivo</p>	
--	---	--	--	---	--

ANEXO N° 03: TABLA DE FORMULAS**Formulas:****N° 01:** Espejo de Agua

$$T = b + 2z$$

N° 02: Tirante del Flujo

$$\left(\frac{Q \times n}{S^{\frac{1}{2}}} \right)^3 = \frac{A^5}{P^2}$$

N° 03: Perímetro Mojado

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

N° 04: Área Hidráulica

$$A = b + Zy^2$$

N° 05: Radio Hidráulico

$$R = \frac{A}{P} = \frac{b + Zy^2}{b + 2y\sqrt{1 + Z^2}}$$

N° 06: Principio de Maning

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

N° 07: Borde libre

$$B = H - y$$

N° 08: Máxima eficiencia Hidráulica

$$\frac{b}{y} = 2 * t \left(\frac{\theta}{2} \right)$$

N° 09: Oferta de Agua

$$Q_i = \frac{A_i}{A_t} * \frac{P_i}{P_t} * Q_t$$

Dónde: Q_i y Q_t : son

respectivamente, los caudales a ser determinados y el caudal patrón

(Punto definido)

N° 10: Índice de escasez en Porcentaje

$$I_e = \frac{D_h}{O_h} * 100$$

Dónde:

I_e : Índice de escasez en porcentaje

D_h : Demanda hídrica en metros cúbicos (m³)

O_h : Oferta hídrica superficial neta en metros cúbicos (m³)

ANEXO N° 04: CALCULO DE ESTUDIO HIDROLOGICO

Tabla 23: Coeficiente de cultivo "Kc" para Diferentes Especies y de Acuerdo a los

Porcentajes de crecimiento

Porcentaje De	Grupo	Grupo	Grupo	Grupo	Grupo	Grupo	Grupo
0%	0	0	0	0	0	0	0
5%	0.2	0.15	0.12	0.08	1	0.6	0.55
10%	0.36	0.27	0.22	0.15	1	0.6	0.6
15%	0.5	0.38	0.3	0.19	1	0.6	0.65
20%	0.64	0.48	0.38	0.27	1	0.6	0.7
25%	0.75	0.56	0.45	0.33	1	0.6	0.75
30%	0.84	0.63	0.5	0.4	1	0.6	0.8
35%	0.92	0.69	0.55	0.46	1	0.6	0.85
40%	0.97	0.73	0.58	0.52	1	0.6	0.9
45%	0.99	0.74	0.6	0.58	1	0.6	0.95
50%	1	0.75	0.6	0.65	1	0.6	1

Fuente: Jorge Alfredo Luque. Hidrología Aplicada. Ed. Hemisferio Sur S.A.Bs.As. 1981.

pg.175

Grupo A: Frijol, maíz, algodón, papas, remolacha, tomate,

Grupo B: Olivo, durazno, cirolero, nogal, frutales, caducos.

Grupo C: Hortalizas, vid, almendros.

Grupo D: Espárragos, cereales.

Grupo E: Pastos, trébol, cultivos de cobertura, plátano.

Grupo F: Naranja, limón, toronja y otros cítricos.

Grupo G: Caña de azúcar, etc.

Tabla 24: Precipitación mm/Diaria de 2000 – 2020

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
2001	15.75	18.27	14.98	8.20	3.42	0.97	0.61	2.51	4.32	4.99	5.18	8.18
2002	9.00	10.67	10.30	5.13	5.16	0.94	0.60	2.24	4.51	4.44	5.07	7.29
2003	9.51	10.26	9.34	4.47	5.52	0.78	0.56	2.24	5.48	4.74	5.53	7.77
2004	7.51	9.05	10.96	5.21	6.31	1.04	0.40	1.35	4.42	4.08	5.86	6.68
2005	10.32	13.43	10.65	6.10	6.55	0.53	1.40	1.32	5.40	4.44	5.20	7.28
2006	10.08	13.53	12.42	6.12	4.84	0.50	0.81	1.60	4.95	4.61	4.63	7.55
2007	9.80	11.02	11.44	4.78	4.28	0.89	1.58	1.41	5.00	4.65	5.13	7.63
2008	9.64	11.41	13.43	5.13	2.61	0.62	0.68	1.50	4.88	4.65	5.06	7.62
2009	9.90	12.78	12.77	6.40	8.83	0.73	0.58	1.22	4.71	5.56	5.72	9.12
2010	10.19	12.05	12.57	6.20	3.65	0.39	0.49	1.70	4.47	4.12	5.50	6.76
2012	9.12	8.45	9.50	4.37	4.07	1.69	0.74	1.26	4.55	3.83	5.10	6.28
2013	8.26	10.07	11.06	5.20	5.37	0.90	0.81	0.83	5.22	4.12	5.33	6.75
2014	8.69	9.93	11.66	5.05	6.23	1.16	0.49	1.02	4.31	3.92	4.41	6.42
2015	10.59	8.05	10.48	4.80	1.96	0.72	1.30	1.41	3.86	4.24	5.49	6.96
2016	7.46	7.17	11.94	6.01	3.49	1.17	1.15	1.33	3.46	4.17	5.85	6.84
2017	10.36	13.68	13.26	5.82	5.32	1.70	0.59	1.86	4.74	4.52	5.42	7.41
2018	9.41	11.68	9.23	5.47	7.14	0.44	1.23	1.67	6.00	4.55	5.23	7.46
2019	9.22	13.07	13.17	6.19	6.12	1.40	0.75	0.94	3.55	4.19	5.93	6.87
2020	10.07	15.71	11.15	5.51	3.26	0.31	0.86	2.12	5.55	4.50	5.69	7.38

Fuente: KNMI Clima Explore

Tabla 25: Precipitación mm/Mes de 2000 – 2020

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
2001	488.18	566.29	464.47	254.07	105.93	30.12	18.84	77.93	134.00	154.55	160.53	253.50
2002	279.07	330.67	319.28	159.17	160.09	29.02	18.66	69.30	139.82	137.72	157.09	225.90
2003	294.68	318.07	289.43	138.47	170.97	24.04	17.31	69.44	169.85	146.89	171.33	240.94
2004	232.94	280.49	339.87	161.55	195.60	32.37	12.45	41.89	136.87	126.34	181.70	207.23
2005	320.03	416.46	330.09	189.12	203.03	16.36	43.28	40.79	167.43	137.57	161.31	225.64
2006	312.54	419.57	384.87	189.78	150.13	15.54	25.05	49.66	153.46	142.78	143.38	234.20
2007	303.91	341.52	354.78	148.12	132.79	27.50	49.06	43.61	155.13	144.15	159.03	236.44
2008	298.98	353.66	416.21	159.17	81.03	19.31	20.94	46.37	151.30	144.00	157.01	236.20
2009	306.88	396.13	395.84	198.32	273.85	22.63	18.02	37.83	145.88	172.28	177.22	282.59
2010	315.85	373.61	389.72	192.33	113.11	12.04	15.19	52.78	138.71	127.83	170.45	209.68
2012	282.57	262.10	294.54	135.37	126.16	52.33	23.08	39.15	141.12	118.69	158.09	194.69
2013	255.94	312.26	342.85	161.13	166.37	27.81	24.98	25.83	161.78	127.58	165.08	209.26
2014	269.50	307.86	361.48	156.58	193.28	35.91	15.23	31.68	133.67	121.38	136.75	199.09
2015	328.19	249.42	324.89	148.75	60.71	22.44	40.36	43.74	119.80	131.45	170.10	215.61
2016	231.20	222.30	370.25	186.33	108.20	36.31	35.66	41.08	107.14	129.27	181.20	212.04
2017	321.17	424.19	411.06	180.33	165.05	52.73	18.39	57.65	147.01	140.02	168.10	229.66
2018	291.61	362.16	286.04	169.63	221.40	13.73	38.06	51.65	186.06	140.91	162.22	231.13
2019	285.71	405.09	408.39	191.79	189.57	43.55	23.30	29.14	109.96	129.89	183.80	213.04
2020	312.20	487.05	345.75	170.73	100.95	9.66	26.78	65.71	172.18	139.49	176.25	228.80
PRESIPITACIO												
N PROMEDIO	301.39	360.93	359.31	172.39	154.13	27.91	25.01	49.17	146.14	139.36	166.75	228.58

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 26: Temperatura Promedio Mensual °C de 2000– 2020

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
2001	13.71	14.26	13.52	13.99	14.55	12.71	13.05	13.30	13.60	14.04	14.63	14.39
2002	14.44	14.28	14.63	14.19	14.48	13.49	13.43	13.53	13.46	13.64	14.09	13.75
2003	13.97	14.48	14.33	14.62	14.36	13.25	13.12	13.33	12.63	12.73	12.67	12.69
2004	13.29	13.81	13.47	13.88	13.51	12.56	12.84	13.72	13.17	13.79	13.71	13.89
2005	14.05	14.17	13.66	14.20	13.64	13.29	13.28	13.95	14.65	14.14	13.93	13.73
2006	14.73	14.13	14.18	14.39	13.49	13.60	14.30	13.17	13.33	14.48	13.69	14.23
2007	14.30	14.09	14.57	14.29	13.32	13.26	13.80	13.74	13.60	13.24	13.26	13.02
2008	13.41	13.66	13.51	13.47	13.44	13.81	12.22	12.97	12.83	12.86	12.97	12.81
2009	12.82	14.15	13.70	13.55	13.61	13.35	13.16	14.34	14.10	13.68	13.99	14.40
2010	14.37	14.55	14.26	13.89	13.96	14.27	12.69	13.07	13.20	13.58	13.67	13.85
2012	14.44	14.50	14.40	14.59	14.75	14.17	13.78	13.13	13.72	13.69	13.75	13.71
2013	13.04	13.64	13.37	13.49	14.05	13.09	13.20	12.68	13.06	12.86	13.19	13.30
2014	14.01	13.87	13.52	14.79	14.29	13.42	14.11	13.60	13.74	14.38	13.88	13.99
2015	14.83	14.80	14.07	14.91	15.24	14.18	13.99	14.84	15.13	15.30	14.90	14.11
2016	14.72	14.24	14.55	14.95	14.03	13.04	13.04	12.89	13.16	13.42	13.12	13.59
2017	13.85	14.10	13.91	14.07	14.13	12.10	14.17	14.60	14.18	14.64	13.99	14.22
2018	14.89	15.11	15.04	14.93	14.66	15.05	14.33	14.64	14.14	14.98	15.28	15.78
2019	16.13	16.04	15.83	15.72	15.23	14.81	13.86	12.91	13.39	13.53	13.83	13.58
2020	13.71	13.81	14.30	14.57	13.79	13.31	13.35	13.29	13.44	14.04	13.73	12.84
TEMPERATUR	14.14	14.30	14.15	14.34	14.13	13.51	13.46	13.56	13.61	13.84	13.80	13.78

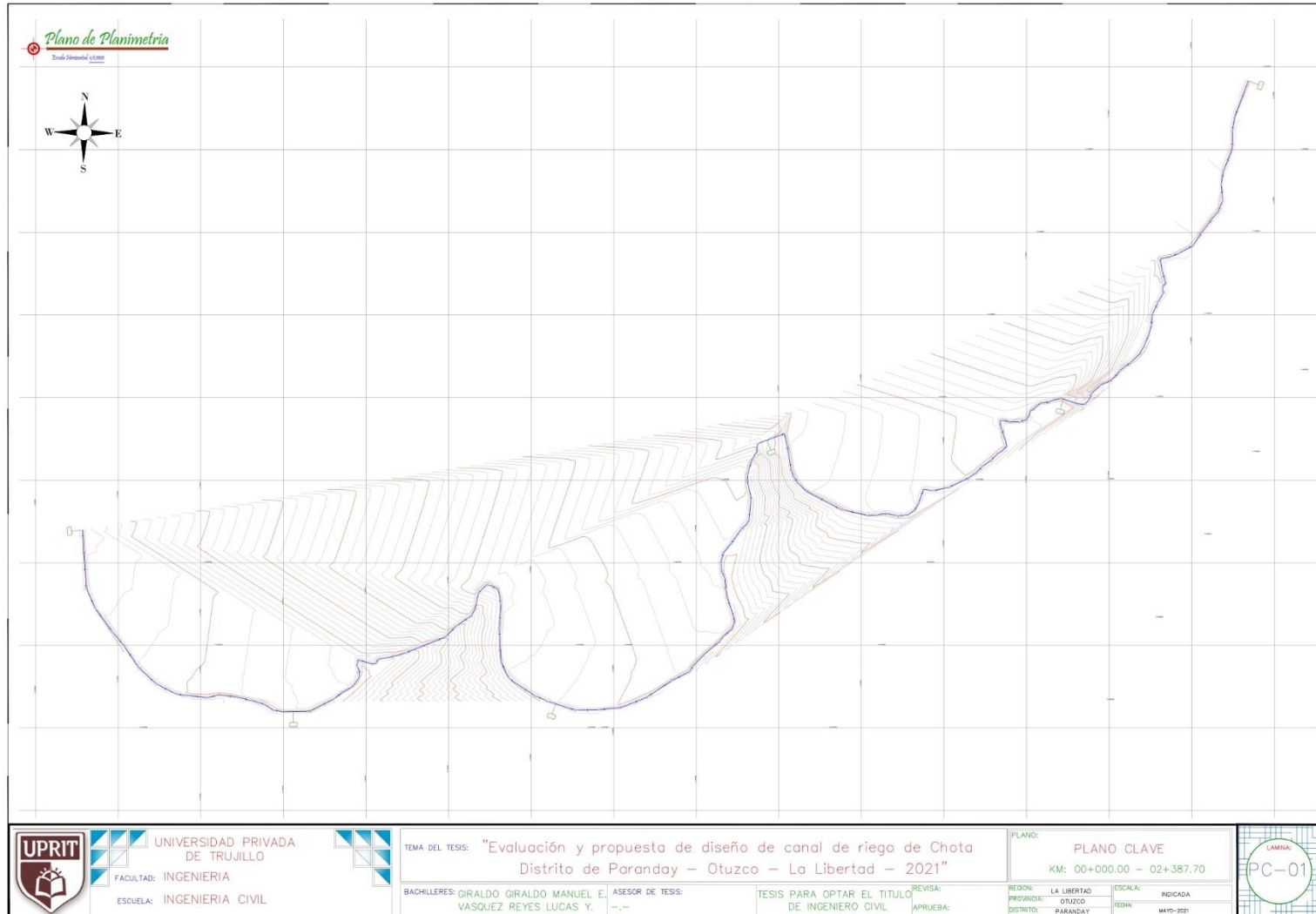
Fuente: KNMI Clima Explore

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
2001	65.39	66.40	65.61	65.59	62.95	61.52	60.24	61.45	60.99	61.42	60.61	62.20
2002	61.05	63.67	62.87	63.94	64.21	61.58	57.53	61.31	60.40	60.81	58.98	63.29
2003	62.58	62.59	62.78	61.96	62.11	59.32	58.61	57.33	59.65	60.80	61.85	59.97
2004	58.57	57.95	63.28	64.34	62.30	61.39	57.91	56.92	59.79	60.05	60.63	54.93
2005	62.91	64.97	64.37	64.96	63.49	60.42	60.86	58.92	58.05	61.80	61.15	59.75
2006	62.50	65.01	65.49	65.23	64.16	58.56	59.65	59.37	60.68	60.43	59.81	61.46
2007	62.99	64.66	66.03	64.56	62.85	60.10	63.65	60.31	60.82	62.53	62.76	62.11
2008	61.85	63.21	64.67	63.93	60.72	60.5	58.37	58.30	60.82	60.98	60.74	62.59
2009	60.90	65.08	64.76	64.52	64.62	61.21	58.29	57.47	60.81	61.53	61.39	63.26
2010	64.13	64.47	64.94	65.39	63.50	59.26	57.84	59.00	60.77	61.21	62.87	62.49
2012	60.73	59.94	61.53	62.94	62.15	60.87	57.85	56.66	59.13	56.93	58.82	60.28
2013	59.23	62.70	64.93	65.00	62.86	61.00	60.04	57.41	62.30	60.82	61.42	62.37

2014	59.89	59.87	64.29	63.23	63.70	60.90	58.23	57.62	57.74	58.00	58.59	59.59
2015	63.70	59.05	62.62	63.54	59.30	57.84	59.89	59.44	58.31	60.49	61.69	61.20
2016	58.74	57.64	64.83	64.99	62.10	59.65	58.58	58.39	59.67	61.23	61.91	63.33
2017	63.86	65.15	64.74	64.88	61.76	61.93	57.40	61.15	60.38	60.62	61.15	60.10
2018	60.86	64.14	61.01	64.40	63.30	58.40	59.33	59.54	59.35	60.36	61.51	61.75
2019	61.17	62.05	65.39	65.71	63.89	62.54	60.16	56.77	57.76	61.22	63.31	62.79
2020	60.95	65.51	64.55	65.21	63.86	58.27	58.24	58.79	60.99	60.68	61.38	61.99
HUMEDAD PROMEDIO (%)	61.70	63.05	64.15	64.15	62.42	59.92	59.01	58.70	59.88	60.17	61.2	61.10

Fuente: KNMI Clima Explore

ANEXO N° 05: PLANO CLAVE DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO



ANEXO N° 06: CALCULOS DE DISEÑO DE CANAL, CAIDA VERTICAL, BOCATOMA Y DESARENADO

a) DISEÑO DEL CANAL RECTANGULAR

CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE SECCION RECTANGULAR DEL CANAL														
PROYECTO : “EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE DISEÑO DE CANAL DE RIEGO DE CHOTA, DISTRITO DE PARANDAY – OTUZCO - LA LIBERTAD - 2021”														
					<p>Q = Caudal n = Coeficiente de rugosidad s = Pendiente del fondo del canal b = Ancho de plantilla o solera Y = Tirante del agua BL = Bolde libre h = Altura total del canal A = Area hidráulica = b*Y P = Perímetro mojado = b+2Y R = Radio hidráulico = A/P T = Espejo del agua = b V = Velocidad media de la sección = $R^{2/3} \cdot S^{1/2} / n$ F = Número de Froude = $V / (gA/T)^{1/2}$ E = Energía específica = $Y + V^2/(2g)$</p>									
					<p>FORMULA DE MANNING</p> $Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$									
<p>CALCULAR</p>														
<p>PROGRESIVA DE INICIO</p>					<p>0+000</p>									
TRAMO	DATOS INGRESADOS					RESULTADO DE CALCULOS							SECCION TIPO	MATERIAL
	LONG. (m)	s (%)	Q (l/s)	n	b (m)	Y (m)	h (m)	BL (m)	F	V (m/s)	E (m-kg/kg)	TIPO DE FLUJO		
0+000.00 - 0+413.53	413.53	4.52	30.00	0.014	0.30	0.30	0.4	0.10	2.42	1.79	0.22	Supercrítico	Rectangular	Concreto f'c 175 kg/cm2
0+413.53 - 0+455.70	42.17	8.42	30.00	0.014	0.30	0.30	0.4	0.10	3.31	2.21	0.29	Supercrítico	Rectangular	Concreto f'c 175 kg/cm3
0+455.70 - 0+490.85	35.15	43.28	30.00	0.014	0.40	0.30	0.4	0.10	7.39	3.42	0.62	Supercrítico	Rectangular	Concreto f'c 175 kg/cm4
0+490.85 - 0+520.14	29.29	8.12	30.00	0.014	0.30	0.30	0.4	0.10	3.25	2.18	0.29	Supercrítico	Rectangular	Concreto f'c 175 kg/cm5
0+520.14 - 0+527.14	7.00	6.35	30.00	0.014	0.30	0.30	0.4	0.10	2.87	2.01	0.26	Supercrítico	Rap. N° 01	C.A. f'c 175 kg/cm2
0+527.14 - 0+975.25	448.11	5.6	30.00	0.014	0.30	0.30	0.4	0.10	2.7	1.93	0.24	Supercrítico	Rectangular	Concreto f'c 175 kg/cm7
0+975.25 - 0+982.25	7.00	8.65	30.00	0.014	0.30	0.30	0.4	0.10	3.36	2.23	0.3	Supercrítico	Rap. N° 02	C.A. f'c 175 kg/cm2
0+982.25 - 1+019.68	37.43	4.65	30.00	0.014	0.30	0.30	0.4	0.10	2.46	1.81	0.22	Supercrítico	Rectangular	Concreto f'c 175 kg/cm9
1+019.68 - 1+026.68	7.00	41.325	30.00	0.014	0.30	0.30	0.4	0.10	7.16	3.69	0.72	Supercrítico	Rap. N° 03	C.A. f'c 175 kg/cm2
1+026.68 - 1+060.40	33.72	7.82	30.00	0.014	0.30	0.30	0.4	0.10	3.18	2.15	0.28	Supercrítico	Rectangular	Concreto f'c 175 kg/cm1
1+060.40 - 1+662.39	601.99	7.48	30.00	0.014	0.30	0.30	0.4	0.10	3.12	2.12	0.28	Supercrítico	Rectangular	Concreto f'c 175 kg/cm2
1+662.39 - 1+734.19	71.80	38.12	30.00	0.014	0.30	0.30	0.4	0.10	6.89	3.6	0.69	Supercrítico	Rectangular	Concreto f'c 175 kg/cm3
1+734.19 - 1+741.19	7.00	10.25	30.00	0.014	0.30	0.30	0.4	0.10	3.64	2.35	0.33	Supercrítico	Rap. N° 04	C.A. f'c 175 kg/cm2
1+741.19 - 1+805.13	63.94	6.75	30.00	0.014	0.30	0.30	0.4	0.10	2.96	2.05	0.26	Supercrítico	Rectangular	Concreto f'c 175 kg/cm5
1+805.13 - 1+812.13	7.00	5.24	30.00	0.014	0.30	0.30	0.4	0.10	2.61	1.88	0.23	Supercrítico	Rap. N° 05	C.A. f'c 175 kg/cm2
1+812.13 - 2+387.27	575.14	6.75	30.00	0.014	0.30	0.30	0.4	0.10	2.96	2.05	0.26	Supercrítico	Rectangular	Concreto f'c 175 kg/cm7

b) DISEÑO DEL DESARENADOR

DISEÑO DE DESARENADOR DE SECCION RECTANGULAR

PROYECTO : “EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE DISEÑO DE CANAL DE RIEGO DE CHOTA, DISTRITO DE PARANDAY – OTUZCO - LA LIBERTAD - 2021”

DATOS:

AYUDA

Caudal de conducción (Q)	30.00 l/s
Altura del canal de ingreso (h)	0.40 m
Tirante del agua en el canal de ingreso(Y)	0.30 m
Ancho de sección del canal de ingreso (b)	0.30 m
Angulo de divergencia de transición (β)	12.50 °
Velocidad longitudinal en el desarenador (V)	0.10 m/s
Diámetro mín. de las partículas a decantar (\emptyset)	0.20 mm
Ancho desarenador en relación altura de agua B =	2 H
Coefficiente de seguridad (C)	1.5

CALCULOS

La altura de aguas (H) en el desarenador depende de la velocidad (V), el caudal (Q) y el ancho (B) del desarenador ; luego usando la

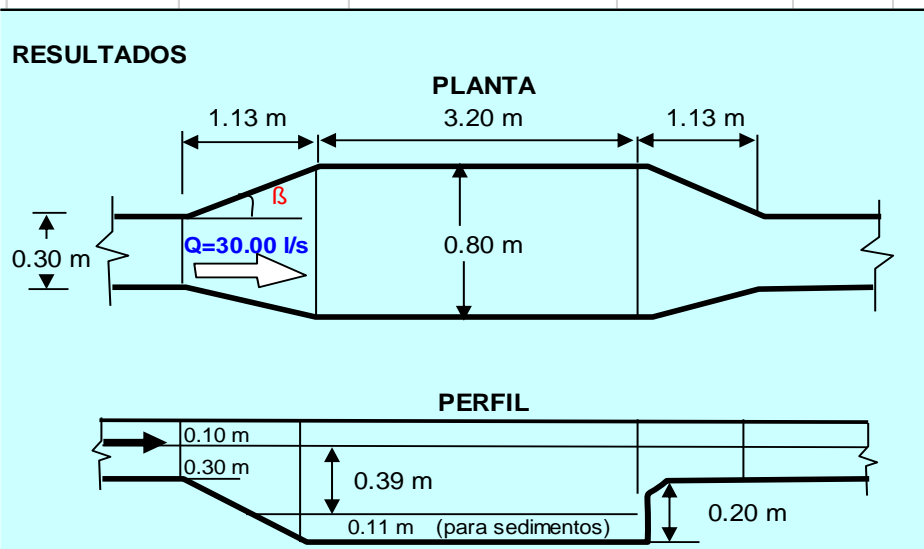
ecuación de continuidad $Q = V \cdot B \cdot H$, se tiene $H =$ 0.39 m

Luego, el ancho del desarenador resulta $B =$ 0.80 m

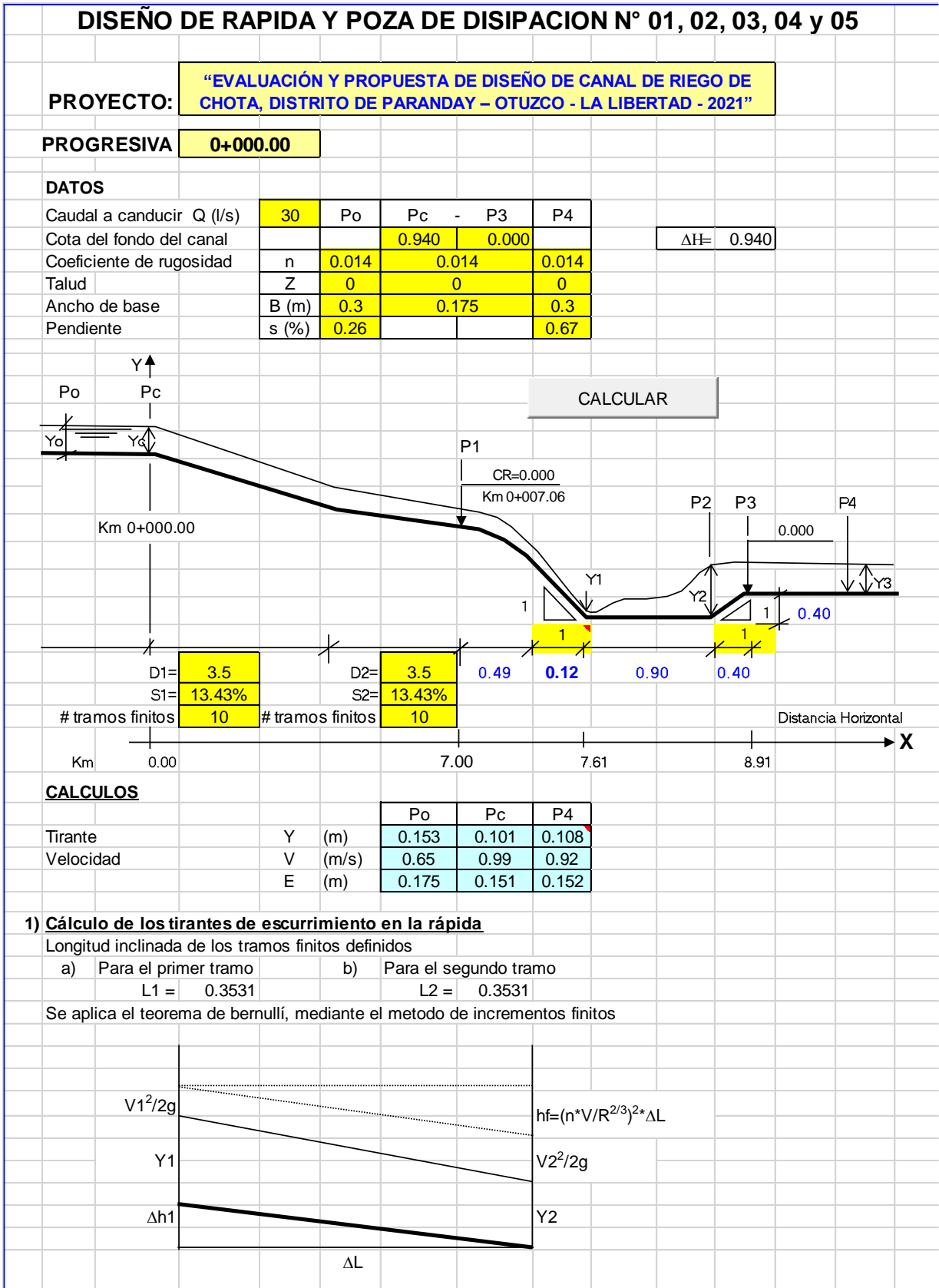
La velocidad de decantación para el diámetro de la partícula definida según el dato experimental de Arkhangeiski es $W =$ 2.160cm/s

Según la ecuación de Stokes y tomando la expresión de Sokolov para el componente normal de turbulencia $u = 1.52 W$, resulta la ecuación siguiente para la longitud del desarenador (L)

$$L = 1.18 \cdot C \cdot h \cdot V / W = 3.20 \text{ m}$$



c) DISEÑO DE LAS RAPIDAS Y POZA DISIPADORA



Resumen de cálculos tramo 1												
X	0	0.35	0.70	1.05	1.40	1.75	2.10	2.45	2.80	3.15	3.50	
Y	0.101	0.089	0.082	0.077	0.074	0.072	0.070	0.068	0.067	0.066	0.065	
Resumen de cálculos tramo 2												
X	3.50	3.85	4.20	4.55	4.90	5.25	5.60	5.95	6.30	6.65	7.00	
Y	0.065	0.064	0.064	0.064	0.064	0.064	0.064	0.064	0.064	0.064	0.064	

2) Cálculo de los tirantes conjugados Y1, Y2 en la poza

En la parte final del tramo de rápida se tiene:

Y = 0.064 m

A = 0.019 m²

V = 1.58 m/s

Elevación de energía total en P1 = Cota de fondo + V²/2g + Y = 0.191 m

Luego se determina una ecuación H = 0.191 - (Y1 + V1²/2g) ... (E-1) para Y variable

En la parte inicial del canal despues de la poza se tiene:

Y = 0.108 m

A = 0.032 m²

V = 0.94 m/s

Elevación de energía total en P3 = Cota de fondo + V²/2g + Y = 0.153 m

Luego se determina una ecuación H = 0.153 - (Y2 + V2²/2g) ... (E-2)

para Y2 tirante conjugado mayor variable

Igualando las ecuaciones E-1 y E-2, y resolviendo por tanteo se obtiene el tirante conjugado menor Y1

Y1 = 0.064 m

Y2 = 0.276 m V2 = 0.62112 m/s

H = -0.239 m, cota preliminar del fondo de la poza

3) Cálculo de la profundidad de poza

Altura de colchón = 0.000 - (-0.239) = 0.239

Para dar mayor seguridad al funcionamiento hidráulico del colchón, se considera un 40% de ahogamiento, por lo que la profundidad del colchón resulta.

h = 0.239 + 0.4(Y2 + V2²/2g) = 0.4 m

h = 0.40 m → Cota del fondo de poza = -0.400

4) Cálculo de la longitud de poza

Lr = 6(Y2 - Y1) = 1.30 m

5) Cálculo de la trayectoria de la curva de empalme

La curva de empalme es parabólica definido por la ecuación siguiente:

$$Y = -(X * S + \frac{X^2 * g * (1 + S^2)}{4.5 * V^2}) \quad (\text{Con origen de coordenadas en el punto P1})$$

V = Velocidad al princio de la curva de empalme

S = Pendiente de la rápida antes de la curva de empalme

V = 1.580

S = 13.43%

Reemplazando valores se tiene

Y = -0.1343X - 0.88901 X² (Con origen de coordenadas en el punto P1)

Esta curva parabólica debe empalmar en forma tangencial a la rampa de ingreso de la poza, lo que se da a la distancia

X = 0.49 m (Con origen de coordenadas en el punto P1)

Calculando puntos intermedios de la curva y resumiendo las coordenadas desde el inicio de rápida (punto Pc) se tiene:

X	0.00	3.50	7.00	7.07	7.19	7.32	7.41	7.47	7.48	7.49	7.61	8.51	8.9
Cota	0.94	0.47	0.00	-0.01	-0.06	-0.13	-0.21	-0.26	-0.27	-0.28	-0.40	-0.40	0.0

Donde, X = Distancia horizontal medido desde el punto Pc

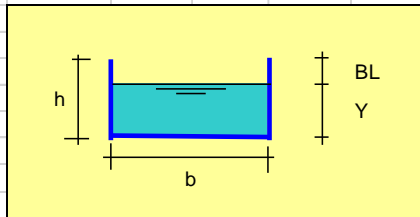
El punto final de la curva de empalme debe estar a la cota del nivel de aguas abajo de la poza o a una cota menor

d) DISEÑO DE LAS TOMAS LATERALES

TOMA LATERAL CON COMPUERTA EN CONDICIONES DE FLUJO SUBCRÍTICO

PROYECTO: “EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE DISEÑO DE CANAL DE RIEGO DE CHOTA, DISTRITO DE PARANDAY – OTUZCO - LA LIBERTAD - 2021”

Se considera el caudal a derivar por la toma lateral de $q=30$ l/s, por ser el caudal adecuado para el riego óptimo de las medianas parcelas y las que utilizan los usuarios en la zona del proyecto. La pendiente transversal al canal principal, es decir la pendiente del canal lateral se considera $s=0.5\%$ para crear condiciones de flujo subcrítico estable. Utilizando la fórmula de Manning, se determina un tirante, cuya altura se garantiza con un denivel en la base del canal principal.



- Q = Caudal
- n = Coeficiente de rugosidad
- s = Pendiente del fondo del canal
- b = Ancho de plantilla o solera
- Y = Tirante del agua
- BL = Bolde libre

FORMULA DE MANNING

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

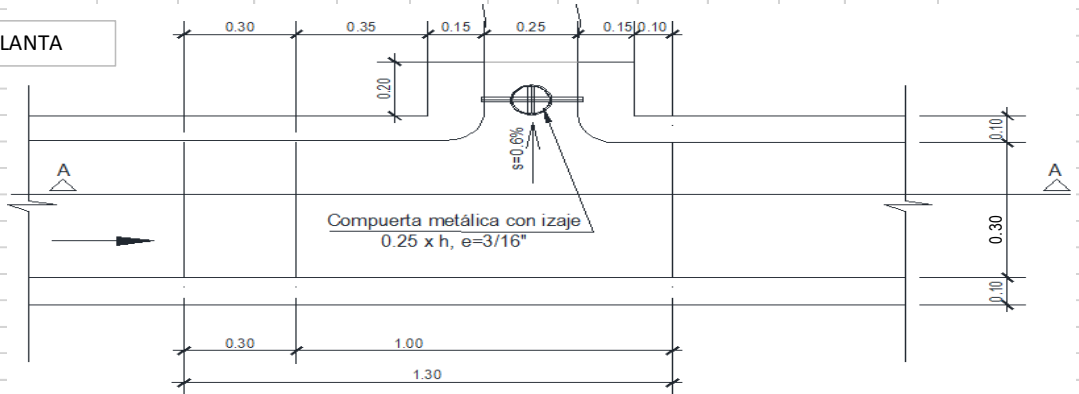
- h = Altura total del canal
- A = Área hidráulica = $b \cdot Y$
- P = Perímetro mojado = $b + 2Y$
- R = Radio hidráulico = A/P
- T = Espejo del agua = b
- V = Velocidad media de la sección = $R^{2/3} \cdot S^{1/2} / n$
- F = Número de Froude = $V / (g \cdot T)^{1/2}$
- E = Energía específica = $Y + V^2 / (2g)$

CALCULAR

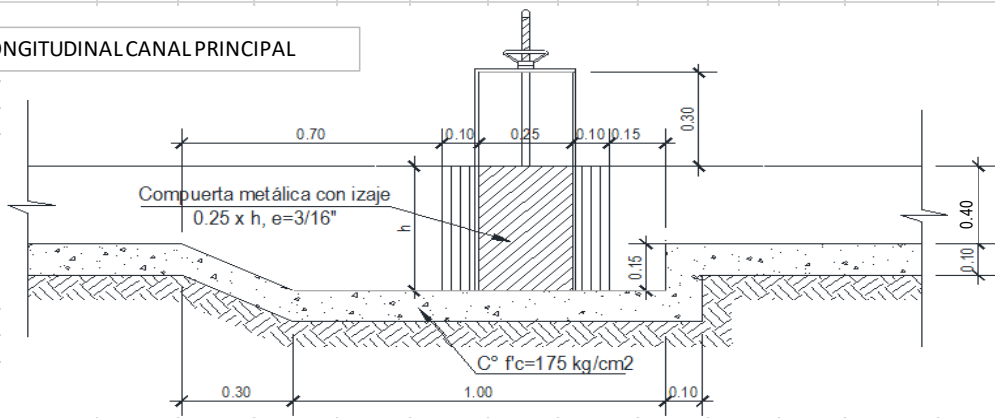
PROGRESIVA DE INICIO 0+000

TRAMO	DATOS INGRESADOS				RESULTADO DE CALCULOS							
	LONG. (m)	s (%)	Q (l/s)	n	b (m)	Y (m)	h (m)	BL (m)	F	V (m/s)	E (m-kg/kg)	TIPO DE FLUJO
0+000.00 - 0+001.00	1	0.5	30.00	0.014	0.30	0.30	0.40	0.10	0.76	0.83	0.16	Subcrítico

PLANO DE PLANTA



SECCIÓN LONGITUDINAL CANAL PRINCIPAL



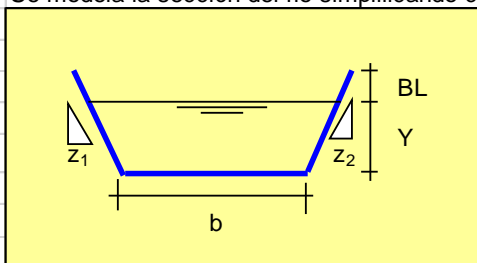
e) DISEÑO DE LA BOCATOMA

DETERMINACIÓN DE LA ALTURA DEL MURO Y LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN EN RIO

PROYECTO: “EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE DISEÑO DE CANAL DE RIEGO DE CHOTA, DISTRITO DE PARANDAY – OTUZCO - LA LIBERTAD - 2021”

A.- DETERMINACION DE LAS CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE LA SECCION DEL RIO

Se modela la sección del río simplificando como de sección trapezoidal



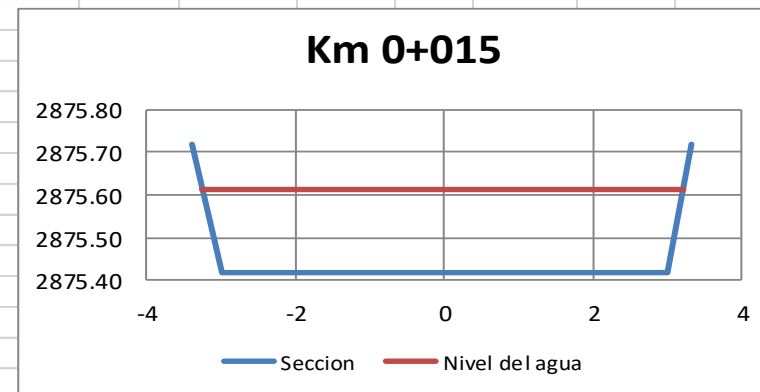
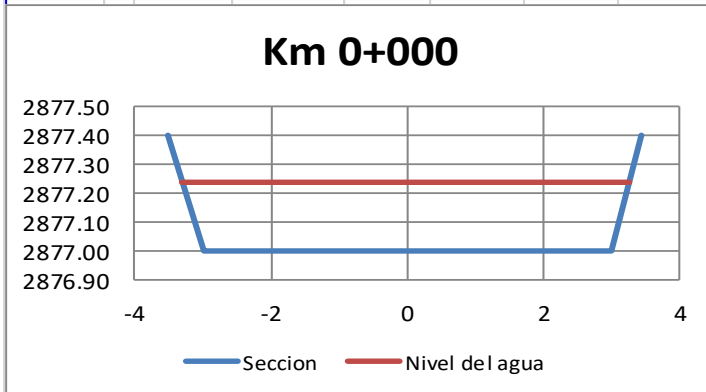
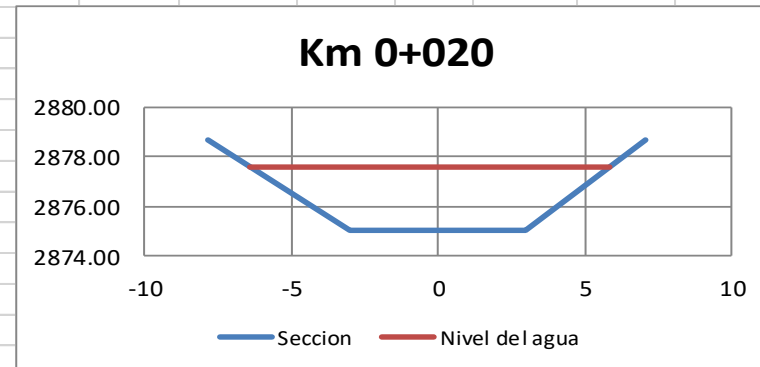
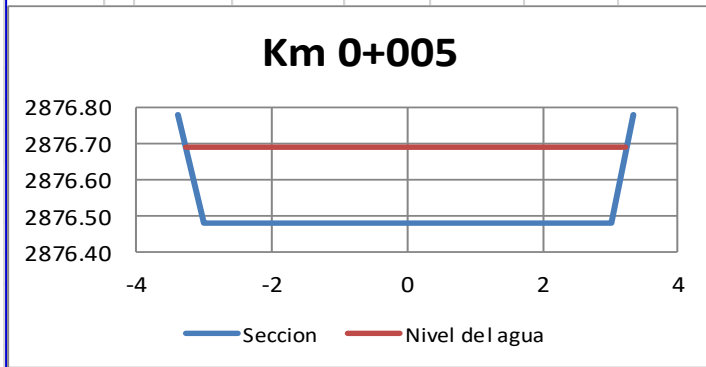
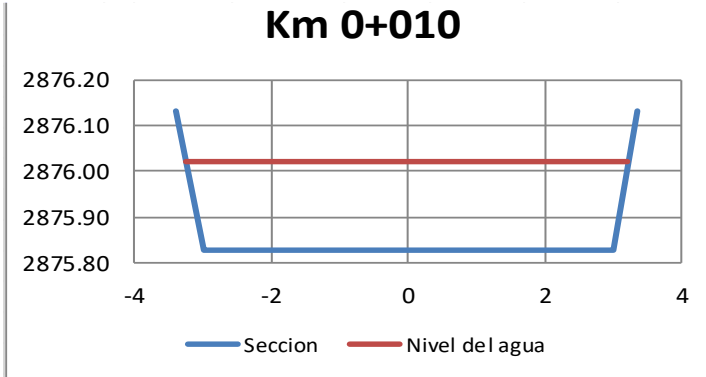
- Q = Caudal
- n = Coeficiente de rugosidad
- s = Pendiente del fondo del canal
- b = Ancho de plantilla o solera
- Y = Tirante del agua
- BL = Bolde libre
- h = Altura total del canal
- A = Area hidráulica = b*Y
- P = Perímetro mojado = b+2Y
- R = Radio hidráulico = A/P
- T = Espejo del agua =b
- V = Velocidad media de la sección = $R^{2/3} \cdot S^{1/2} / n$
- F = Número de Froude = $V / (gA/T)^{1/2}$
- E = Energía específica = $Y + V^2/(2g)$

FORMULA DE MANNING

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

Calcular

TRAMO	DATOS INGRESADOS								RESULTADO DE CALCULOS							
	LONG. (m)	s (%)	Q (m3/s)	Z1	Z2	n	b (m)	Cota (m)	Y (m)	h (m)	BL (m)	F	V (m/s)	E (m-kg/kg)	TIPO DE FLUJO	
0+000 - 0+010	10	3.38	4	1.32	1.10	0.025	6.00	2877.00	0.24	0.40	0.16	1.8	2.69	0.6	Supercrítico	
0+010 - 0+020	10	3.38	4	1.32	1.10	0.020	6.00	2876.48	0.207	0.30	0.09	2.21	3.09	0.69	Supercrítico	
0+020 - 0+030	10	4.43	4	1.32	1.10	0.020	6.00	2875.83	0.191	0.30	0.11	2.5	3.36	0.77	Supercrítico	
0+030 - 0+040	10	4.43	4	1.32	1.10	0.020	6.00	2875.42	0.191	0.30	0.11	2.5	3.36	0.77	Supercrítico	
0+040 - 0+050	10	2.52	4	1.32	1.10	1.320	6.00	2875.00	2.587	3.70	1.11	0.04	0.17	2.59	Subcrítico	



B.- DETERMINACION DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACION

Existe muy pocos estudios sobre la socavación de muros de encausamiento en ríos realizados y/o publicados a la fecha. Para determinar la profundidad de socavación en muros vamos utilizar la ecuación determinada por M. Borges Briseño, basado en la fórmula de socavación para estribo de puentes de la Universidad de los Andes de Venezuela. La formula es:

$$Y_s = 0.267 F^{1.95} (Y_n/d_{50})^{0.6} (E/L)^{0.09} Y_n$$

Donde:

Y _s	=	Y _s = Profundidad de socavación (m)
F	=	F = Numero de froude
Y _n	=	Y _n = Tirante normal (m)
d ₅₀	=	d ₅₀ = Diametro medio de las particulas (mm)
E	=	E = Espesor del muro (m)
L	=	L = Longitud del muro (m)

Datos

F	=	2.5	
Y _n	=	0.191 m	
d ₅₀	=	2.5 mm	Determinado mediante la clasificacion de particulas del río
E	=	0.7 m	Espesor de la base del muro
L	=	12 m	Lontitud del muro

Reemplazando los datos en la formula anterior se obtiene

Y _s = 0.05 m

PROYECTO:		CHOTA, DISTRITO DE PARANDAY – OTUZCO - LA LIBERTAD - 2021”	
UBICACIÓN:		PARANDAY / OTUZCO / LA LIBERTAD	
<p>DIMENSIONAMIENTO</p>	<p>SUELO:</p> <p>Cps = 2.1 kg/cm²</p> <p>Øs = 30°</p> <p>μ = 0.60</p>	<p>RELLENO:</p> <p>β = 0°</p> <p>Ør = 30°</p> <p>γr = 1.90 T/m³</p>	
	<p>MURO:</p> <p>γm = 2.30 T/m³</p>		
	<p>ESTABILIDAD</p> <p>Volteo : OK</p> <p>Deslizamiento : OK</p> <p>Soporte del suelo : OK</p>	<p>Empuje del Suelo</p> <p>OK</p>	<p>Empuje del Agua</p> <p>OK</p>

ABREVIATURAS UTILIZADAS:

- Cps= Capacidad portante del suelo de cimentación
- Øs = Angulo de fricción interna del suelo de cimentación
- μ = Coeficiente de fricción en la interfase base de muro y suelo
- β = Angulo de inclinación del relleno
- Ør = Angulo de fricción interna del suelo de relleno
- γr = Peso específico del suelo de relleno
- γm = Peso específico del material del muro
- h = Altura del agua en el reservorio
- b = Borde libre
- z = Talúd de inclinación porcentual de la cara frontal del muro
- Qe = Caudal de embalse o entrada
- Øt = Diámetro de la tubería de descarga
- Cd = Coeficiente de descarga
- Ar = Area del espejo de agua del reservorio, si es variable es una ecuación en función de h

I.-CALCULOS DE DISEÑO SOBRE ESTABILIDAD DEL MURO:

Se presentan dos casos desfavorables de empuje sobre el muro:

- Muro sólo con empuje del suelo
- Muro sólo con empuje del agua

I.-CALCULOS DE DISEÑO SOBRE ESTABILIDAD DEL MURO:

Se presentan dos casos desfavorables de empuje sobre el muro:

- Muro sólo con empuje del suelo
- Muro sólo con empuje del agua

A.- MURO DE CONTENCIÓN SOLO CON EMPUJE DEL SUELO

1.- EMPUJE DEL SUELO (E):

Según RANKINE, la resultante del empuje activo del suelo es:

$$E = 0.5 \cdot Ca \cdot w \cdot H^2$$

$$Ca = \cos \beta \cdot \left(\frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \delta_1}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \delta_1}} \right)$$

$$E = 1.08 \text{ T}$$

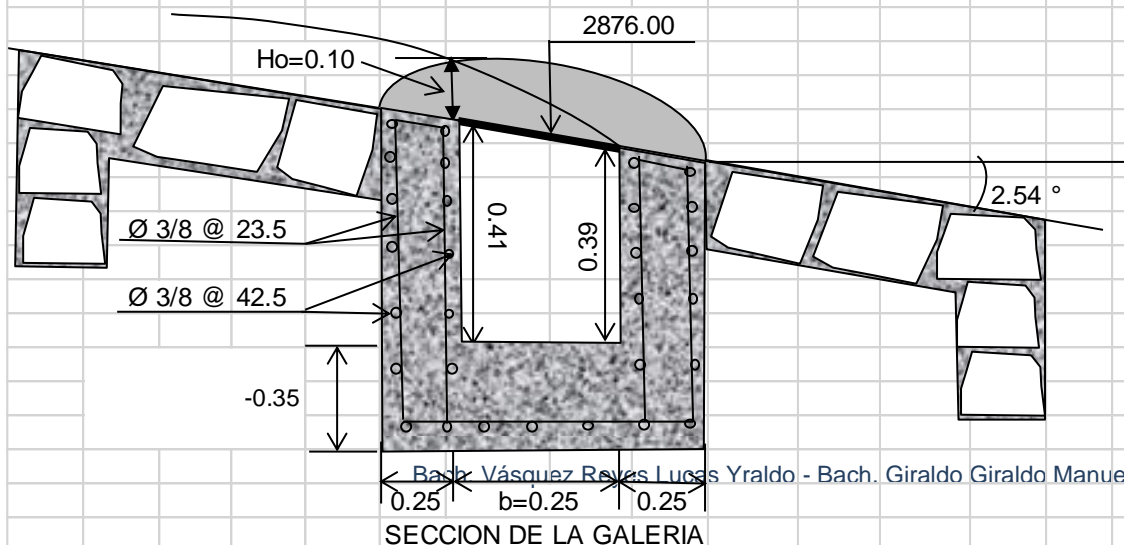
	El momento de volteo que produce el suelo es:				
	$Mv = E \cdot \cos(\beta) \cdot H/3 =$	0.66 T-m			
	2.- FUERZAS ESTABILIZANTES (Fe):				
	Es el peso del muro mas del suelo sobre la arista inclinada del muro				
	$Fe = \sum w_i =$	4.56 T			
	El momento estabilizante resulta(Me):				
	$Me = \sum w_i \cdot X_i =$	3.38 T-m			
	3.- FACTOR DE VOLTEO (FV):				
	$FV = Me / Mv =$	5.11	>	1.75	OK
	4.- FACTOR DE DESLIZAMIENTO (FD):				
	El deslizamiento se puede producirse en la interfase base del muro y el suelo				
	Coefic. de fricción $\mu =$	0.60			
	El deslizamiento se puede producir entresuelo-suelo por debajo de la base del muro				
	$\mu = 0.9 \cdot \tan(\phi_s) =$	0.52			
	Utilizando el menor valor de μ , se tiene:				
	$FD = \mu \cdot Fe / (E \cdot \cos(\beta)) =$	2.2	>	1.5	OK
	5.- REACCION DEL SUELO (q):				
	Punto de aplicación de la resultante				
	$X = (Me - Mv) / Fe =$	0.60 m			
	Excentricidad del punto de aplicación (e)				
	$e = L/2 - X =$	0.15 m			
	$e_{max} = L/3 - Fe / (7.5 \cdot Cps) =$	0.47 m			
	Se puede presentar dos casos:				
	a) .- si $e < L/6$				
	$q_{max} = Fe(1+6e/L)/L$				
	b) .- si $L/6 < e < e_{max}$				
	$q_{max} = 4Fe/(3L-6e)$				
	Hallando L/6 se tiene: L/6=	0.25 m			
	Como $e < L/6$, se tiene el caso (a), luego:				
	$q_{max} =$	0.5 kg/cm ²	<	Cps	OK
	B.- MURO DE CONTENCION SÓLO CON EMPUJE DEL AGUA:				
	1.- EMPUJE DEL AGUA (E):				
	Por hidrostática se sabe:				
	$E = \gamma \cdot h^2 / 2 =$	0.78 T			
	El momento de volteo que produce el agua:				
	$Mv = E \cdot (h / 3 + D) =$	0.72 T-m			
	2.- FUERZAS ESTABILIZANTES (Fe):				
	Suma de los pesos:				
	$Fe = \sum w_i =$	3.85 T			
	El momento estabilizante resulta:				
	$Me = \sum w_i \cdot X_i =$	2.50 T-m			
	3.- FACTOR DE VOLTEO (FV):				
	$FV = Me / Mv =$	3.49	>	1.75	OK
	4.- FACTOR DE DESLIZAMIENTO (FD):				
	El deslizamiento se puede producirse en la interfase base del muro y el suelo				
	Coefic. de fricción $\mu =$	0.60			
	El deslizamiento se puede producir entresuelo-suelo por debajo de la base del muro				

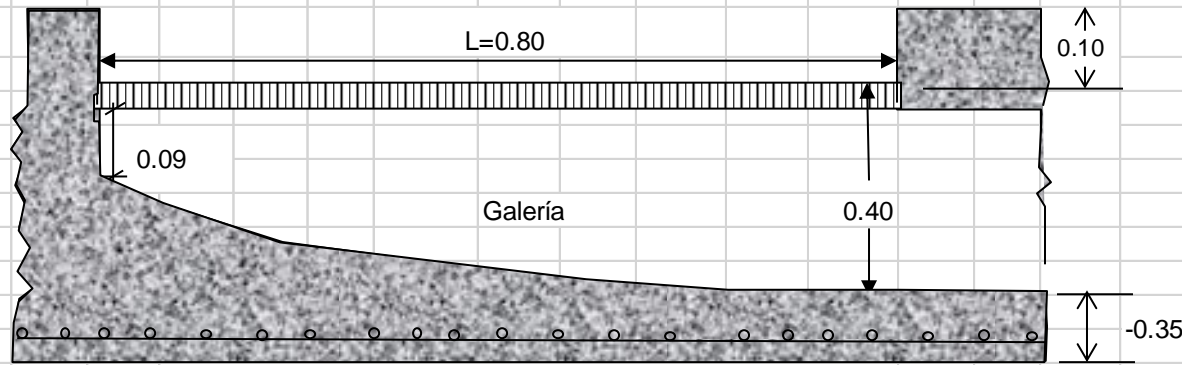
	$\mu = 0.9 * \tan(\phi_s) =$	0.52				
	Utilizando el menor μ , se tiene:					
	$FD = \mu * Fe / (E * \cos(\beta)) =$	2.6	>	1.5	OK	
	5.- REACCION DEL SUELO (q):					
	Punto de aplicación de la resultante					
	$X = (Me - Mv) / Fe =$	0.46 m				
	Excentricidad del punto de aplicación (e)					
	$e = L/2 - X =$	0.29 m				
	$e_{max} = L/3 - Fe / (7.5 * Cps) =$	0.47 m				
	Se puede presentar dos casos:					
	a) .- si	$e < L/6$				
		$q_{max} = Fe(1+6e/L)/L$				
	b) .- si	$L/6 < e < e_{max}$				
		$q_{max} = 4Fe/(3L-6e)$				
	Hallando $L/6$ se tiene: $L/6 = 0.25$ m					
	Como $L/6 < e < e_{max}$, se tiene el caso (b), luego:					
	$q_{max} =$	0.6 kg/cm ²	<	Cps	OK	

DISEÑO DE LA CAPTACION CON REGILLA DE FONDO

PROYECTO: **“EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE DISEÑO DE CANAL DE RIEGO DE CHOTA, DISTRITO DE PARANDAY – OTUZCO - LA LIBERTAD - 2021”**

Caudal a Captar	Q = 0.03 m ³ /s	$L = 0.313 \cdot Q / ((cK)^{3/2} \cdot L^{3/2})$
Ancho de la galería asumido	b = 0.25 m	
Espaciamiento entre barros	s = 1 cm	$K = (1-f) \cdot (s/(s+t)) = 0.428$
Grosor de la platina o barrote	t = 0.64 cm	
Altura de los barrotes	e = 1.91 cm	$C = Co - 0.325i$ $i = Tg \alpha = 0.0443$
% de rejilla obstruida (15 a 30%)	f = 30 %	$C = 0.4856$ $Co=0.6$ para $e/s > 4$
Profundidad de socavacion	Hs = 0.05 m	$Co=0.5$ para $e/s < 4$
Ancho de muro de galería	A = 0.25 m	Reemplazando valores se tiene $L = 0.79$
Altura inicial de la galería	hi = 0.04 m	Asumido L= 0.80 m
Longitud del muro de encausamiento	Lr = 5.10 m	Luego, la carga hidrulica necesaria resulta:
Ancho del rio en la zona de la rejilla	Ar = 5.00 m	$Ho = (Q / (2.55 \cdot CKbL))^2 = 0.08$ m
Cota del eje de la rejilla	C = 2876.00 msnm	Se asume Ho de 0.10 m
Altura de agua en máxima avenida	H = 0.70 m	
Pendiente de la rasante del río	p% = 4.43 %	El caudal maximo que se puede derivar en epoca de máxima avenida es
Angulo de inclinación de la rejilla	$\alpha = 2.54^\circ$ (0 a 30°)	$Q = 2.55 \cdot CKbL(Ho)^{1/2} = 0.089$ m ³ /s

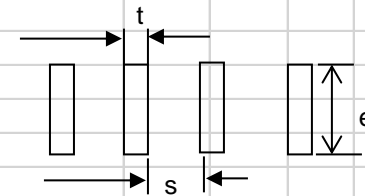




PERFIL LONGITUDINAL DEL EJE DE LA GALERIA

Las alturas estan medidas del eje de la rejilla

DETALLE DE REGILLAS



CALCULO DE LA RASANTE DE LA GALERIA

$J = V^2 / (C^2 \cdot R)$, $C = R^{1/6} / n$, siendo n coeficiente de Manning de 0.035 a 0.045

$V_f > 3(g \cdot s)^{1/2} = 1$ m/s

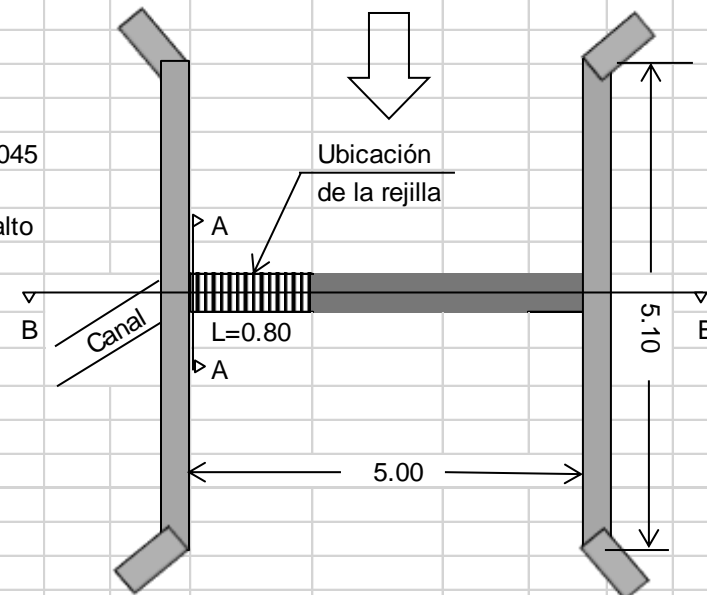
El flujo al final de la galería debe ser subcrítico para evitar que se produzca resalto

El calado al final será $d = Q / (LV_f) = 0.12$ m

$F = V / (gd)^{1/2} = 0.92$ flujo sub crítico **OK**

Se asume n = 0.04

X	Q	V	A	d = A/L	P	R	J	hf	Σhf	V ² /2g
0	0.00	1	0.000	0	0.25	0.000			0.000	0.05
0.16	0.01	1.2	0.005	0.02	0.29	0.017	0.516	0.083	0.083	0.07
0.32	0.01	1.4	0.009	0.03	0.32	0.027	0.387	0.062	0.144	0.10
0.48	0.02	1.6	0.011	0.05	0.34	0.033	0.383	0.061	0.206	0.13
0.64	0.02	1.8	0.013	0.05	0.36	0.037	0.411	0.066	0.272	0.16
0.8	0.03	1.99	0.015	0.06	0.37	0.041	0.456	0.073	0.344	0.20

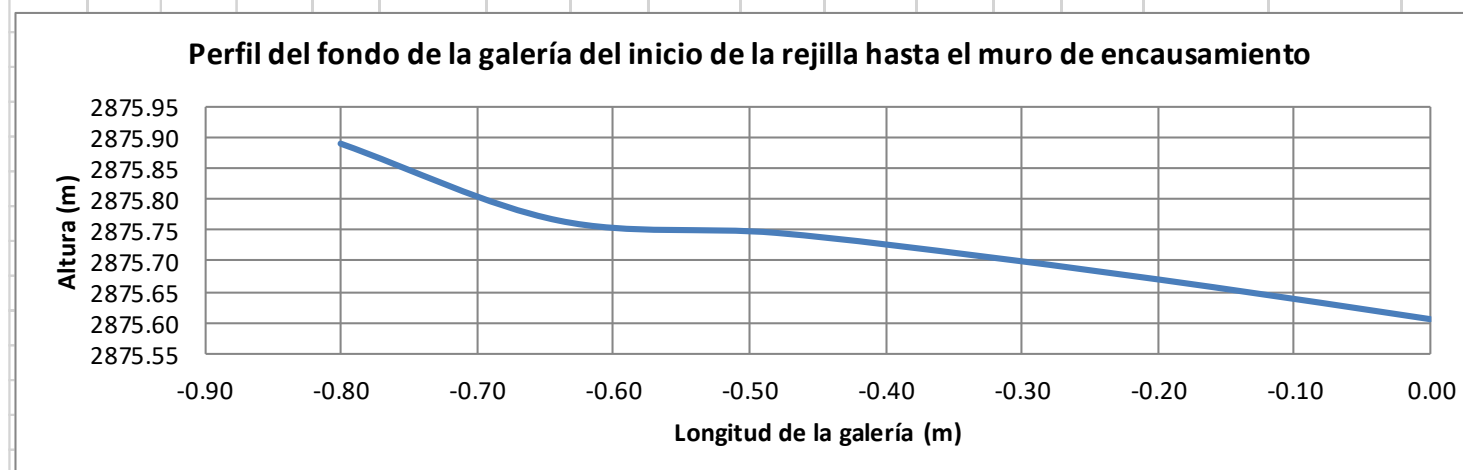


El perfil del fondo se establece como distancia desde un eje de referencia a base de la suma del calado, carga de velocidad y perdidas. Tomando cota de referencia en el eje de la rejilla, se tiene

X	$d+\Sigma hf+\frac{V^2}{2g}$	Cota
-0.80	0.05	2875.89
-0.64	0.18	2875.77
-0.48	0.20	2875.75
-0.32	0.24	2875.70
-0.16	0.28	2875.66
0	0.34	2875.61

La altura desde el eje de la rejilla hasta el fondo, resulta

Espesor de los barrotes	0.02 m
La inclinación de la rejilla	0.01 m
Altura de galería requerida	0.34 m
Una altura de seguridad	0.04 m
TOTAL	0.40 m



ANEXO N° 07: PANEL FOTOGRAFICO DEL LEVANTAMIENTO

TOPOGRÁFICO











ANEXO N° 08: MANUAL DE CRITERIOS DE DISEÑOS DE OBRAS

HIDRAULICAS PARA LA FORMULACION DE PROYECTOS

**HIDRAULICOS MULTISECTORIALES Y DE AFIANZAMIENTO
HIDRICO.**

MANUAL: CRITERIOS DE DISEÑOS DE OBRAS HIDRAULICAS PARA LA FORMULACION DE PROYECTOS HIDRAULICOS

AUTORIDAD NACIONAL DEL AGUA



AUTORIDAD NACIONAL DEL AGUA

**MANUAL:
CRITERIOS DE DISEÑOS DE OBRAS
HIDRAULICAS PARA LA FORMULACION DE
PROYECTOS HIDRAULICOS
MULTISECTORIALES Y DE AFIANZAMIENTO
HIDRICO**

**DIRECCION DE ESTUDIOS DE PROYECTOS HIDRAULICOS
MULTISECTORIALES**

Lima, Diciembre 2010

1



1.0 DISEÑO DE CANALES ABIERTOS

CRITERIOS PARA DISEÑO DE CANALES ABIERTOS

1. Generalidades

En un proyecto de riego, la parte correspondiente a su concepción, definido por su planteamiento hidráulico, tiene principal importancia, debido a que es allí donde se determinan las estrategias de funcionamiento del sistema de riego (captación, conducción – canal abierto o a presión –, regulación), por lo tanto, para desarrollar el planteamiento hidráulico del proyecto se tiene que implementar los diseños de la infraestructura identificada en la etapa de campo; canales, obras de arte (acueductos, canoas, alcantarillas, tomas laterales etc.), obras especiales (bocatomas, desarenadores, túneles, sifones, etc) etc.

Para el desarrollo de los diseños de las obras proyectadas, el caudal es un parámetro clave en el dimensionamiento de las mismas y que esta asociado a la disponibilidad del recurso hídrico (hidrología), tipo de suelo, tipo de cultivo, condiciones climáticas, métodos de riego, etc., es decir mediante la conjunción de la relación agua – suelo – planta. De manera que cuando se trata de la planificación de un proyecto de riego, la formación y experiencia del diseñador tiene mucha importancia, destacándose en esta especialidad la ingeniería agrícola.

2. Canales de riego por su función

Los canales de riego por sus diferentes funciones adoptan las siguientes denominaciones:

- **Canal de primer orden.-** Llamado también canal madre o de derivación y se le traza siempre con pendiente mínima, normalmente es usado por un solo lado ya que por el otro lado da con terrenos altos.
- **Canal de segundo orden.-** Llamados también laterales, son aquellos que salen del canal madre y el caudal que ingresa a ellos, es repartido hacia los sub – laterales, el área de riego que sirve un lateral se conoce como unidad de riego.
- **Canal de tercer orden.-** Llamados también sub – laterales y nacen de los canales laterales, el caudal que ingresa a ellos es repartido hacia las propiedades individuales a través de las tomas del solar, el área de riego que sirve un sub – lateral se conoce como unidad de rotación.

De lo anterior se deduce que varias unidades de rotación constituyen una unidad de riego, y varias unidades de riego constituyen un sistema de riego, este sistema adopta el nombre o codificación del canal madre o de primer orden.

3. Elementos básicos en el diseño de canales

Se consideran elementos; topográficos, geológicos, geotécnicos, hidrológicos, hidráulicos, ambientales, agrológicos, entre otros.

3.1 Trazo de canales

Cuando se trata de trazar un canal o un sistema de canales es necesario recolectar la siguiente información básica:

- Fotografías aéreas, imágenes satelitales, para localizar los poblados, caseríos, áreas de cultivo, vías de comunicación, etc.
- Planos topográficos y catastrales.
- Estudios geológicos, salinidad, suelos y demás información que pueda conjugarse en el trazo de canales.

Una vez obtenido los datos precisos, se procede a trabajar en gabinete dando un trazo preliminar, el cual se replantea en campo, donde se hacen los ajustes necesarios, obteniéndose finalmente el trazo definitivo.

En el caso de no existir información topográfica básica se procede a levantar el relieve del canal, procediendo con los siguientes pasos:

- a. Reconocimiento del terreno.-** Se recorre la zona, anotándose todos los detalles que influyen en la determinación de un eje probable de trazo, determinándose el punto inicial y el punto final (georreferenciados).
- b. Trazo preliminar.-** Se procede a levantar la zona con una brigada topográfica, clavando en el terreno las estacas de la poligonal preliminar y luego el levantamiento con teodolito, posteriormente a este levantamiento se nivelará la poligonal y se hará el levantamiento de secciones transversales, estas secciones se harán de acuerdo a criterio, si es un terreno con una alta distorsión de relieve, la sección se hace a cada 5 m, si el terreno no muestra muchas variaciones y es uniforme la sección es máximo a cada 20 m.
- c. Trazo definitivo.-** Con los datos de (b) se procede al trazo definitivo, teniendo en cuenta la escala del plano, la cual depende básicamente de la topografía de la zona y de la precisión que se desea:
 - Terrenos con pendiente transversal mayor a 25%, se recomienda escala de 1:500.
 - Terrenos con pendiente transversal menor a 25%, se recomienda escalas de 1:1000 a 1:2000.

3.2 Radios mínimos en canales

En el diseño de canales, el cambio brusco de dirección se sustituye por una curva cuyo radio no debe ser muy grande, y debe escogerse un radio mínimo, dado que al trazar curvas con

radios mayores al mínimo no significa ningún ahorro de energía, es decir la curva no será hidráulicamente más eficiente, en cambio sí será más costoso al darle una mayor longitud o mayor desarrollo.

Las siguientes tablas indican radios mínimos según el autor o la fuente:

Tabla N° 01 - Radio mínimo en función al caudal

Capacidad del canal	Radio mínimo
Hasta 10 m ³ /s	3 * ancho de la base
De 10 a 14 m ³ /s	4 * ancho de la base
De 14 a 17 m ³ /s	5 * ancho de la base
De 17 a 20 m ³ /s	6 * ancho de la base
De 20 m ³ /s a mayor	7 * ancho de la base
Los radios mínimos deben ser redondeados hasta el próximo metro superior	

Fuente: "International Institute For Land Reclamation And Improvement" IIR, Principios y Aplicaciones de l Drenaje, Tomo IV, Wageningen The Netherlands 1978.

Tabla N° 02 - Radio mínimo en canales abiertos para Q < 20 m³/s

Capacidad del canal	Radio mínimo
20 m ³ /s	100 m
15 m ³ /s	80 m
10 m ³ /s	60 m
5 m ³ /s	20 m
1 m ³ /s	10 m
0.5 m ³ /s	5 m

Fuente: Ministerio de Agricultura y Alimentación, Boletín Técnico N° 7 "Consideraciones Generales sobre Canales Trapezoidales" Lima 1978.

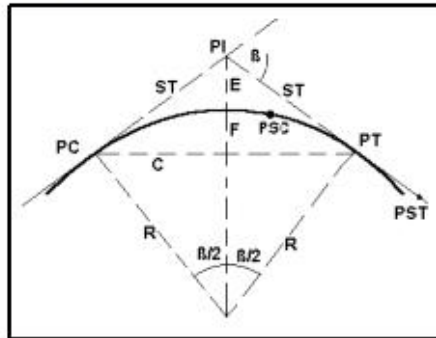
Tabla N°-03 -. Radio mínimo en canales abiertos en función del espejo de agua

Canal de riego		Canal de drenaje	
Tipo	Radio	Tipo	Radio
Sub – canal	4T	Colector principal	5T
Lateral	3T	Colector	5T
Sub – lateral	3T	Sub – colector	5T

Siendo T el ancho superior del espejo de agua

Fuente: Salzgitter Consult GMBH "Planificación de Canales, Zona Piloto Ferreñafe" Tomo III 1- Proyecto Tinajones – Chiclayo 1984.

3.3 Elementos de una curva



A	=	Arco, es la longitud de curva medida en cuerdas de 20 m
C	=	Cuerda larga, es la cuerda que sub - tiende la curva desde PC hasta PT.
B	=	Ángulo de deflexión, formado en el PI.
E	=	External, es la distancia de PI a la curva medida en la bisectriz.
F	=	Flecha, es la longitud de la perpendicular bajada del punto medio de la curva a la cuerda larga.
G	=	Grado, es el ángulo central.
LC	=	Longitud de curva que une PC con PT.
PC	=	Principio de una curva.
PI	=	Punto de inflexión.
PT	=	Punto de tangente.
PSC	=	Punto sobre curva.
PST	=	Punto sobre tangente.
R	=	Radio de la curva.
ST	=	Sub tangente, distancia del PC al PI.

3.4 Rasante de un canal

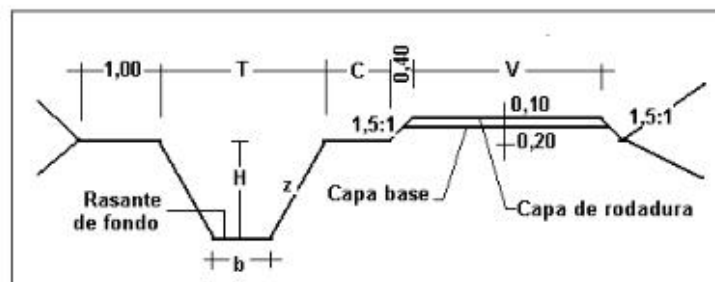
Una vez definido el trazo del canal, se proceden a dibujar el perfil longitudinal de dicho trazo, las escalas más usuales son de 1:1000 ó 1:2000 para el sentido horizontal y 1:100 ó 1:200 para el sentido vertical, normalmente la relación entre la escala horizontal y vertical es de 1 a 10. El procesamiento de la información y dibujo se puede efectuar empleando el software AUTOCAD CIVIL 3D (AUTOCAD clásico, AUTOCAD LAND, AUTOCAD MAP o AUTOCAD CIVIL).

Para el diseño de la rasante se debe tener en cuenta:

- La rasante se debe trabajar sobre la base de una copia del perfil longitudinal del trazo
- Tener en cuenta los puntos de captación cuando se trate de un canal de riego y los puntos de confluencia si es un dren u obra de arte.

- La pendiente de la rasante de fondo, debe ser en lo posible igual a la pendiente natural promedio del terreno (optimizar el movimiento de tierras), cuando esta no es posible debido a fuertes pendientes, se proyectan caídas o saltos de agua.
- Para definir la rasante del fondo se prueba con el caudal especificado y diferentes cajas hidráulicas, chequeando la velocidad obtenida en relación con el tipo de revestimiento a proyectar o si va ser en lecho natural, también se tiene la máxima eficiencia o mínima infiltración.
- El plano final del perfil longitudinal de un canal, debe presentar como mínimo la siguiente información.
 - ✓ Kilometraje
 - ✓ Cota de terreno
 - ✓ BMs (cada 500 ó 1000 m)
 - ✓ Cota de rasante
 - ✓ Pendiente
 - ✓ Indicación de las deflexiones del trazo con los elementos de curva
 - ✓ Ubicación de las obras de arte
 - ✓ Sección o secciones hidráulicas del canal, indicando su kilometraje
 - ✓ Tipo de suelo
 - ✓ Cuadro con elementos geométricos e hidráulicos del diseño

Sección típica de un canal



Donde:

T = Ancho superior del canal

b = Plantilla

z = Valor horizontal de la inclinación del talud

C = Berma del camino, puede ser: 0,5; 0,75; 1,00 m., según el canal sea de tercer, segundo o primer orden respectivamente.

V = Ancho del camino de vigilancia, puede ser: 3; 4 y 6 m., según el canal sea de tercer, segundo o primer orden respectivamente.

H = Altura de caja o profundidad de rasante del canal.

En algunos casos el camino de vigilancia puede ir en ambos márgenes, según las necesidades del canal, igualmente la capa de rodadura de 0,10 m. a veces no será necesaria, dependiendo de la intensidad del tráfico.

3.5 Sección Hidráulica Óptima

Determinación de Máxima Eficiencia Hidráulica

Se dice que un canal es de máxima eficiencia hidráulica cuando para la misma área y pendiente conduce el mayor caudal posible, ésta condición está referida a un perímetro húmedo mínimo, la ecuación que determina la sección de máxima eficiencia hidráulica es:

$$\frac{b}{y} = 2 * \operatorname{tg}\left(\frac{\theta}{2}\right)$$

Siendo θ el ángulo que forma el talud con la horizontal, $\arctan(1/z)$, **b** plantilla del canal y **y** tirante o altura de agua.

Determinación de Mínima Infiltración

Se aplica cuando se quiere obtener la menor pérdida posible de agua por infiltración en canales de tierra, esta condición depende del tipo de suelo y del tirante del canal, la ecuación que determina la mínima infiltración es:

La siguiente tabla presenta estas condiciones, además del promedio el cual se recomienda.

$$\frac{b}{y} = 4 * \operatorname{tg}\left(\frac{\theta}{2}\right)$$

Tabla Nº 04 -. Relación plantilla vs tirante para, máxima eficiencia, mínima infiltración y el promedio de ambas.

Talud	Angulo	Máxima Eficiencia	Minima Infiltración	Promedio
Vertical	90°00'	2.0000	4.0000	3.0000
1/4 : 1	75°58'	1.5616	3.1231	2.3423
1/2 : 1	63°26'	1.2361	2.4721	1.8541
4/7 : 1	60°15'	1.1606	2.3213	1.7410
3/4 : 1	53°08'	1.0000	2.0000	1.5000
1:1	45°00'	0.8284	1.6569	1.2426
1 1/2 : 1	38°40'	0.7016	1.4031	1.0523
1 1/2 : 1	33°41'	0.6056	1.2111	0.9083
2 : 1	26°34'	0.4721	0.9443	0.7082
3 : 1	18°26'	0.3246	0.6491	0.4868

De todas las secciones trapezoidales, la más eficiente es aquella donde el ángulo α que forma el talud con la horizontal es 60° , además para cualquier sección de máxima eficiencia debe cumplirse: $R = y/2$

Donde:

R = Radio hidráulico

y = Tirante del canal

No siempre se puede diseñar de acuerdo a las condiciones mencionadas, al final se imponen una serie de circunstancias locales que imponen un diseño propio para cada situación.

3.6 Diseño de secciones hidráulicas

Se debe tener en cuenta ciertos factores, tales como: tipo de material del cuerpo del canal, coeficiente de rugosidad, velocidad máxima y mínima permitida, pendiente del canal, taludes, etc.

La ecuación más utilizada es la de Manning o Strickler, y su expresión es:

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

Donde:

Q = Caudal (m^3/s)

n = Rugosidad

A = Área (m^2)

R = Radio hidráulico = Área de la sección húmeda / Perímetro húmedo

En la tabla N° 6, se muestran las secciones más utilizadas.

Criterios de diseño

Se tienen diferentes factores que se consideran en el diseño de canales, los cuales tendrán en cuenta: el caudal a conducir, factores geométricos e hidráulicos de la sección, materiales de revestimiento, la topografía existente, la geología y geotecnia de la zona, los materiales disponibles en la zona o en el mercado más cercano, costos de materiales, disponibilidad de mano de obra calificada, tecnología actual, optimización económica, socioeconomía de los beneficiarios, climatología, altitud, etc. Si se tiene en cuenta todos estos factores, se llegará a una solución técnica y económica más conveniente.

- a) **Rugosidad.-** Esta depende del cauce y el talud, dado a las paredes laterales del mismo, vegetación, irregularidad y trazado del canal, radio hidráulico y obstrucciones en el canal, generalmente cuando se diseña canales en tierra se supone que el canal está recientemente abierto, limpio y con un trazado uniforme, sin embargo el valor de rugosidad inicialmente asumido difícilmente se conservará con el tiempo, lo que quiere decir que en la práctica constantemente se hará frente a un continuo cambio de la rugosidad.

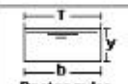

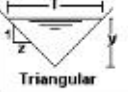


En canales proyectados con revestimiento, la rugosidad es función del material usado, que puede ser de concreto, geomanta, tubería PVC ó HDP ó metálica, o si van a trabajar a presión atmosférica o presurizados.

La siguiente tabla nos da valores de "n" estimados, estos valores pueden ser refutados con investigaciones y manuales, sin embargo no dejan de ser una referencia para el diseño:

Tabla Nº 5 - Valores de rugosidad "n" de Manning

n	Superficie
0.010	Muy lisa, vidrio, plástico, cobre.
0.011	Concreto muy liso.
0.013	Madera suave, metal, concreto frotachado.
0.017	Canales de tierra en buenas condiciones.
0.020	Canales naturales de tierra, libres de vegetación.
0.025	Canales naturales con alguna vegetación y piedras esparcidas en el fondo
0.035	Canales naturales con abundante vegetación.
0.040	Arroyos de montaña con muchas piedras.

Tabla N° 6 - Relaciones geométricas de las secciones transversales más frecuentes

Sección	Area hidráulica A	Perímetro mojado P	Radio hidráulico R	Espejo de agua T
 Rectangular	by	$b+2y$	$\frac{by}{b+2y}$	b
 Trapezoidal	$(b+zy)y$	$b+2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{(b+zy)y}{b+2y\sqrt{1+z^2}}$	$b+2zy$
 Triangular	zy^2	$2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{zy}{2\sqrt{1+z^2}}$	$2zy$
 Circular	$\frac{(\theta-\text{sen}\theta)D^2}{8}$	$\frac{\theta D}{2}$	$(1-\frac{\text{sen}\theta}{\theta})\frac{D}{4}$	$(\frac{\text{sen}\theta}{2})D$ ó $\frac{2\sqrt{y(D-y)}}{2}$
 Parabólica	$\frac{2}{3}Ty$	$T + \frac{8y^2}{3T}$	$\frac{2T^2y}{3T+8y^2}$	$\frac{3A}{2y}$

- b) **Talud apropiado según el tipo de material.**- La inclinación de las paredes laterales de un canal, depende de varios factores pero en especial de la clase de terreno donde están alojados, la U.S. BUREAU OF RECLAMATION recomienda un talud único de 1,5:1 para sus canales, a continuación se presenta un cuadro de taludes apropiados para distintos tipos de material:

Tabla N° 7 - Taludes apropiados para distintos tipos de material

MATERIAL	TALUD (h : v)
Roca	Prácticamente vertical
Suelos de turba y detritos	0.25 : 1
Arcilla compacta o tierra con recubrimiento de concreto	0.5 : 1 hasta 1:1
Tierra con recubrimiento de piedra o tierra en grandes canales	1:1
Arcilla firme o tierra en canales pequeños	1.5 : 1
Tierra arenosa suelta	2:1
Greda arenosa o arcilla porosa	3:1

Fuente: Aguirre Pe, Julián, "Hidráulica de canales", Dentro Interamericano de Desarrollo de Aguas y Tierras – CIDIAT, Merida, Venezuela, 1974

Tabla Nº 8 - Pendientes laterales en canales según tipo de suelo

MATERIAL	CANALES POCO PROFUNDOS	CANALES PROFUNDOS
Roca en buenas condiciones	Vertical	0.25 : 1
Arcillas compactas o conglomerados	0.5 : 1	1 : 1
Limos arcillosos	1 : 1	1.5 : 1
Limos arenosos	1.5 : 1	2 : 1
Arenas sueltas	2 : 1	3 : 1
Concreto	1 : 1	1.5 : 1

Fuente: Aguirre Pe, Julián, "Hidráulica de canales", Dentro Interamericano de Desarrollo de Aguas y Tierras – CIDRAT, Mérida, Venezuela, 1974

- c) **Velocidades máxima y mínima permisible.**- La velocidad mínima permisible es aquella velocidad que no permite sedimentación, este valor es muy variable y no puede ser determinado con exactitud, cuando el agua fluye sin limo este valor carece de importancia, pero la baja velocidad favorece el crecimiento de las plantas, en canales de tierra. El valor de 0.8 m/seg se considera como la velocidad apropiada que no permite sedimentación y además impide el crecimiento de plantas en el canal.

La velocidad máxima permisible, algo bastante complejo y generalmente se estima empleando la experiencia local o el juicio del ingeniero; las siguientes tablas nos dan valores sugeridos.

Tabla Nº - 9. Máxima velocidad permitida en canales no recubiertos de vegetación

MATERIAL DE LA CAJA DEL CANAL	"n" Manning	Velocidad (m/s)		
		Agua limpia	Agua con partículas coloidales	Agua transportando arena, grava o fragmentos
Arena fina coloidal	0.020	1.45	0.75	0.45
Franco arenoso no coloidal	0.020	0.53	0.75	0.60
Franco limoso no coloidal	0.020	0.60	0.90	0.60
Limos aluviales no coloidales	0.020	0.60	1.05	0.60
Franco consistente normal	0.020	0.75	1.05	0.68
Ceniza volcánica	0.020	0.75	1.05	0.60
Arcilla consistente muy coloidal	0.025	1.13	1.50	0.90
Limo aluvial coloidal	0.025	1.13	1.50	0.90
Pizarra y capas duras	0.025	1.80	1.80	1.50
Grava fina	0.020	0.75	1.50	1.13
Suelo franco clasificado no coloidal	0.030	1.13	1.50	0.90
Suelo franco clasificado coloidal	0.030	1.20	1.65	1.50
Grava gruesa no coloidal	0.025	1.20	1.80	1.95
Gravas y guijarros	0.035	1.80	1.80	1.50

Fuente: Krochin Sviatoslav. "Diseño Hidráulico", Ed. MIR, Moscú, 1978

Para velocidades máximas, en general, los canales viejos soportan mayores velocidades que los nuevos; además un canal profundo conducirá el agua a mayores velocidades sin erosión, que otros menos profundos.

Tabla Nº -10 -. Velocidades máximas en hormigón en función de su resistencia.

RESISTENCIA, (kg/cm2)	PROFUNDIDAD DEL TIRANTE (m)				
	0.5	1	3	5	10
50	9.6	10.6	12.3	13.0	14.1
75	11.2	12.4	14.3	15.2	16.4
100	12.7	13.8	16.0	17.0	18.3
150	14.0	15.6	18.0	19.1	20.6
200	15.6	17.3	20.0	21.2	22.9

Fuente: Krodin Sviatoslav. "Diseño Hidráulico", Ed. MIR, Moscú, 1978

La Tabla Nº 10, da valores de velocidad admisibles altos, sin embargo la U.S. BUREAU OF RECLAMATION, recomienda que para el caso de revestimiento de canales de hormigón no armado, las velocidades no deben exceder de 2.5 – 3.0 m/seg. Para evitar la posibilidad de que el revestimiento se levante.

Cuando se tenga que proyectar tomas laterales u obras de alivio lateral, se debe tener en cuenta que las velocidades tienen que ser previamente controladas (pozas de regulación), con la finalidad que no se produzca turbulencias que originen perturbaciones y no puedan cumplir con su objetivo.

- d) **Borde libre.**- Es el espacio entre la cota de la corona y la superficie del agua, no existe ninguna regla fija que se pueda aceptar universalmente para el cálculo del borde libre, debido a que las fluctuaciones de la superficie del agua en un canal, se puede originar por causas incontrolables.

La U.S. BUREAU OF RECLAMATION recomienda estimar el borde libre con la siguiente fórmula:

Donde:

$$\text{Borde Libre} = \sqrt{CY}$$

Borde libre: en pies

C = 1.5 para caudales menores a 20 pies³/seg., y hasta 2.5 para caudales del orden de los 3000 pies³/seg.

Y = Tirante del canal en pies

La secretaria de Recursos Hidráulicos de México, recomienda los siguientes valores en función del caudal:

Tabla Nº 11 -. Borde libre en función del caudal

Caudal m ³ /seg	Revestido (cm)	Sin revestir (cm)
≤ 0.05	7.5	10.0
0.05 – 0.25	10.00	20.0
0.25 – 0.50	20.0	40.0
0.50 – 1.00	25.0	50.0

MANUAL: CRITERIOS DE DISEÑOS DE OBRAS HIDRAULICAS PARA LA FORMULACION DE PROYECTOS HIDRAULICOS

> 1.00	30.0	60.0
--------	------	------

Fuente: Ministerio de Agricultura y Alimentación, Boletín Técnico N- 7 "Consideraciones Generales sobre Canales Trapezoidales" Lima 1978

Máximo Villón Béjar, sugiere valores en función de la plantilla del canal:

Tabla N° -12 -. Borde libre en función de la plantilla del canal

Ancho de la plantilla (m)	Borde libre (m)
Hasta 0.8	0.4
0.8 – 1.5	0.5
1.5 – 3.0	0.6
3.0 – 20.0	1.0

Fuente: Villón Béjar, Máximo; "Hidráulica de canales", Dpto. De Ingeniería Agrícola – Instituto Tecnológico de Costa Rica, Editorial Hozlo, Lima, 1981

3.7 Criterios de espesor de revestimiento

No existe una regla general para definir los espesores del revestimiento de concreto, sin embargo según la experiencia acumulada en la construcción de canales en el país, se puede usar un espesor de 5 a 7.7 cm para canales pequeños y medianos, y 10 a 15 cm para canales medianos y grandes, siempre que estos se diseñen sin armadura.

En el caso particular que se quiera proyectar un revestimiento con geomembranas, se tiene que tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- Para canales pequeños se debe usar geomembrana de PVC y para canales grandes geomembrana de polietileno - HDP.
- Los espesores de la geomembrana, varían entre 1 a 1.5 mm
- Si el canal se ubica en zonas en donde puede ser vigilado permanentemente, por lo tanto no puede ser afectada la membrana.
- Características y cuidado en la actividades de operación y mantenimiento
- Técnica y cuidados de instalación de la geomembrana
- El grupo social a servir tiene que capacitado para el manejo de dicho tipo de revestimiento.
- También se puede usar asociada la geomembrana con un revestimiento de concreto; la geomembrana actúa como elemento impermeabilizante (el concreto se deteriora con las bajas temperaturas) y el concreto como elemento de protección, sobre todo cuando se trata de obras ubicadas por encima de los 4, 000 m.s.n.m. o zonas desoladas.



5.0 DISEÑO DE DESARENADORES

1. DESARENADORES

1.1 Definición

Los desarenadores (figura 1), son obras hidráulicas que sirven para separar (decantar) y remover (evacuar) después, el material sólido que lleva el agua de un canal.

El material sólido que se transporta ocasiona perjuicios de las obras:

- i. Una gran parte del material sólido va depositándose en el fondo de los canales disminuyendo su sección. Esto aumenta el costo anual de mantenimiento y produce molestas interrupciones en el servicio del canal.
- ii. Si los canales sirven a plantas hidroeléctricas, la arena arrastrada por el agua pasa a las turbinas desgastándolas tanto más rápidamente cuanto mayor es la velocidad. Esto significa una disminución del rendimiento y a veces exige reposiciones frecuentes y costosas.

1.2 Clases de desarenadores

i. En función de su operación:

- **Desarenadores de lavado continuo**, es aquel en el que la sedimentación y evacuación son dos operaciones simultáneas.
- **Desarenadores de lavado discontinuo (intermitente)**, que almacena y luego expulsa los sedimentos en movimientos separados. Son el tipo más común y la operación de lavado se procura realizar en el menor tiempo posible con el objeto de reducir al mínimo las pérdidas de agua.

ii. En función de la velocidad de escurrimiento:

- De baja velocidad $v < 1$ m/s (0.20 – 0.60 m/s)
- De alta velocidad $v > 1$ m/s (1 – 1.5 m/s)

iii. Por la disposición de los desarenadores:

- En serie, formado por dos o más depósitos contruidos uno a continuación del otro.
- En paralelo, formado por dos o más depósitos distribuidos paralelamente y diseñados para una fracción del caudal derivado.

1.3 Fases del desarenamiento

- Fase de sedimentación
- Fase de purga (evacuación)

1.4 Elementos de un desarenador

Para cumplir su función, el desarenador se compone de los siguientes elementos:

- a. **Transición de entrada:** une el canal con el desarenador.

- b. **Cámara de sedimentación:** lugar en la cual las partículas sólidas caen al fondo, debido a la disminución de la velocidad producida por el aumento de la sección transversal.

Según Dubuat, las velocidades límites por debajo de las cuales el agua cesa de arrastrar diversas materias son:

- Para la arcilla 0.081 m/s
- Para la arena fina 0.16 m/s
- Para la arena gruesa 0.216 m/s

De acuerdo a lo anterior, la sección transversal de un desarenador, se diseña para velocidades que varían entre 0.1 m/s y 0.4 m/s, con una profundidad media de 1.5 m y 4 m. Observar que para una velocidad elegida y un caudal dado, una mayor profundidad implica un ancho menor y viceversa.

La forma de la sección transversal puede ser cualquiera aunque generalmente se escoge una rectangular o una trapezoidal simple o compuesta. La primera simplifica considerablemente la construcción, pero es relativamente cara pues las paredes deben soportar la presión de la tierra exterior y se diseñan por lo tanto como muros de sostenimiento. La segunda es hidráulicamente más eficiente y más económica pues las paredes trabajan como simple revestimiento. Con el objeto de facilitar el lavado, concentrando las partículas hacia el centro, conviene que el fondo no sea horizontal sino que tenga una caída hacia el centro. La pendiente transversal usualmente escogida es de 1:5 a 1:8.

- c. **Vertedero:** al final de la cámara se construye un vertedero sobre el cual pasa el agua limpia hacia el canal. Las capas superiores son las que primero se limpian, es por esto que la salida del agua desde el desarenador se hace por medio de un vertedero, que hasta donde sea posible debe trabajar con descarga libre.

También mientras más pequeña es la velocidad de paso por el vertedero, menos turbulencia causa en el desarenador y menos materiales en suspensión arrastran.

Como máximo se admite que esta velocidad puede llegar a $v = 1$ m/s.

De la ecuación de Francis para un vertedero rectangular sin contracciones, se tiene:

$$Q = C L h^{\frac{3}{2}} \quad (1)$$

Donde:

Q = caudal (m³/s)

C = 1.84 (para vertederos de cresta aguda)

C = 2.0 (para vertederos de perfil Creager)

L = longitud de la cresta (m)

h = carga sobre el vertedero (m)

Siendo el área hidráulica sobre vertedero:

$$A = L h \quad (2)$$

La velocidad, por la ecuación de continuidad, será:

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{CLh^{\frac{3}{2}}}{Lh} = Ch^{\frac{1}{2}} \quad (3)$$

y la carga sobre el vertedero:

$$h = \left(\frac{v}{C} \right)^2 \quad (4)$$

De donde para los valores indicados de **v** y **C**, se puede concluir que el máximo valor de **h** no debería pasar de 25 cm.

Casi siempre el ancho de la cámara del desarenador no es suficiente para construir el vertedero recto y perpendicularmente a la dirección del agua. Por esto se le ubica en curva que comienza en uno de los muros laterales y continúan hasta cerca de la compuerta de desfogue. Esta forma facilita el lavado permitiendo que las arenas sigan trayectorias curvas y al mismo tiempo el flujo espiral que se origina las alejas del vertedero.

d. Compuerta de lavado o fondo, sirve para desalojar los materiales depositados en el fondo. Para facilitar el movimiento de las arenas hacia la compuerta, al fondo del desarenador se le da una gradiente fuerte del 2 al 6%. El incremento de la profundidad obtenido por efecto de esta gradiente no se incluye en el tirante de cálculo, sino que el volumen adicional obtenido se lo toma como depósito para las arenas sedimentadas entre dos lavados sucesivos.

Es necesario hacer un estudio de la cantidad y tamaño de sedimentos que trae el agua para asegurar una adecuada capacidad del desarenador y no necesitar lavarlo con demasiada frecuencia.

Para lavar una cámara del desarenador se cierran las compuertas de admisión y se abren las de lavado con lo que el agua sale con gran velocidad arrastrando la mayor parte de los sedimentos. Entre tanto el caudal normal sigue pasando al canal sea a través del canal directo o a través de otra cámara del desarenador.

Una vez que está vacía la cámara, se abren parcialmente las compuertas de admisión y el agua que entra circula con gran velocidad sobre los sedimentos que han quedado,

erosionándolos y completando el lavado (en forma práctica, el operario se puede ayudar de una tabla para direccional el agua, a fin de expulsa el sedimento del desarenador).

Generalmente, al lavar un desarenador se cierran las compuertas de admisión. Sin embargo, para casos de emergencia el desarenador debe poder vaciarse inclusive con estas compuertas abierta. Por este motivo las compuertas de lavado deben diseñarse para un caudal igual al traído por el canal más el lavado que se obtiene dividiendo el volumen del desarenador para el tiempo de lavado.

Hay que asegurarse que el fondo de la o las compuertas esté más alto que el punto del río al cual se conducen las aguas del lavado y que la ardiente sea suficiente para obtener una velocidad capaz de arrastrar las arenas.

Se considera que para que el lavado pueda efectuarse en forma rápida y eficaz esta velocidad debe ser e 3 – 5 m/s.

Muchas veces, esta condición además de otras posibles de índole topográfica, impiden colocar al desarenador, inmediatamente después de la toma que es la ubicación ideal, obligando desplazarlo aguas abajo en el canal.

e. Canal directo, por el cual se da servicio mientras se está lavando el desarenador. El lavado se efectúa generalmente en un tiempo corto, pero con si cualquier motivo, reparación o inspección, es necesario secar la cámara del desarenador, el canal directo que va por su contorno, permite que el servicio no se suspenda. Con este fin a la entrada se colocan dos compuertas una de entrada al desarenador y otra al canal directo.

En el caso de ser el desarenador de dos o más cámaras, el canal directo ya no es necesario pues una de las cámaras trabaja con el caudal total mientras la otra se lava.

1.5 Consideraciones para el diseño hidráulico

1.5.1 Cálculo del diámetro de las partículas a sedimentar

- Los desarenadores se diseñan para un determinado diámetro de partícula, es decir, que se supone que todas las partículas de diámetro superior al escogido deben depositarse. Por ejemplo, el valor del diámetro máximo de partícula normalmente admitido para plantas hidroeléctricas es de 0.25 mm. En los sistemas e riego generalmente se acepta hasta un diámetro de 0.5 mm.
- Se debe tener en cuenta el usar convenientemente la curva granulométrica representativa del material en suspensión y fondo para un periodo de retorno equivalente a criterio del diseñador (se sugiere 50 años). Información básica necesaria para determinar la cámara de colmatación, determinación del periodo de purga y el porcentaje de material en suspensión que no podrá ser retenido.
- Para el uso de agua en agricultura, el diámetro mínimo de la partícula a eliminar sería de 0.5 mm, y para energía 0.2 mm. Para proyectar la decantación del material de

material sólido de diámetro menor, el diseñador deberá utilizar otras técnicas sobre la base de experiencias que permitan garantizar la eficiencia en la retención.

- También se debe prever a que lugares se va a orientar o depositar los materiales decantados.
- La sección más eficiente para decantar, resulta ser la compuesta por paredes verticales en la parte superior y trapecial en la parte inferior.
- En sistemas hidroeléctricos el diámetro puede calcularse en función de la altura de caída como se muestra en la **tabla 1**, o en función del tipo de turbina como se muestra en la **tabla 2**.

Tabla 1 Diámetro de partículas en función de la altura de caída

Diámetro de partículas (d) que son retenidas en el desarenador (mm)	Altura de caída (H) (m)
0.6	100 – 200
0.5	200 – 300
0.3	300 – 500
0.1	500 - 1000

Tabla 2 Diámetro de partículas en función del tipo de turbinas

Diámetro de partículas (d) a eliminar en el desarenador (mm)	Tipo de turbina
1 – 3	Kaplan
0.4 – 1	Francis
0.2 – 0.4	Pelton

1.5.2 Cálculo de la velocidad del flujo v en el tanque

La velocidad en un desarenador se considera lenta, cuando está comprendida entre 0.20 m/s a 0.60 m/s.

La elección puede ser arbitraria o puede realizar utilizando la fórmula de Campo.

$$v = a\sqrt{d} \text{ (cm/s)} \quad (5)$$

Donde:

d = diámetro (mm)

a = constante en función del diámetro

a	d (mm)
51	< 0.1
44	0.1 - 1
36	> 1

1.5.3 Cálculo de la velocidad de caída w (en aguas tranquilas)

Para este aspecto, existen varias fórmulas empíricas, tablas y nomogramas, algunas de las cuales consideran:

- Peso específico del material a sedimentar (ρ_s): gr/cm³ (medible)
- Peso específico del agua turbia (ρ_w): gr/cm³ (medible)

Así se tiene:

- **Tabla 4** preparada por **Arkhangelski**, la misma que permite calcular w (cm/s) en función del diámetro de partículas d (en mm).
- La experiencia generado por **Sellerio**, la cual se muestra en el nomograma de la **figura 3**, la misma que permite calcular w (en cm/s) en función del diámetro d (en mm)
- La formula de Owens:

$$w = k \sqrt{d(\rho_s - 1)} \quad (6)$$

Donde:

w = velocidad de sedimentación (m/s)

d = diámetro de partículas (m)

ρ_s = peso específico del material (g/cm³)

k = constante que varía de acuerdo con la forma y naturaleza de los granos, sus valores se muestra en la tabla 3

Tabla -3 Valores de la constante k

Forma y naturaleza	K
Arena esférica	9.35
Granos redondeados	8.25
Granos cuarzo d > 3 mm	6.12
Granos cuarzo d > 0.7 mm	1.28

Tabla 4 Velocidades de sedimentación w calculado por Arkhangel'ski (1935) en función del diámetro de partículas

d (m)	W (cm/s)
0.05	0.178
0.10	0.692
0.15	1.560
0.20	2.160
0.25	2.700
0.30	3.240
0.35	3.780
0.40	4.320
0.45	4.860
0.50	5.400
0.55	5.940
0.60	6.480
0.70	7.320
0.80	8.070
1.00	9.44
2.00	15.29
3.00	19.25
5.00	24.90

Tabla 5 Valores de la constante k

Forma y naturaleza	k
Arena esférica	9.35
Granos redondeados	8.25
Granos cuarzo d > 3 mm	6.12
Granos cuarzo d < 0.7 mm	1.28

1.5.4 La fórmula de Scotti - Foglieni

$$w = 3.8 \sqrt{d} + 8.3 d \quad (7)$$

Donde:

w = velocidad de sedimentación (m/s)

d = diámetro de la partícula (m)

Para el cálculo de w de diseño, se puede obtener el promedio de los w_s con los métodos enunciados anteriormente.

En algunos casos puede ser recomendable estudiar en el laboratorio la fórmula que rija las velocidades de caída de los granos de un proyecto específico.

1.5.5 Cálculo de las dimensiones del tanque

a. Despreciando el efecto del flujo turbulento sobre la velocidad de sedimentación, se pueden plantear las siguientes relaciones:

Caudal: $Q = b h v \rightarrow$ ancho del desarenador:

$$b = \frac{Q}{kv} \dots\dots\dots (8)$$

Tiempo de calda:

$$w = \frac{h}{l} \rightarrow t = \frac{h}{w} \dots\dots\dots (9)$$

Tiempo de sedimentación:

$$v = \frac{L}{t} \rightarrow t = \frac{L}{v} \dots\dots\dots (10)$$

De donde la longitud, aplicando la teoría de simple sedimentación es:

$$L = \frac{hv}{w} \dots\dots\dots (11)$$

b. Considerando los efectos retardatorios de la turbulencia

Con el agua en movimiento la velocidad de sedimentación es menor, e igual a $w - w'$, donde w' es la reducción de velocidad por efectos de la turbulencia.

Luego, la ecuación (4.11) se expresa:

$$L = \frac{hv}{w - w'} \dots\dots\dots (12)$$

en la cual se observa que manteniendo las otras condiciones constantes la ecuación (12) proporciona mayores valores de la longitud del tanque que la ecuación (11).

Eghiazaroff, expresó la reducción de velocidad como:

$$w' = \frac{v}{5.7 + 2.3h} \text{ m/s} \dots\dots\dots (13)$$

Levin, relacionó esta reducción con la velocidad de flujo con un coeficiente:

$$w' = \alpha v \text{ m/s} \dots\dots\dots (14)$$

Bestelli et al, considera:

$$\alpha = \frac{0.132}{\sqrt{h}} \dots\dots\dots(15)$$

Donde **h** se expresa en **m**.

En el cálculo de los desarenadores de bajas velocidades se puede realizar una corrección, mediante el coeficiente K, que varía de acuerdo a las velocidades de escurrimiento en el tanque, es decir:

$$L = K \frac{hv}{w} \dots\dots\dots (16)$$

donde K se obtiene de la **tabla 6**.

Tabla 6 Coeficiente para el cálculo de desarenadores de baja velocidad.

Velocidad de escurrimiento (m/s)	K
0.20	1.25
0.30	1.50
0.50	2

En los desarenadores de altas velocidades, entre 1 m/s a 1.50 m/s, Montagre, precisa que la caída de los granos de 1 mm están poco influenciados por la turbulencia, el valor de K en términos del diámetro, se muestra en la **tabla 7**.

Tabla 7 Coeficiente para el cálculo de desarenadores de alta velocidad

Dimensiones de las partículas a eliminar d (mm)	K
1	1
0.50	1.3
0.25 – 0.30	2

El largo y el ancho de los tanques pueden en general, construirse a más bajo costo que las profundidades, en el diseño se deberá adoptar la mínima profundidad práctica, la cual para velocidades entre 0.20 y 0.60 m/s, puede asumirse entre 1.50 y 4.00 m.

1.5.6 Proceso de cálculo de las dimensiones del tanque

El proceso de cálculo se puede realizar de la siguiente manera:

a. Asumiendo una profundidad (por ejemplo $h = 1.50$ m)**a.1 Aplicando la teoría de simple sedimentación:**

- Calcular la longitud con la ecuación:

$$L = \frac{hv}{w}$$

- Calcular el ancho de desarenador con la ecuación:

$$b = \frac{Q}{hv}$$

- Calcular el tiempo de sedimentación con la ecuación:

$$t = \frac{h}{w}$$

- Calcular el volumen de agua conducido en ese tiempo con la ecuación:

$$V = Q t$$

- Verificar la capacidad del tanque con la ecuación:

$$V = b h L$$

a.2 Considerando los efectos retardatorios de la turbulencia:

- Calcular α , según **Bastelli et al**:

$$\alpha = \frac{0.132}{\sqrt{h}}$$

- Calcular w' , según **Levin**:

$$w' = \alpha v$$

- Calcular w' , según **Eghiazaroff** :

$$w' = \frac{v}{5.7 + 2.3h}$$

- Calcular la longitud L utilizando la ecuación:

$$L = \frac{hv}{w - w'}$$

Para valores de w' obtenidos de las ecuaciones de Bestelli y Eghiazaroff

- Calcular L, corregida según la ecuación (9):

$$L = K \frac{kv}{w}$$

- De lo valores de L obtenidos, elegir uno de ellos.
- Definido h, b, y L se tienen las dimensiones del tanque desarenador.
- Para facilidad del lavado, al fondo del desarenador se le dará una pendiente del 2%. Esta inclinación comienza al finalizar la transición.

1.5.7 Cálculo de la longitud de la transición

La transición debe ser hecha lo mejor posible, pues la eficiencia de la sedimentación depende de la uniformidad de la velocidad en la sección transversal, para el diseño se puede utilizar la fórmula de Hind:

$$L = \frac{T_1 - T_2}{2 \operatorname{tg} 22.5^\circ} \dots\dots\dots(17)$$

Donde:

- L = longitud de la transición
- T₁ = espejo de agua del desarenador
- T₂ = espejo de agua en el canal

1.5.8 Cálculo de la longitud del vertedero

Al final de la cámara se construye un vertedero sobre el cual pasa el agua limpia hacia el canal. Mientras más pequeña es la velocidad de paso por el vertedero, menos turbulencia causa en el desarenador y menos materiales en suspensión arrastran. Como máximo se admite que esta velocidad puede llegar a v = 1 m/s y como se indicó anteriormente, esta velocidad pone un límite al valor máximo de la carga h sobre el vertedero, el cual es de 0.25 m.

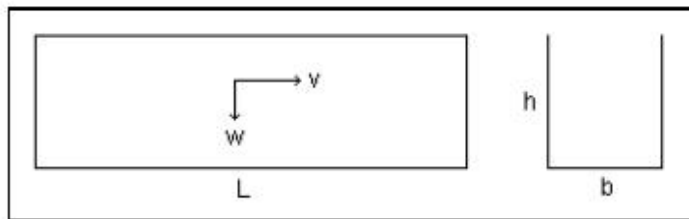
1.5.9 Cálculo de L

Para un h = 0.25 m, C = 2 (para un perfil Creager) ó C = 1.84 (cresta aguda), y el caudal conocido, se despeja L, la cual es:

$$L = \frac{Q}{Ch^{1/2}} \dots\dots\dots(18)$$

Por lo general la longitud del vertedero L, es mayor que el ancho del desarenador b, por lo que se debe ubicar a lo largo de una curva circular, que comienza en uno de los muros laterales y continúa hasta la compuerta de lavado, como se muestra en la figura 1.

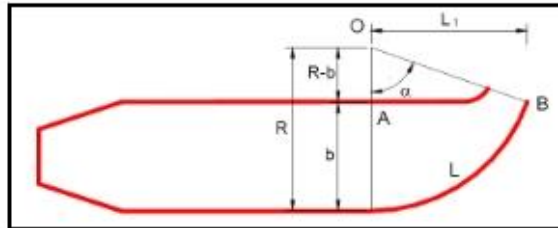
FIGURA 1



1.5.10 Cálculo del ángulo central α y el radio R con que se traza la longitud del vertedero

En la figura 2, se muestra un esquema del tanque del desarenador, en ella se indican los elementos: α , R y L.

FIGURA 2



a. Cálculo de α :

Se sabe que:

$$2\pi R \text{ ---- } 360$$

$$L \text{ ---- } \alpha$$

Como en la ecuación L y b son conocidos, el segundo miembro es una constante:

$$C = \frac{180L}{\pi b} \quad (20)$$

por lo que la ecuación (20) se puede escribir:

$$f(\alpha) = \frac{\alpha}{1 - \cos \alpha} = C \dots\dots (21)$$

El valor de α se encuentra resolviendo por tanteos la ecuación (21).

b. Cálculo de R:

Una vez calculado α , R se calcula utilizando la ecuación la cual se deduce de la figura 2:

$$R = \frac{180L}{\pi \alpha} \dots\dots\dots(22)$$

1.5.11 Cálculo de la longitud de la proyección longitudinal del vertedero (L_1).

De la figura 6.5, tomando el triángulo OAB, se tiene:

$$\text{sen} \alpha = \frac{L_1}{R} \rightarrow L_1 = R \text{sen} \alpha \dots\dots\dots (23)$$

1.5.12 Cálculo de la longitud promedio (\bar{L})

$$\bar{L} = \frac{L + L_1}{L_2} \dots\dots\dots(24)$$

1.5.13 Cálculo de la longitud total del tanque desarenador

$$L_T = L_1 + L + \bar{L} \dots\dots\dots(25)$$

Donde: L_T = longitud total L_1 = longitud de la transición de entrada L = longitud del tanque \bar{L} = longitud promedio por efecto de la curvatura del vertedero**1.5.14 Cálculos complementarios****a. Cálculo de la caída del fondo**

$$\Delta Z = L \times S \dots\dots\dots(26)$$

Donde: ΔZ = diferencia de cosas del fondo del desarenador $L = L_T - L_1$ S = pendiente del fondo del desarenador (2%)**b. Cálculo de la profundidad del desarenador frente a la compuerta de lavado**

$$H = h + \Delta Z \dots\dots\dots(27)$$

Donde: H = profundidad del desarenador frente a la compuerta de lavado h = profundidad del diseño del desarenador ΔZ = diferencia de cosas del fondo del desarenador**c. Cálculo de la altura de cresta del vertedero con respecto al fondo**

$$h_c = H - 0.25 \dots\dots\dots(28)$$

Donde: h_c = altura de la cresta del vertedero con respecto al fondo H = profundidad del desarenador frente a la compuerta de lavado**d. Cálculo de las dimensiones de la compuerta de lavado**Suponiendo una compuerta cuadrada de lado l , el área será $A = l^2$

La compuerta funciona como un orificio, siendo su ecuación:

$$Q = C_d A_o \sqrt{2gh} \dots\dots\dots(29)$$

Donde:

Q = caudal a descargar por el orificio

C_d = coeficiente de descarga = 0.60 para un orificio de pared delgada

A_o = Área del orificio (desde la superficie del agua hasta el centro del orificio)

h = carga sobre el orificio (desde la superficie del agua hasta el centro del orificio)

g = aceleración de la gravedad, 9.81 m/s²

e. Cálculo de la velocidad de salida

$$v = \frac{Q}{A_o} \dots\dots\dots(30)$$

Donde:

v = velocidad de salida por la compuerta, debe ser de 3 a 5 m/s, para el concreto el limite erosivo es de 6 m/s.

Q = caudal descargado por la compuerta

A_o = área del orificio, en este caso igual al área A de la compuerta

2. EJEMPLO DE DISEÑO DE UN DESARENADOR

Se propone diseñar un desarenador de baja velocidad ($v < 1\text{m/s}$) con el objetivo de separar y remover después el material sólido que lleva el agua de un canal de caudal $Q = 7\text{ m}^3/\text{s}$

2.1 Diámetro de las partículas a sedimentar

En este caso el material sólido a sedimentar consiste en partículas de arena fina:

- Arena fina - gruesa $\rightarrow d = 0.2\text{ mm}$.

2.2 Cálculo de la velocidad del flujo v en el tanque

Utilizamos la fórmula de Camp:

$$v = a \sqrt{d}$$

Donde: $d = \text{Diámetro (mm)}$

$a = \text{constante en función del diámetro}$

Para: $d = 0.2\text{ mm}$

$a = 44$

Luego: $v = 44 \sqrt{0.2}$

$v = 19.67\text{ cm/s} = 0.2\text{ m/s}$

De acuerdo a lo anterior vemos que la velocidad del flujo determinada es adecuada.

2.3 Cálculo de la velocidad de caída w

Para este aspecto existen varias fórmulas empíricas, tablas y nomogramas, entre las cuales consideramos:

2.3.1 Arkhangelski

Tabla en la cual determinamos w (cm/s) en función del diámetro de partículas d (mm).

Para un diámetro de $d = 0.2$ mm.

El w será (según la tabla mostrada):

$$w = 2.16 \text{ cm/s} = 0.0216 \text{ m/s}$$

Velocidades de sedimentación w calculado por Arkhangelski (1935) en función del diámetro de partículas

d (mm)	w (cm/s)
0.05	0.178
0.10	0.692
0.15	1.560
0.20	2.160
0.25	2.700
0.30	3.240
0.35	3.780
0.40	4.320
0.45	4.860
0.50	5.400
0.55	5.940
0.60	6.480
0.70	7.320
0.80	8.070
1.00	9.44
2.00	15.29
3.00	19.25
5.00	24.90

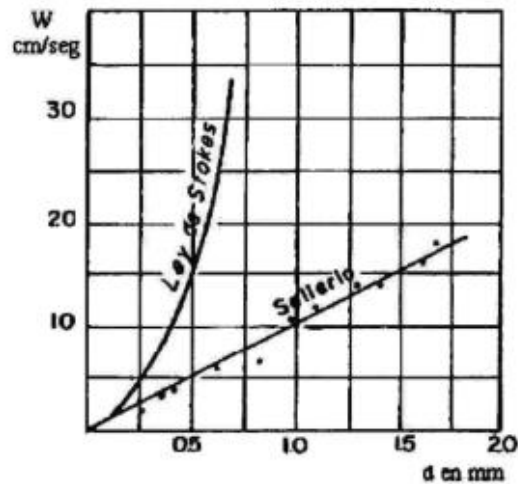
2.3.2 Nomograma Stokes y Sellerio

Permite calcular w (cm/s) en función del diámetro d (mm)

- Según Stokes: $w = 4 \text{ cm/s} = 0.04 \text{ m/s}$ aprox
- Según Sellerio: $w = 2.5 \text{ cm/s} = 0.025 \text{ m/s}$ aprox

Figura 3

Experiencia de Sellerio



2.3.3 Owens

Propone la fórmula:

$$w = k \cdot [d \cdot (\rho_s - 1)]^{0.5}$$

Donde:

$$\rho_s = 1.65 \text{ gr./cm}^3$$

k = Constante que varía de acuerdo con la forma y naturaleza de los granos se tomará un valor ubicado entre 9.35 y 1.28 $\rightarrow k = 4.8$

Luego:

$$w = 4.8 \cdot [0.0002 \cdot (1.65 - 1)]^{0.5}$$

$$w = 0.0547 \text{ m/s.}$$

2.3.4 Scotti – Foglieni

Calculamos w a partir de la fórmula:

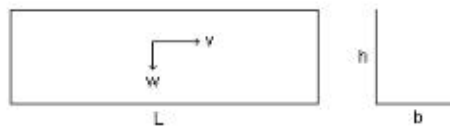
$$w = 3.8 \cdot d^{0.5} + 8.3 \cdot d$$

$$w = 3.8 \cdot 0.0002^{0.5} + 8.3 \cdot (0.0002)$$

$$w = 0.0554 \text{ m/s}$$

Se tomará el promedio de los w obtenidos y obtendremos $\rightarrow w = 3.934 \text{ cm/s} = 0.03934 \text{ m/s}$

2.4 Cálculo de las dimensiones del tanque



Calculamos:

- Ancho del desarenador**

$$Q = (b \cdot h) \cdot v$$

$$b = Q / (h \cdot v)$$

$$b = 7 / (4 \cdot 0.2)$$

$$b = 8.75 \text{ m} \rightarrow b = 8.8 \text{ m}$$

- Longitud del desarenador**

$$L = (h \cdot v) / w$$

$$L = (4 \cdot 0.2) / 0.0393$$

$$L = 20.36 \text{ m} \approx L = 21 \text{ m}$$

- Tiempo de sedimentación**

$$t = h / w$$

$$t = 4 / 0.0393$$

$$t = 101.78 \text{ s} \approx t = 102 \text{ s}$$

- Volumen de agua conducido en ese tiempo**

$$V = Q \cdot t$$

$$V = 7 \cdot 102$$

$$V = 714 \text{ m}^3$$

- Verificando la capacidad del tanque**

$$V = b \cdot h \cdot L$$

$$V = 8.8 \cdot 4 \cdot 21$$

$$V = 739 \text{ m}^3$$

Se verifica que $V_{TANQUE} > V_{AGUA}$

Para facilidad del lavado al fondo del desarenador se le dará una pendiente del 2%. Esta inclinación comienza al finalizar la transición.

2.5 Cálculo de la longitud de la transición

Para el diseño de la transición se puede utilizar la fórmula de Hind:

$$L_t = (T_1 - T_2) / [2 \cdot \text{tg}(22.5^\circ)]$$

Donde:

L = Longitud de la transición

T_1 = Espejo de agua del desarenador = b = 8.8 m

T_2 = Espejo de agua en el canal = 2.8 m (*)

(*) El canal que antecede a la transición posee las siguientes características:

- Sección: Rectangular
- Base del canal: bC = 2.8 m
- Tirante: YC = 1.4
- Velocidad: v = 1.78 m/s
- Froude: $F_c = 0.48$ (Flujo sub - crítico)

Luego:

$$L_t = (8.8 - 2.8) / [2 \cdot (\text{tg} 22.5^\circ)]$$

$$L_t = 7.24 \approx L_t = 7.2 \text{ m}$$

2.6 Cálculo de la longitud del vertedero al final del tanque (Lv)

Aplicamos la siguiente fórmula:

$$L_v = Q / (C \cdot h^{1.5})$$

Donde:

- V máx. = 1 m/s
- H máx. = 0.25 m
- Q = 7 m³/s
- C = 2 (perfil tipo Creager)

Luego:

$$L_v = 7 / (2 \cdot 0.25^{1.5})$$

$$L_v = 28 \text{ m}$$

2.7 Cálculo del ángulo central α y el radio R con que se traza la longitud del vertedero.

2.7.1 Cálculo de α

Si: $2\pi \text{ --- } 360^\circ$
 $L_v \text{ --- } \alpha$

Entonces: $R = (180^\circ L_v) / (\pi \alpha) \dots (1)$

Además: $\text{Cos } \alpha = (R - b) / R$
 $R = b / (1 - \text{Cos } \alpha) \dots (2)$

De (1) y (2):

$$(180^\circ L_v) / (\pi \alpha) = \alpha / (1 - \text{Cos } \alpha)$$

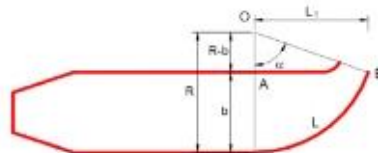
Reemplazando datos:

$$(180^\circ 28) / (\pi \cdot 8.8) = \alpha / (1 - \text{Cos } \alpha) \rightarrow \alpha = 37.31^\circ$$

2.7.2 Cálculo de R

En (2):

$$R = 8.8 / [1 - \text{Cos } (37.31^\circ)] \rightarrow R = 43 \text{ m}$$



Esquema del tanque del desarenador

2.8 Cálculo de la longitud de la proyección longitudinal del vertedero (L_1)

Tomando el triángulo OAB se tiene:

$$\text{en } \alpha = L_1 / R \rightarrow L_1 = R \cdot \text{Sen } \alpha$$

$$L_1 = 28 \cdot \text{Sen } (37.31^\circ)$$

$$L_1 = 16.97 \text{ m}$$

2.9 Cálculo de la longitud promedio (L)

$$L = (L + L_1) / 2$$

$$L = (28 + 16.97) / 2$$

$$L = 22.48 \approx 23 \text{ m}$$

2.10 Cálculo de la longitud total del tanque desarenador (L_T)

$$L_T = L_t + L + L$$

Donde:

L_T = Longitud total

L_t = Longitud de la transición de entrada

L = Longitud del tanque

L = Longitud promedio por efecto de la curvatura del vertedero

Luego:

$$L_T = 7.24 \text{ m} + 20.36 \text{ m} + 22.48 \text{ m}$$

$$L_T = 50.1 \text{ m}$$

2.11 Cálculos complementarios

2.11.1 Cálculo de la caída del fondo

$$\Delta z = L \cdot S$$

Donde:

Δz = Diferencia de cotas del fondo del desarenador

L = $L_T - L_t$

S = Pendiente del fondo del desarenador (2%)

Luego:

$$\Delta z = (50.1 - 7.24) \cdot 2 / 100$$

$$\Delta z = 0.8572 \text{ m} \approx 0.9 \text{ m}$$

2.11.2 Cálculo de la profundidad del desarenador frente a la compuerta de lavado

$$H = h + \Delta z$$

$$H = 4 + 0.9 \rightarrow H = 4.9 \text{ m}$$

2.11.3 Cálculo de la altura de cresta del vertedero con respecto al fondo

$$h_c = H - 0.25$$

$$h_c = 4.9 - 0.25 \rightarrow h_c = 4.65 \text{ m}$$

2.11.4 Cálculo de las dimensiones de la compuerta de lavado

La compuerta funciona como un orificio siendo su ecuación:

$$Q = Cd \cdot A_o \cdot (2 \cdot g \cdot h)^{0.5}$$

Donde:

Q = Caudal a descargar por el orificio

Cd = Coeficiente de descarga = 0.6

A_o = Área del orificio (área de la compuerta)

h = Carga sobre el orificio

g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

Luego:

$$7 = 0.6 \cdot A_o \cdot (2 \cdot 9.81 \cdot 4.9)^{0.5}$$

$$A_o = 7 / [0.6 \cdot (2 \cdot 9.81 \cdot 4.9)^{0.5}]$$

$$A_o = 1.19 \text{ m}^2$$

$$l = 1.19^{0.5} \text{ (compuerta de sección cuadrada)}$$

$$l = 1.09 \text{ m} \approx 1.1 \text{ m (longitud del lado)}$$

2.11.5 Cálculo de la velocidad de salida

$$v = Q / A_o$$

Donde:

v = Velocidad de salida por la compuerta, debe ser de 3 a 5 m/s, para el concreto el límite erosivo es de 6 m/s

Q = Caudal descargado por la compuerta

A_o = Área del orificio, en este caso igual a área de compuerta

Luego:

$$v = 7 / 1.1 \rightarrow v = 6.36 \text{ m/s (caudal erosivo)}$$

Por lo tanto debemos aumentar la sección de salida, asumimos l = 1.4

$$v = 7 / 1.4 ; v = 5 \text{ m/s, valor por debajo de la velocidad erosiva}$$



6.0 DISEÑO DE RÁPIDAS

1 INTRODUCCION

El presente Manual ilustra la aplicación de estructuras en canales con capacidades de hasta aproximadamente 2.8 m³/s (100 pies cúbicos por segundo).

El objetivo de este Manual de diseño, es proporcionar al diseñador una fuente de información que le sirva de guía para diseñar eficientemente dicha estructura. Está acompañado con un cálculo ejemplo.

En el Manual se presenta teoría y fórmulas, cuyo origen está publicado en varios libros. Por In tanto, no fue factible desarrollar un solo sistema de símbolos, sin entrar en duplicaciones y/o complicaciones prácticas. Consecuentemente, no se ha presentado una relación de símbolos con las definiciones respectivas; la definición y dimensión de cada parámetro está dada en el texto.

2 PROPOSITO Y DESCRIPCION.

Las rápidas (chutes) son usadas para conducir agua desde una elevación mayor a una más baja. La estructura puede consistir de una entrada, un tramo inclinado, un dissipador de energía y una transición de salida.

El tramo inclinado puede ser un tubo o una sección abierta. Las rápidas son similares a las caídas, excepto que ellas transportan el agua sobre distancias más largas, con pendientes más suaves y a través de distancias más largas.

La parte de la entrada de la estructura transiciona el flujo desde el canal aguas arriba de la estructura hacia el tramo inclinado. Debe proveer un control para impedir la aceleración del agua y la erosión en el canal. El control es logrado por la combinación de una retención y un vertedero en la entrada. La entrada usada debería ser simétrica con respecto al eje de la rápida, permitir el peso de la capacidad total del canal aguas arriba hacia la rápida con el tirante normal de aguas arriba, y donde sea requerido, permitir la evacuación de las aguas del canal cuando la operación de la rápida sea suspendida. Debería tener uñas para proveer una suficiente longitud de camino de percolación, calculado según el método de LANE.

Las pérdidas de cargo a través de la entrada podrían ser despreciadas en el caso que sean lo suficientemente pequeñas que no afecten el resultado final. De otra manera, las pérdidas a través de la entrada deberían ser calculadas y usadas en la determinación del nivel de energía en el inicio del tramo inclinado. Si la pendiente del fondo de la entrada es suave puede asumirse que el flujo crítico ocurre donde la pendiente es suave puede asumirse que el flujo crítico ocurre donde la pendiente suave de la entrada cambia a la pendiente más

97

fuerte del tramo inclinado. En el caso que la pendiente de la entrada sea suficientemente pronunciada para soportar una velocidad mayor que la velocidad crítica, debería calcularse dicha velocidad y tirante correspondientes, para determinar la gradiente de energía al inicio del tramo inclinado.

El tramo inclinado con tubo o canal abierto, generalmente sigue la superficie original del terreno y se conecta con un dissipador de energía en un extremo más bajo. Muchos libros sobre mecánica de fluidos discuten el comportamiento del agua la pendiente pronunciada y en saltos hidráulicos y derivan las ecuaciones usadas para determinar las Características del flujo bajo las condiciones. Algunas de las soluciones son obtenidas por tanteo.

Pozas dissipadoras o salidas con obstáculos (baffled outlets) son usadas como dissipadoras de energía en este tipo de estructuras.

Una transición de salida es usada cuando es necesario para transicionar el flujo entre el dissipador de energía y el canal después. Si es necesario proveer el tirante de aguas abajo (tailwater) al dissipador de energía, la superficie de agua en la salida debe ser controlada. Si se construye una transición de salida de concreto y cuando no hay control del flujo después en el canal, la transición puede ser usada para proveer al remanso elevando el piso de la transición en el piso de la uña.

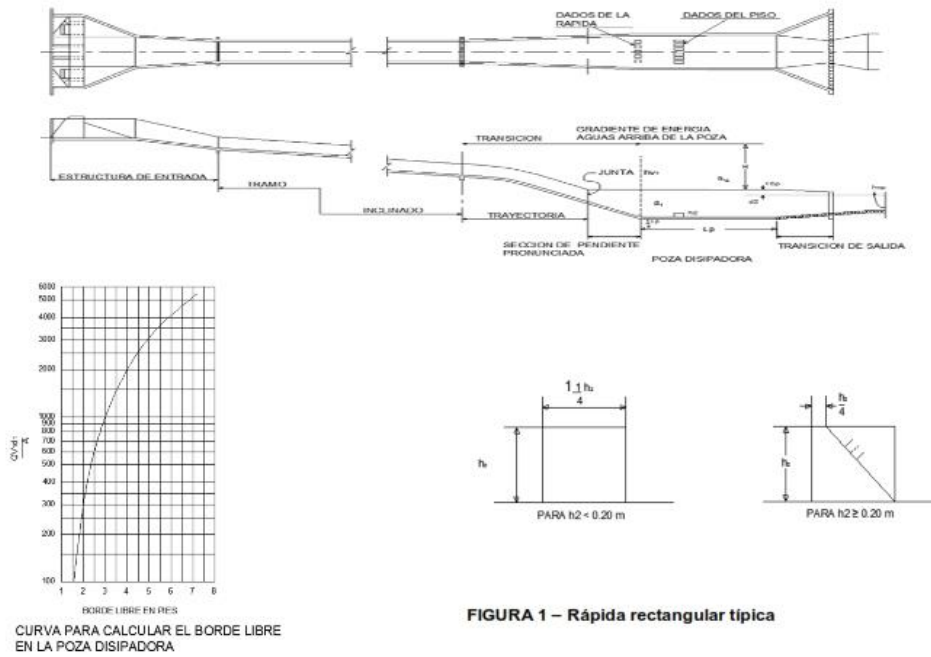
El tirante de aguas abajo también puede ser provisto por la construcción de un control dentro de la transición de salida. La pérdida de carga en la transición de salida es despreciable.

1.3 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

1.3.1 Coeficiente de rugosidad de MANNING

- En el cálculo de las características de flujo en una estructura de este tipo son usados valores conservadores del coeficiente de rugosidad de MANNING “n” cuando se calcula la altura de muros en una rápida de concreto, se asume valores de $n=0.14$ y en el cálculo de niveles de energía valores de $n=0.010$.
- Para caudales mayores de $3 \text{ m}^3/\text{s}$, deberá chequearse el número de Froude a lo largo del tramo rápido, para evitar que el flujo no se despegue del fondo.

MANUAL: CRITERIOS DE DISEÑOS DE OBRAS HIDRAULICAS PARA LA FORMULACION DE PROYECTOS HIDRAULICOS MULTISECTORIALES Y DE AFIANZAMIENTO HIDRICO



99

1.3.2 Transiciones

Las transiciones en una rápida abierta, deben ser diseñadas para prevenir la formación de ondas. Un cambio brusco de sección, sea convergente ó divergente, puede producir ondas que podrían causar perturbaciones, puesto que ellas viajan a través del tramo inclinado y el disipador de energía. Para evitar la formación de ondas, la cotangente del ángulo de deflexión de la superficie de agua en el plano de planta desarrollado de cada lado de una transición no debería ser menor que 3.375 veces el número de FROUDE (F). Esta restricción sobre ángulos de deflexión se aplicaría para cada cambio de sección hecha en la entrada, en el tramo inclinado o en la poza disipadora. Si esta restricción no controla el ángulo de deflexión, el máximo ángulo de deflexión de la superficie de agua en la transición de entrada puede ser aproximadamente 30°. El ángulo de la superficie de agua con el eje en la transición de salida puede ser aproximadamente 25 ° como máximo. El máximo ángulo de deflexión es calculado como sigue:

$$\text{Cotang } \alpha = 3.375 F \quad (1)$$

Donde:

$$F = \frac{V}{((1 - K) g d \cos \theta)^{0.5}} \quad (2)$$

d = tirante de agua normal al piso de la rápida usando $d = \text{Área de la sección} / \text{Ancho superior de la sección}$

g = aceleración de la gravedad (9.81 m/seg², o sea 32.2 pies/seg²);

K = un factor de aceleración, determinado abajo:

- Con el piso de la transición en un plano, $K = 0$
- Con el piso de la transición en una curva circular

$$K = \frac{V^2}{g R \cos \theta} \quad (3)$$

- Con el piso de la transición en una curva parabólica:

$$K = \frac{(\tan \theta_u - \tan \theta_o) 2 h v \cos^2 \theta_o}{L t} \quad (4)$$

El Bureau of Reclamation limita el valor de K hasta un máximo de 0.5, para asegurar una presión positiva sobre el piso.

Puede ser usado el promedio de los valores de F en el inicio y final de la transición.

En (3) y (4)

hv = carga de velocidad en el origen de la trayectoria (a)

Lt = longitud de la trayectoria (m)

R = radio de curvatura del piso (m)

V = velocidad en el punto que está siendo considerado (m/seg)

θ = ángulo de la gradiente del piso en el punto que está siendo considerado

θ_L = ángulo de la gradiente del piso en el inicio de la trayectoria **θ**

θ_o = ángulo de la gradiente del piso en el final de la trayectoria L

El ángulo acampanado y los anchos para varios puntos a lo largo de la transición pueden ser calculados y trazados. Una cuerda que se aproxime a la curva teórica puede ser dibujada para determinar el acampanamiento a ser usado. Limitando el ángulo de acampanamiento en una transición de entrada, se minimiza la posibilidad de separación y el inicio de flujo pulsante en aquella parte de la estructura.

Las transiciones de entrada asimétricas y cambios de alineamiento inmediatamente aguas arriba de la estructura, deben evitarse porque pueden producir ondas cruzadas o flujo transversal que continuará en el tramo inclinado.

1.3.3 Tramo inclinado

La sección usual para una rápida abierta es rectangular, pero las características del flujo de otras formas de sección, deben ser consideradas donde la supresión de ondas es una importante parte del diseño. La economía y facilidad de construcción son siempre consideradas en la elección de una sección. Cuando es necesario incrementar la resistencia del tramo inclinado al deslizamiento, se usan (uñas) para mantener la estructura dentro de la cimentación.

Para rápidas menores de 9 m (30 ps) de longitud, la fricción en la rápida puede ser despreciable. La ecuación de BERNOULLI es usada para calcular las variables de flujo al final del tramo inclinado.

La ecuación:

$$d_1 + hv + Z = d_2 + hv \quad (5)$$

Es resuelta por tanteo. La distancia Z es el cambio en la elevación del piso. Para tramos inclinados de longitud mayor que 9 m (30 ps), se incluyen las pérdidas por fricción y la ecuación será:

$$d_1 + hv + Z = d_2 + hv_2 + hf \quad (6)$$

En las ecuaciones (5) y (6):

- d1** = tirante en el extremo aguas arriba del tramo (m)
- hv1** = carga de velocidad en el extremo aguas arriba del tramo (m)
- d2** = tirante en el extremo aguas abajo del tramo (m)
- hv2** = carga de velocidad en el extremo aguas abajo del tramo (m)

La cantidad **ho** es la pérdida por fricción en el tramo y es igual a la pendiente de fricción promedio **So** en el tramo, multiplicando por la longitud del tramo **L**. El coeficiente **n** de MANNING es asumido en 0.010. La pendiente de fricción **Sf**, en un punto del tramo inclinado es calculado como:

$$Sf = (h^2 v^2) / R^{4/3}$$

Donde:

R = radio hidráulico del tramo inclinado (m)

Usando la ecuación (5) o la (6), se asume **d2** y se calcula y comparan los niveles de energía. Deben hacerse tanteos adicionales hasta balancear los dos niveles de energía.

Otra forma de la ecuación en que la fricción es considerada es

$$L = ((d1 + hv1) - (d2 + hv2)) / (Sa - S) \quad (7)$$

Donde:

sa = pendiente de fricción promedio

s = pendiente de fondo del tramo inclinado

Usando la ecuación (7), se usa un procedimiento, en el cual se asumen pequeños cambios de energía y se calcula el correspondiente cambio en longitud. Este procedimiento es repetido hasta que el total de los incrementos en longitud sea igual a la longitud del tramo que esta siendo considerado. Mientras menor sea el incremento de longitud, mayor será la precisión.

La altura de los muros en el tramo inclinado de sección abierta sería igual al máxima tirante calculado en la sección, mas un borde libre, o a 0.4 veces el tirante critico en el tramo inclinado; mas el borde libre cualquiera que sea mayor. El borde libre mínimo recomendado para tramos inclinados de rápidas en canales abiertos (con una capacidad < 2.8 m3/seg es 0.30 m) El tirante y borde libre son medidos perpendicularmente al piso del tramo inclinado.

En velocidades mayores que 9 m/seg, el agua puede incrementar su volumen, debido al aire incorporado que esta siendo conducido. El borde libre recomendado para los muros resultará de suficiente altura para contener este volumen adicional.

1.3.4 Trayectoria

Cuando el dissipador de energía es una poza, un corto tramo pronunciado debe conectar la trayectoria con la poza dissipadora. La pendiente de este tramo seria entre 1.5:1 y 3:1, con una pendiente de 2:1 preferentemente. Pendientes más suaves pueden usarse en casos especiales, pero no deben usarse pendientes más suaves que 6:1. Se requiere de una curva vertical en el tramo inclinado y el tramo con pendiente pronunciada. Una curva parabólica resultaría en un valor de k constante en la longitud de la curva y es generalmente usado. Una trayectoria parabólica puede ser determinada con la siguiente ecuación:

$$Y = X \tan \theta_o + ((\tan \theta_L - \tan \theta_o) X^2) / 2L_T \quad (8)$$

Donde:

- X = distancia horizontal desde el origen hasta un punto sobre la trayectoria. (m)
- Y = distancia vertical desde el origen hasta un punto X en la trayectoria. (m)
- L_T = longitud horizontal desde el origen hasta el fin de la trayectoria. (m)
- θ_o = ángulo de inclinación del tramo inclinado al comienzo de la trayectoria
- θ_L = ángulo de inclinación del tramo inclinado al final de la trayectoria.

Puede seleccionarse una longitud de trayectoria L_T, que resulte en un valor K = 0.5 o menos, cuando es sustituida en la ecuación (4). La longitud L_T es usada entonces en el calculo de Y, usando la ecuación (8)

La trayectoria debería terminar en la intersección de los muros del tramo inclinado con los muros de la poza dissipadora o aguas arriba de este punto. Una curva de gran longitud de radio, ligeramente más suave que la trayectoria calculada, podrían usarse. Si es posible la trayectoria debe coincidir con cualquiera que sea la transición requerida. Se asume una elevación para el piso de la poza dissipadora y se calcula el gradiente de energía en la unión del tramo inclinado y el piso de la poza. Las variables de flujo en este punto son usados como las variables aguas arriba del salto hidráulico en el diseño de la poza dissipadora.

1.3.5 Poza dissipadora

En una poza dissipadora el agua fluye desde el tramo corto de pendiente pronunciada a una velocidad mayor que la velocidad critica. El cambio abrupto en la pendiente, donde la pendiente suave del piso de la poza dissipadora se une con el tramo corto de pendiente pronunciada, fuerza al agua hacia un salto hidráulico y la energía es dissipada en la

103

turbulencia resultante. La poza disipadora es dimensionada para contener el salto. Para que una poza disipadora opere adecuadamente, el número de FROUDE debería estar entre 4.5 y 15, donde el agua ingresa a la poza disipadora.

Si el número de FROUDE es aproximadamente menor a 4.5 no ocurriría un salto hidráulico estable. Si el número de FROUDE es mayor a 10, una poza disipadora no sería la mejor alternativa para disipar energía. Las pozas disipadoras requieren de un tirante aguas abajo para asegurar que el salto ocurra donde la turbulencia pueda ser contenida.

A veces son usadas pozas con muros divergentes, que requieren atención especial. Para caudales hasta $2.8 \text{ m}^3/\text{s}$ la ecuación:

$$b = \frac{18.78 Q^{1/2}}{Q + 10.11}$$

Donde:

b = ancho de la poza (m)

Q = Caudal (m^3/s)

Puede usarse a fin de determinar el ancho de una poza para los cálculos iniciales

Para estructuras donde la caída vertical es menor a 4.5 m. La cota del nivel de energía después del salto hidráulico debería balancearse con al cota del nivel de energía del canal, aguas debajo de la estructura.

El tirante de agua después del salto hidráulico puede ser calculado de la formula:

$$D2 = -d1/d2 + ((2v_1^2 * d_1^2/g) + (d_1^2 * 4))^{0.5}$$

Donde:

d1 = Tirante antes del salto (m)

v1 = velocidad antes del salto (m/s)

d2 = tirante después del salto

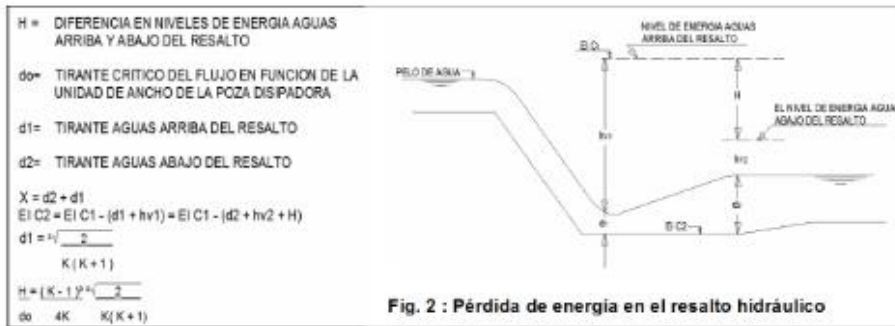
g = aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2)

H/dc	0		0.1		0.2		0.3		0.4		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9	
	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc
0	1.0	1.0	2.07	0.580	2.48	.614	2.81	.572	3.09	.541	3.35	5.18	3.60	.494	3.82	.477	4.04	.461	4.24	.448
1	4.44	.496	4.64	.429	4.82	.415	5.00	.405	5.18	.397	5.38	.389	5.53	.381	5.69	.375	5.86	.369	6.02	.362
2	6.18	.396	6.33	.351	6.48	.345	6.64	.340	6.79	.336	6.94	.331	7.09	.327	7.23	.323	7.38	.319	7.52	.315
3	7.58	.311	7.69	.309	7.84	.304	8.07	.301	8.21	.298	8.34	.295	8.48	.292	8.61	.289	8.74	.286	8.87	.284
4	9.09	.281	9.13	.278	9.26	.275	9.39	.274	9.51	.271	9.64	.269	9.76	.267	9.89	.265	10.01	.263	10.13	.261
5	10.25	.259	10.28	.257	10.39	.255	10.52	.253	10.63	.251	10.75	.250	10.86	.248	11.00	.246	11.11	.244	11.22	.243
6	11.44	.241	11.35	.240	11.37	.238	11.78	.237	11.90	.235	12.01	.234	12.12	.233	12.24	.231	12.35	.230	12.48	.228
7	12.57	.227	12.68	.225	12.79	.225	12.90	.223	13.01	.222	13.12	.221	13.23	.220	13.34	.219	13.45	.218	13.56	.216
8	13.66	.215	13.77	.214	13.88	.213	13.98	.213	14.09	.211	14.19	.210	14.30	.209	14.41	.208	14.51	.207	14.61	.206
9	14.72	.205	14.82	.204	14.93	.203	15.03	.203	15.13	.202	15.23	.201	15.34	.200	15.44	.199	15.54	.198	15.64	.197
10	15.74	.197	15.84	.196	15.93	.195	16.03	.195	16.13	.193	16.23	.193	16.33	.192	16.43	.191	16.54	.191	16.64	.190
11	16.74	.189	16.86	.188	16.94	.187	17.04	.187	17.13	.186	17.23	.185	17.33	.185	17.43	.184	17.52	.183	17.63	.183

MANUAL: CRITERIOS DE DISEÑOS DE OBRAS HIDRAULICAS PARA LA FORMULACION DE PROYECTOS HIDRAULICOS MULTISECTORIALES Y DE AFIANZAMIENTO HIDRICO

12	17.72	.182	17.81	.181	17.91	.181	18.01	.180	18.10	.180	18.20	.179	18.29	.178	18.38	.178	18.48	.177	18.58	.175
13	18.57	.175	18.77	.175	18.90	.175	18.95	.174	19.05	.174	19.14	.173	19.24	.173	19.33	.172	19.42	.171	19.52	.171
14	19.51	.170	19.70	.170	19.79	.169	19.89	.169	19.96	.168	20.07	.168	20.16	.167	20.25	.167	20.34	.166	20.44	.166
15	20.53	.165	20.62	.165	20.71	.164	20.80	.164	20.89	.164	20.98	.163	21.07	.163	21.16	.163	21.25	.162	21.34	.161
16	21.43	.161	21.52	.160	21.61	.160	21.70	.160	21.79	.160	21.88	.159	21.97	.158	22.05	.158	22.14	.157	22.23	.157
17	22.32	.157	22.41	.156	22.50	.156	22.59	.155	22.67	.155	22.75	.155	22.85	.154	22.93	.154	23.02	.154	23.11	.153
18	23.19	.153	23.28	.152	23.37	.152	23.45	.152	23.54	.152	23.63	.151	23.71	.151	23.80	.151	23.89	.150	23.97	.150
19	24.06	.149	24.14	.149	24.23	.148	24.31	.148	24.40	.148	24.49	.147	24.57	.147	24.66	.147	24.74	.146	24.83	.146
20	24.91	.146	24.99	.145	25.08	.145	25.16	.145	25.25	.145	25.33	.144	25.42	.144	25.50	.144	25.58	.143	25.67	.143
21	25.75	.143	25.83	.142	25.92	.142	26.00	.142	26.08	.142	26.17	.141	26.25	.141	26.33	.141	26.42	.140	26.50	.140
22	26.58	.140	26.66	.139	26.75	.139	26.83	.139	26.91	.139	26.99	.138	27.07	.138	27.16	.138	27.24	.138	27.32	.137
23	27.40	.137	27.48	.137	27.57	.136	27.65	.136	27.73	.136	27.81	.136	27.89	.135	27.97	.135	28.05	.135	28.13	.135
24	28.22	.134	28.30	.134	28.38	.134	28.46	.134	28.54	.134	28.62	.133	28.70	.133	28.78	.133	28.86	.132	28.94	.132
25	29.02	.132	29.10	.132	29.18	.131	29.26	.131	29.34	.131	29.42	.131	29.50	.131	29.58	.130	29.66	.130	29.74	.130
26	29.82	.130	29.89	.129	29.97	.129	30.05	.129	30.13	.129	30.21	.128	30.29	.128	30.37	.128	30.45	.128	30.52	.128
27	30.50	.127	30.58	.127	30.70	.127	30.74	.127	30.82	.127	31.00	.125	31.07	.125	31.15	.125	31.23	.125	31.31	.126
28	31.38	.125	31.46	.125	31.54	.125	31.62	.125	31.63	.125	31.77	.124	31.85	.124	31.93	.124	32.00	.124	32.08	.124
29	32.10	.123	32.23	.123	32.31	.123	32.39	.123	32.48	.123	32.54	.122	32.62	.122	32.69	.122	32.77	.122	32.85	.122
30	32.92	.121	33.00	.121	33.08	.121	33.15	.121	33.23	.121	33.31	.121	33.38	.120	33.45	.120	33.53	.120	33.61	.120
31	33.68	.120	33.75	.119	33.84	.119	33.91	.119	33.99	.119	34.06	.119	34.14	.119	34.21	.118	34.29	.118	34.38	.118
32	34.44	.118	34.51	.118	34.59	.118	34.66	.117	34.74	.117	34.81	.117	34.89	.117	34.96	.117	35.04	.117	35.11	.116
33	35.19	.116	35.26	.116	35.34	.116	35.41	.116	35.49	.116	35.56	.115	35.63	.115	35.71	.115	35.78	.115	35.86	.115
34	35.93	.115	36.00	.115	36.08	.114	36.15	.114	36.23	.114	36.30	.114	36.37	.114	36.45	.114	36.52	.113	36.59	.113
35	36.57	.113	36.74	.113	36.81	.113	36.89	.113	36.96	.113	37.03	.112	37.11	.112	37.18	.112	37.25	.112	37.33	.112
36	37.40	.112	37.47	.112	37.55	.111	37.62	.111	37.69	.111	37.76	.111	37.84	.111	37.91	.111	37.98	.111	38.05	.110
37	38.13	.110	38.20	.110	38.27	.110	38.34	.110	38.42	.110	38.49	.110	38.56	.109	38.63	.109	38.70	.109	38.77	.109
38	38.95	.109	38.92	.109	38.99	.109	39.06	.109	39.14	.109	39.21	.108	39.28	.108	39.35	.108	39.42	.108	39.49	.108
39	39.56	.108	39.64	.107	39.71	.107	39.78	.107	39.85	.107	39.92	.107	39.99	.107	40.06	.107	40.14	.107	40.21	.106
40	40.23	.106	40.35	.106	40.42	.106	40.49	.106	40.56	.106	40.63	.106	40.70	.106	40.77	.105	40.84	.105	40.91	.105

RELACION ENTRE PÉRDIDA DE ENERGIA, TIRANTE CRÍTICO Y TIRANTES DE AGUA DE RESALTO (AGUAS ARRIBA Y ABAJO) PARA RESALTOS HIDRAULICOS EN CANALES RECTANGULARES CON RASANTE HORIZONTAL



Para estructuras donde la caída vertical es menor que 4.5 m (15 ps), al tirante después del salto puede ser obtenida de la figura 2. La cota del nivel de energía, después del salto hidráulico debería balancearse con la cota del nivel de energía en el canal, aguas abajo de

la estructura. Si las cotas no están balanceadas, debería asumirse una nueva elevación para el piso de la poza o un nuevo ancho de poza y volverse a calcular los niveles de energía. Los tanteos se repiten hasta que el balance sea obtenido.

Si la revisión indica, el piso de la poza debería ser bajado o también se podría asumir un ancho diferente de la poza para luego repetir el procedimiento de diseño.

La longitud mínima de poza (L_p en la Figura 1) para estructuras usadas en canales es normalmente 4 veces d_2 . Para estructuras en drenes, donde el flujo será intermitente y de corta duración, la longitud mínima puede ser alrededor de 3 veces d_2 . El borde libre recomendado para pozas disipadoras puede ser determinado de la Figura 1. El borde libre es medido sobre el nivel máximo de energía después del salto hidráulico.

Cuando la poza disipadora descarga intermitentemente o descarga hacia un cauce natural u otro no controlado, debería construirse un control dentro de la salida de la poza para proveer el tirante de aguas abajo necesario. El tirante crítico en la sección de control debe ser usado para determinar el nivel de energía después. Cuando la poza descarga hacia un canal controlado, el tirante en el canal debe ser calculado con un valor n del canal, reducido en un 20% y este tirante usado para determinar el nivel de energía después. Si se usa una poza con paredes divergentes, el ángulo de deflexión de los muros laterales no debería exceder el ángulo permitido en los muros de la sección inclinada.

Se puede usar *lloraderos* con filtro de grava para aliviar la presión hidrostática sobre el piso y los muros de la poza disipadora y transición de la salida.

Son provistos bloques en el tramo inclinado y el piso para romper el flujo en chorro y para estabilizar el salto hidráulico.

Si una transición de salida no es provista, se requerirá de un sólido umbral terminal (figura 5). La cara aguas arriba del umbral debería tener una pendiente 2: 1 y la cara después debería ser vertical. La cota de la cima del umbral debería ser colocada para proveer el tirante aguas abajo en el salto hidráulico.

MANUAL: CRITERIOS DE DISEÑOS DE OBRAS HIDRAULICAS PARA LA FORMULACION DE PROYECTOS HIDRAULICOS MULTISECTORIALES Y DE AFIANZAMIENTO HIDRICO

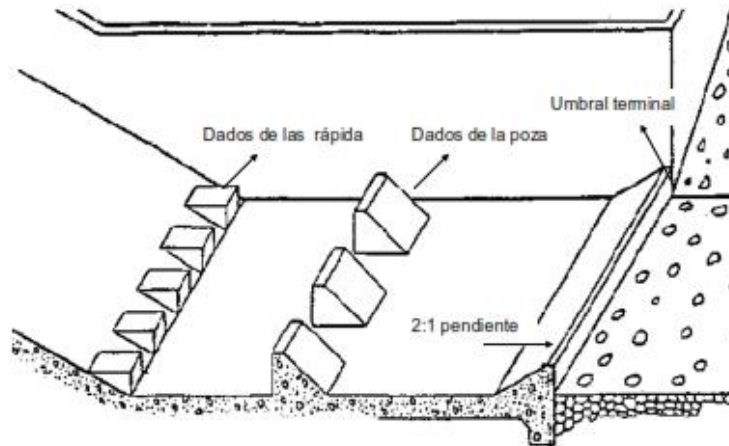


FIGURA 5- POZA DISIPADORA Y UMBRAL TERMINAL

Una poza disipadora y una transición de salida construidas para las dimensiones recomendadas tal vez no contengan completamente la salpicadura causada por el agua turbulenta, pero la estructura debe contener suficiente de la turbulencia para prevenir daños por erosión después de la estructura.

1.3.6 Formación de ondas

Las ondas en una rápida son objetables, porque ellas pueden sobrepasar los muros de la rápida y causar ondas en el disipador de energía. Una poza disipadora no sería un disipador efectivo con este tipo de flujo porque no puede formarse un salto hidráulico estable.

Un flujo no estable y pulsátil puede producirse en rápidas largas con una fuerte pendiente. Estas ondas se forman en rápidas largas de aproximadamente 60 m y tienen una pendiente de fondo más suave que 20. La máxima altura de onda que puede esperarse es dos veces el tirante normal para la pendiente, y la capacidad máxima de flujo momentáneo y pulsátil es dos veces la capacidad normal. Flujo transversal u ondas cruzadas pueden también formarse en una rápida. Estas son causadas por:

1. Transiciones abruptas de una sección del canal a otra;
2. Estructuras asimétricas;
3. Curvas o ángulos en el alineamiento de la rápida.

La probabilidad de que estas ondas sean generadas en la estructura puede ser reducida, siguiendo las recomendaciones concernientes a ángulos de deflexión y simetría hechas en las secciones pertenecientes a las transiciones, y evitando los cambios de dirección en las estructuras.

Algunas secciones de la rápida son más probables a sufrir ondas que otras secciones. Secciones poco profundas y anchas (tipo plato) parecen ser más susceptibles a flujo transversal, mientras que secciones profundas y angostas resisten tanto al flujo transversal como al flujo inestable y pulsátil. Las secciones de rápida que teóricamente pueden prevenir la formación de ondas han sido desarrolladas. Un tramo de rápida teóricamente sin ondas es mostrado en la siguiente figura.



FIGURA 6 – SECCIÓN TEÓRICA DE UNA RÁPIDA DE FLUJO ESTABLE. LA FORMA TRIANGULAR PROVIENE TANTO DE LAS ONDAS CRUZADAS COMO DE FLUJO NO ESTABLE

1.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

1. Seleccionar y diseñar el tipo de entrada a ser usada.
2. Determinar la gradiente de energía en el inicio de la sección de la rápida.
3. Calcular las variables de flujo en la sección de la rápida.
4. Diseñar la trayectoria y la parte pronunciada de la sección de la rápida.
5. Asumir una elevación para el piso de la poza disipadora y calcular las características del flujo aguas arriba del salto hidráulico.
6. Determinar el gradiente de energía en el canal después del salto hidráulico.
7. Puede ser necesario asumir una nueva elevación del fondo de la poza y recalcular los valores arriba mencionados varias veces, antes de que se obtenga una coincidencia de niveles de energía.
8. Revisar por operación adecuada con capacidades parciales.
9. Determinar la longitud de la poza y la altura de muros de la poza.
10. Diseñar los bloques de la rápida y del piso, y el umbral terminal o transición de salida como se requiera.
11. Verificar la posibilidad de la producción de ondas en la estructura.

12. Proporcionar protección en el canal después, si es requerido.

1.5 EJEMPLO DE DISEÑO

A continuación se presenta el diseño de una rápida abierta que conducirá 1 m³/seg. Se usará una poza disipadora para eliminar el exceso de energía después al final de la rápida.

1.5.1 Diseño de la entrada

La entrada es diseñada para proporcionar un control en el canal aguas arriba. Las características del canal en el punto 1 son:

$$\begin{array}{lll} Q = 1 \text{ m}^3/\text{s} & d = 0.73 \text{ m} & S = 0.00033 \\ b = 1.83 \text{ m} & n = 0.025 & Z = 1.5:1 \end{array}$$

La elevación del nivel de energía en el punto 1 es calculado como sigue a continuación:

$$\begin{array}{ll} A_1 = 2.14 \text{ m}^2 & V_1 = 0.46 \text{ m/s} \\ H_{v1} = 0.01 \text{ m} & E1 = 0.74 \text{ m} \end{array}$$

MANUAL: CRITERIOS DE DISEÑOS DE OBRAS HIDRAULICAS PARA LA FORMULACION DE PROYECTOS HIDRAULICOS MULTISECTORIALES Y DE AFIANZAMIENTO HIDRICO

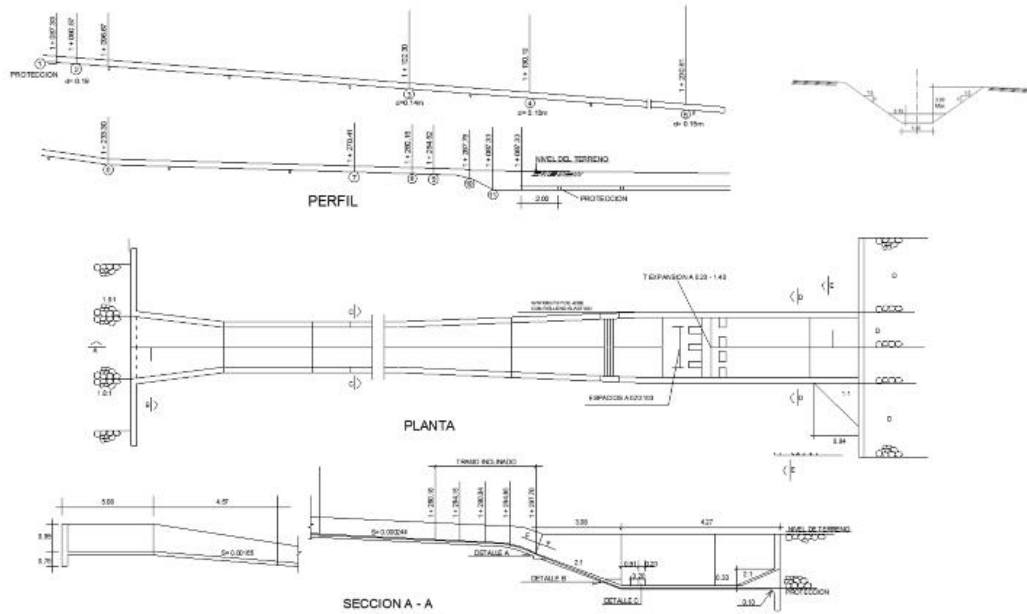
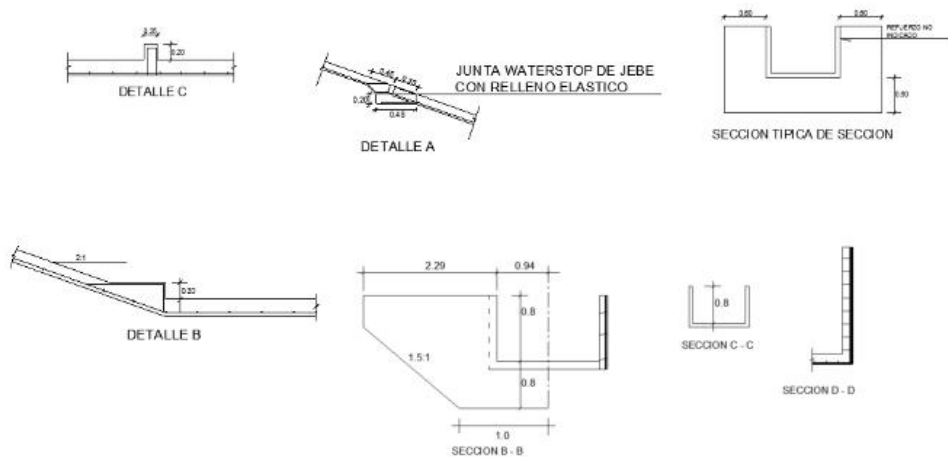


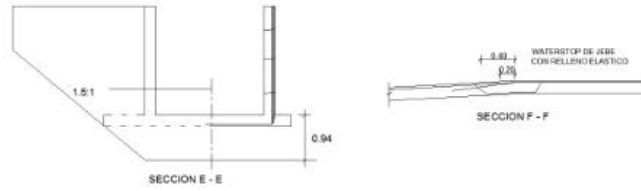
FIGURA 10 – Rápida con poza disipadora

110

MANUAL: CRITERIOS DE DISEÑOS DE OBRAS HIDRAULICAS PARA LA FORMULACION DE PROYECTOS HIDRAULICOS MULTISECTORIALES Y DE AFIANZAMIENTO HIDRICO



111



La elevación del gradiente de energía aguas arriba (punto1) es igual a la elevación del fondo + E1 ó $1\ 128.73 + 0.74 = 1\ 129.47\ m$.

Asumir que el tirante crítico ocurrirá en el punto 2. Con un caudal de $1\ m^3/s$, es razonable elegir un ancho de la sección de $0.91\ m$. La elevación en el punto 2 será:

$$D_c = (q^2 / (b^2 * g))^{1/3} = ((1.0^2 / (0.91^2 * 9.81))^{1/3} = 0.49\ m \quad (12)$$

$$A_c = 0.45\ m^2 \quad V_c = 2.19\ m/s$$

$$h_{v_c} = 0.24\ m \quad R_c = 0.24\ m$$

Para n de MANNING = 0.010

$$S_c = ((2.19 \times 0.010) / 0.24^{2/3})^2 = 0.0033 \quad (13)$$

$$E_c = 0.49 + 0.24 = 0.73\ m$$

Las pérdidas en la transición de entrada son:

1. Una pérdida de convergencia, la cual es asumida como 0.2 veces El cambio en la carga de velocidad entre el comienzo y el fin de la transición.
2. Una pérdida por fricción igual a la pendiente promedio de fricción multiplicada por la longitud de la transición.

1.5.2 Pérdidas en la entrada

Las pérdidas por convergencia son:

$$0.2 \times (0.24 - 0.01) = 0.05\ m$$

Con una transición de $3.05\ m$ de longitud la pérdida por fricción será:

$$[(0.00035 + 0.0033) / 2] * 3.05 = 0.006\ m$$

Para balancear la energía en el canal aguas arriba, en el fondo de la entrada en el punto 2, tiene que ser:

$$1\ 129.47 - E_c - \text{pérdidas en la transición}$$

ó

$$1\ 129.47 - 0.73 - 0.05 - 0.01 = 1128.67\ m$$

Una elevación de $1128.67\ m$ en el punto 2 proveerá un control para el flujo hacia La sección inclinada de la rápida.

Determinar el máximo ángulo de deflexión de los muros laterales de la entrada. De la ecuación (1)

$$\text{Cotang } \alpha = 3.375 F \quad (14)$$

$$F = V / ((1 - K) g \cdot \text{dcos } \Theta)^{1/2} \quad (15)$$

$$K = 0, \text{ cos } \Theta = 0.99984 \quad (16)$$

$$F_1 = 0.74 / (9.81 \times 0.73 \times 0.99984)^{1/2} = 0.276 \quad (17)$$

$$F_2 = 2.19 / (9.81 \times 0.49 \times 0.99984)^{1/2} = 1.00 \quad (18)$$

El valor medio de F = 0.64

$$\text{Cotang } \alpha = 3.375 \times 0.64 \rightarrow \alpha = 25^\circ \quad (19)$$

Con una transición de 3.05 m de longitud se tendrá un ángulo de deflexión de 8.5°, lo cual indica que no se producirán ondas en la entrada.

1.5.3 Determinación del flujo en la sección de la rápida

El flujo en El punto 2 es flujo crítico. Las características de flujo en La sección de la rápida son calculadas usando la ecuación de BERNOUILLI (6) para balancear los niveles de la energía en varios puntos de la sección de la rápida. El flujo uniforme tiene un tirante de 0.15 a (0.5ps) con una pendiente de 0.08163, este tirante será alcanzado en el punto 3, es decir 51.82 m (170 ps) del punto 2.

La energía en El punto 2 será:

$$E_2 = d_1 + hv_1 + z$$

$$Z = s \times L = 0.08163 \times 51.82 = 4.23 \text{ m}$$

$$E = 0.49 + 0.24 + 4.23 = 4.96 \text{ m}$$

La energía en el punto 3 será:

$$E_3 = d_2 + hv_2 + hf$$

h_f = Pérdida por fricción en El tramo considerado = La pendiente media de fricción Del tramo, multiplicado por La longitud $L = S_o \times L$;

$d_3 = 0.15 \text{ m (0.50 ps)}$

$A_3 = 0.14 \text{ m}^2 \text{ (1.50 ps}^3)$

$V_3 = 7.11 \text{ m/seg (23.33 ps/seg)}$

$h_{v3} = 2.58 \text{ m (8.45 ps)}$

$S_3 = 0.08163$

$S_o = (0.08163 + 0.0033) / 2 = 0.0425$

$h_f = 0.0425 \times 51.82 = 2.20 \text{ m (0.0425} \times 170 = 7.23 \text{ ps)}$

$E_3 = 0.15 + 2.58 + 2.20 = 4.93 \text{ m (0.50} + 8.45 + 7.23 = 16.18 \text{ ps)}$

E3 balancea E2 para propósitos prácticos

El flujo entre el punto 3 y El punto 4 es flujo uniforme, con la pérdida de elevación Z igual a la pérdida de fricción, h_f en el tramo considerado.

1.5.4 El flujo entre los puntos 4 y 6

El tirante normal con una pendiente de 0.10510 es 0.15 m (0.48 p3). Este tirante es alcanzado en el punto 5 y los niveles de energía en los puntos 4 y 5 balancean. Entre los puntos 5 y 6 el flujo es uniforme con un tirante de 0.15 m (0.48ps).

1.5.5 El flujo entre los puntos 6 y 8

Un tirante de 0.18 m (0.60 os) es alcanzado en el punto 7 y el flujo entre los puntos 7 y 8 es flujo uniforme, con un tirante de 0.18 m (0.60 os). Para los tirantes de agua que ocurrirán en este tramo inclinado de La rápida, una altura mínima de los muros laterales de 0.61 m (24"), proveerá El requerimiento de 0.31 m (12") de borde libre.

1.5.6 Diseño de la trayectoria

Las características de flujo en la trayectoria y la sección de pendiente empinada son calculadas de la misma manera, como aquellas presentadas para la sección de la rápida.

Use una transición de 7.62 m de longitud para incrementar el ancho del fondo de 0.91 a 1.52 m. Las características de flujo al comienzo de la transición, o sea el **punto 8**, son:

$d_8 = 0.18 \text{ m}$

$A_8 = 0.17 \text{ m}^2$

$V_8 = 5.93 \text{ m/s}$

$h_{v_8} = 1.79 \text{ m}$

$R_8 = 0.13 \text{ m}$

$S_8 = 0.05241$

Al comienzo de la trayectoria, o sea el **punto 9**, las características de flujo son:

$$\begin{aligned} d_9 &= 0.13 \text{ m} & A_9 &= 0.17 \text{ m}^2 \\ V_9 &= 2.94 \text{ m/s} & h_{v_9} &= 1.82 \text{ m} \\ R_9 &= 0.11 \text{ m} & S_9 &= 0.0683 \end{aligned}$$

Haga la trayectoria de 3.66 m de longitud. Las coordenadas de puntos de La trayectoria son calculadas con La ecuación (8)

X(m)	Y(m)
0.91	0.10
1.83	0.30
2.74	0.60
3.66	1.01

En la parte baja de la transición y la trayectoria, o sea en el **punto 10**, las características del flujo serán:

$$\begin{aligned} d_{10} &= 0.09 \text{ m} & A_{10} &= 0.14 \text{ m}^2 \\ V_{10} &= 7.11 \text{ m/s} \\ R_{10} &= 0.08 \text{ m} & S_{10} &= 0.14107 \end{aligned}$$

El ángulo Máximo de deflexión en los muros laterales de la transición, es determinada con la ecuación (1)

F en El **punto 8** con $K = 0.0$

$$F_8 = 5.93 / (9.81 \times 0.18 \times 0.99963)^{1/2} = 4.46 \quad (20)$$

F_{10} en El punto 10, con El valor de K determinado en La ecuación (4):

$$K_{10} = (0.50 - 0.052) \times 2 \times 1.83 \times 0.999^2 / 3.66 = 0.45 \quad (21)$$

$$F_{10} = 7.11 / ((1 - 0.45) \times 9.81 \times 0.09 \times 0.89441)^{1/2} = 10.78$$

$$F_a = (4.46 + 10.78) / 2 = 7.62$$

$$\text{Cotang } \alpha = 3.375 \times 7.62 = 25.7 \rightarrow \alpha = 2^\circ 15'$$

El ángulo de deflexión con una transición de 7.62 m de longitud será:

$$\text{tg } \alpha = 1/25 = 0.04 \rightarrow \alpha = 2^\circ 15'$$

El ángulo de deflexión en el muro lateral de la transición será satisfactorio.

1.5.7 Diseño de la poza disipadora

Tiene que ser asumida una elevación para el fondo de la poza disipadora, antes de las características de flujo al final de la sección de pendiente empinada puede ser calculada. Asuma que esta elevación sea 1110.10 m. Balanceando las energías en el fin de la trayectoria (el punto 10) y el final de la sección con pendiente empinada (el punto 11) resulta con las siguientes características de flujo al final de la sección con pendiente empinada, es decir, inmediatamente aguas arriba del salto hidráulico.

$$\begin{aligned} d_{11} &= 0.08 \text{ m} & A_{11} &= 0.12 \text{ m}^2 \\ V_{11} &= 8.21 \text{ m/s} & h_{v11} &= 3.43 \text{ m} \end{aligned}$$

El número de FROUDE en este punto:

$$F = 8.2 / (9.81 \times 0.08)^{1/2} = 9.3$$

Resulta que el número de FROUDE está dentro del rango en el cual una poza disipadora puede operar efectivamente. El tirante aguas abajo del salto hidráulico d_2 es calculado de la ecuación (9)

$$d_2 = -0.08/2 + \left(\frac{2 \times 8.21^2 \times 0.08}{9.81} + \frac{(0.08^2)}{4} \right)^{1/2} = 1.01 \text{ m} \quad (27)$$

Las características del flujo aguas abajo son:

$$\begin{aligned} A_2 &= 1.53 \text{ m}^2 & V_2 &= 0.65 \text{ m/s} \\ H_2 &= 0.02 \text{ m} & E_2 &= 1.00 + 0.02 = 1.02 \text{ m} \end{aligned}$$

La elevación del nivel de energía aguas abajo del salto hidráulico:

$$1110.10 + 1.02 = 1111.12 \text{ m}$$

Este nivel de energía tiene que ser igualado por la energía en el canal aguas abajo Del salto, con el **n** de MANNING para El canal mismo, reducido 20 %.

La energía aguas abajo de La estructura:

Q = 1.0 m³ /s	n = 0.025 x 0.80 = 0.020
b = 1.83 m	d = 0.66 m
A = 1.85 m²	V = 0.53 m/s
h = 0.02 m	E = 0.66 + 0.02 = 0.68 m

La elevación mínima del fondo del canal requerido para balancear la energía aguas del salto es:

$$1,111.12 - 0.68 = 1,110.44 \text{ m}$$

La elevación del fondo mostrada en la figura 10 es 1,110.61m. Las energías se balancean, y por tanto la elevación asumida para el piso de la poza disipadora es satisfactoria. Generalmente varias pruebas, con diferentes elevaciones asumidas para el piso de la poza, o con diferentes anchos de la poza tienen que hacerse antes que se obtenga la igualdad requerida de los niveles de energía.

La longitud de la poza disipadora debería ser aproximadamente cuatro veces el tirante d_2 ó $4 \times 1.00 = 4.00$ m. Este borde libre debería hallarse mas alto que el nivel máximo de aguas debajo de la poza. Diseñe los muros con una altura de 1.83 m. Los bloques de la rápida y la poza disipadora son dimensionados como se ha mostrado en la figura 1.

1.5.8 Diseño de la transición de salida

Cuando es requerida, es usada una transición de salida de concreto para “llevar” El flujo desde la poza disipadora hasta el canal aguas abajo. En este ejemplo de diseño no es usada una transición de salida. Un umbral final es previsto al termino de la poza disipadora y la elevación de la cima del umbral es determinado para proveer tirante de aguas abajo para el salto hidráulico. La energía crítica al final de la poza disipadora es:

$$d_c = 0.37 \text{ m}; \quad hv_c = 0.15 \text{ m}; \quad E_c = 0.53 \text{ m}$$

La Altura mínima del umbral, requerida para proveer un control para el flujo aguas abajo, iguala la energía aguas abajo del salto hidráulico, E_2 , menos la energía crítica en el final de la poza, E_c , o sea:



$$1.02 - 0.53 = 0.49 \text{ m}$$

Una altura del umbral de 0.51 es usado en el ejemplo del diseño.





10. DISEÑO DE BOCATOMAS DE MONTAÑA

3. BOCATOMAS EN RÍOS DE MONTAÑA

3.1 Consideraciones importantes

De acuerdo a lo establecido por el Bureau of Reclamation (USBR), y por las prácticas usuales de ingeniería en proyectos similares, se recomienda los siguientes criterios:

- El caudal adoptado corresponderá a una avenida máxima entre 50 y 100 años, para condiciones de operación extrema.
- Determinación del caudal de captación de acuerdo a los requerimientos, pudiendo ser una o más ventanas.
- Para atenuar el ingreso de sólidos de fondo, se puede incluir un canal de limpia gruesa o desrripiador, ubicado frente a las ventanas de captación. Completando la limpia un conducto de purga ubicado antes de las compuertas de regulación, el caudal descargará a la poza del barrage móvil.
- La operación de captación del caudal de diseño, tendrá en cuenta que lo podrá efectuar en época de estiaje, manteniendo cerradas las compuertas del barrage móvil y durante el periodo de avenidas con la compuerta parcial o completamente abiertas.
- El diseño de la estructura vertedora a proyectarse en el cauce del río, deberá permitir el paso de la avenida máxima de diseño, mediante la acción combinada entre el barrage fijo y el móvil, cuyo salto hidráulico deberá estar contenido dentro de los muros de encauzamiento y poza disipadora. Aguas abajo se deberá contemplar una protección de enrocado.

3.2 Tomas Convencionales

Los ríos de montaña tienen caudales relativamente pequeños, gradientes relativamente grandes y corren por valles no muy amplios. En crecientes llevan cantidades apreciables de material sólido.

Tal como lo muestra la figura N° 5-1 las tomas comunes no convencionales se componen de los siguientes elementos principales:

1. Un dique que cierra el cauce del río y obliga a que toda el agua que se encuentra por debajo de la cota de su creta entre a la conducción.

En tiempo de creciente e exceso de agua pasa por encima de este dique o sea que funciona como vertedero. Este tipo de dique vertedero se llama azud. Para evitar que en creciente ente excesiva agua a la conducción, entre esta y la toma se dejan estructuras de regulación. Una de estas es la compuerta de admisión que permite interrumpir totalmente el servicio para el caso de reparación o inspección.

2. Una reja de entrada que impide que pase hacia la conducción material sólido flotante demasiado grueso. Para esto el umbral de la reja se pone a cierta altura sobre el fondo del río y la separación entre barrotes normalmente no pasa de 20 cm. En vista de que a pesar de esto, parte del material sólido alcanza a pasar, al otro lado de la reja se deja una cámara llamada desrripiador para detenerlo. El desrripiador debe tener una compuerta hacia el río a través de la cual periódicamente se lava el material acumulado en el fondo.

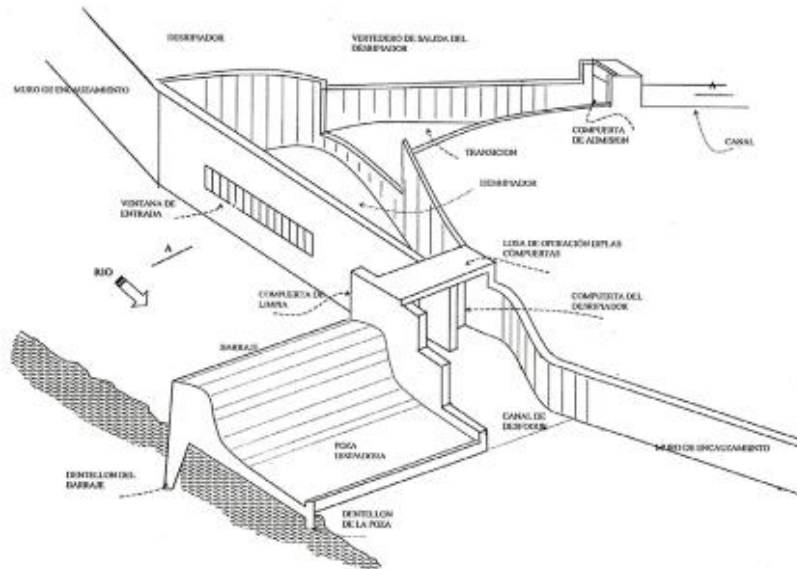


FIGURA 5-1

3. Una transición de entrada al canal. Se desea que la mayor parte del material grueso que llega a desrripiador se deposite dentro de éste y no pase al canal.

Por este motivo la conexión del desrripiador se hace generalmente por medio de un vertedero cuyo ancho es bastante mayor que el del canal que sigue. Para evitar que haya pérdidas grandes de energía entre la salida del desrripiador y el canal las dos estructuras se conectan por medio de una transición.

4. Un zampeado y un colchón de aguas al pie del azud. El agua erosiona el cauce y puede socavar las obras causando su destrucción. El zampeado o el colchón sirven para disipar la energía de manera que el agua pase al cauce no revestido con velocidades lo suficientemente bajas para no producir erosiones.

El agua filtra por debajo del azud ejerce una subpresión en el zampeado que podría romperlo. Para disminuir un poco esta subpresión como también para anclar mejor el azud,

se construye aguas arriba un dentellón y debajo del zampeado muchas veces se dejan drenes con sus respectivos filtros.

5. Una compuerta de purga que reubica en un extremo del azud, al lado de la reja de entrada. Generalmente el río trae en creciente una gran cantidad de piedras que se acumulan aguas arriba del azud pudiendo llegar a tapar la reja de entrada con lo cual el caudal de captación se reduce considerablemente o puede ser totalmente interrumpido. La función de la compuerta es eliminar este material grueso. Por lo general la eficiencia de la compuerta de purga es pequeña pero por lo menos se consigue mantener limpio el cauce frente a la rejilla.

La compuerta se abre en las crecientes, cuando sobra agua, y por lo tanto cumple una función adicional de aliviar el trabajo del azud y hasta cierto grado, regular el caudal captado.

6. Escala de peces. Esta es una obra que frecuentemente se omite a pesar de tener mucha importancia en algunos ríos.

La presa representa un obstáculo al paso de los peces y es conveniente tomar medida para rehabilitarlo.

Por lo general los pasos para los peces son pequeños depósitos escalonados que se construyen a un lado del azud. El agua baja de un escalón a otro con poca velocidad a través de escotaduras que sirven al mismo tiempo para que por ellas puedan saltar los peces. Todas las aristas deben ser redondeadas. Las dimensiones y otras características se tratan en obras especializadas.

3.3 Ubicación y forma de construcción de la toma

La forma de utilización del agua es generalmente conocida de antemano es decir está ubicado el sitio apropiado para producir energía eléctrica por medio de una calda, o para la planta de tratamiento que abastecerá de agua a una población o para la iniciación de la zona de riego. A este punto de cota conocida debe llegar, la línea de conducción (canal o túnel) conveniente y el trazado se establece a base de consideraciones económicas, después de un recorrido de reconocimiento previo. En otras palabras teniendo esta línea de gradiente preliminar se puede encontrar su intersección con el río y establecer aproximadamente el sitio de las obras de toma. La ubicación exacta puede estar desplazada en algunos cientos de metros, por lo general hacia aguas arriba, y se determina en función de las condiciones geológicas y topográficas del sitio.

Así por ejemplo, para disminuir la entrada de los sedimentos es conveniente situar las obras de toma en la orilla cóncava de un río. Por lo general de este lado existe un barranco y la playa se encuentra en el lado convexo, y es necesario disponer de un terreno relativamente plano para situar el desripador y la transición. Por este motivo muchas veces el sitio se desplaza hacia aguas abajo ubicándolo donde termina la concavidad y comienza la parte

convexa. Se debe indicar también que la obstrucción del cauce producida por el azud altera substancialmente las condiciones de flujo y por lo tanto la condiciones del transporte de sedimentos.

Es importante también tomar en cuenta el aspecto constructivo. Si bien las obras deben ser contraídas durante la época de estiaje, de todos modos el agua que viene por el río es un estorbo y debe ser desviado. Esto se hace por medio e ataguías o sea diques provisionales. El agua se desvía hacia el un lado del cauce mientras se construye en el otro. Normalmente se construye primero en la orilla protegida por las ataguías las obras de compuerta de purga, desrripiador, transición y compuerta de entrada. Una vez realizado este trabajo, el río se desvía hacia estas obras, llevando el agua por la compuerta de salida del desrripiador o si es posible por el canal hasta el primer aliviadero y cerrando el cauce con una atagula, se construyen el azud, el zampeado y los muros de ala de la otra orilla.

La ataguías se construyen en una forma lo suficientemente hermética para que no filtre agua en cantidad excesiva que no pueda ser eliminada mediante bombas y que no cauce perjuicios a los trabajos de hormigón. Las dimensiones en el interior de las ataguías deben ser lo suficientemente amplias para permitir la realización cómoda de la obra y su inspección una vez terminada.

La ataguiá se construye con el material que se encuentra en el cauce y en las orillas colocadas en tal forma que los espacios que dejan las piedras grandes sean rellenos por piedras pequeñas. Las piedras de mayor tamaño se colocan del lado de los taludes y las mas pequeñas en el centro de la ataguiá. Las piedras que queda del lado del talud inferior, no deben tener dimensiones menores de 60 cm. Para impermeabilizar la ataguiá, su talud superior es revestido con una capa compuesta de tierra con chambas o fajinas.

Una vez que han servido a su propósito, todas las obra temporales de desvío son removidas de manera que no estorben el funcionamiento normal de la toma.

Las facilidades existentes para la construcción son un criterio importante para la ubicación de las obras de toma.

3.4 Reja de entrada

El agua se capta por medio de un orificio que se encuentra en una de las orillas. Este orificio está provisto de barrotes verticales que impiden la entrada del material flotante y de piedras mayores del espacio entre los mismos. El orificio está dentro de un muro que separa el desrripiador del río y aguas abajo se prolonga a conectarse con la compuerta de purga. El umbral del orificio debe estar a una altura no menor de 0.60 – 0.80 cm del fondo. El dintel es generalmente de hormigón armado y debe llegar hasta una altura superior a la de la mayor creciente. Los barrotes deben ser lo suficientemente fuertes para resistir el impacto de troncos y otro material flotante grueso que ocasionalmente es traído por las creciente. Por

esto los barrotes se hacen de rieles o de hormigón armado con un ancho no menor de 10 cm. Los barrotes deben estar al ras o sobresalir un poco de la cara del muro para facilitar su limpieza del material flotante que a veces tiende a tapar la reja.

La reja debe estar a una cierta distancia aguas arriba del azud a fin de que durante la construcción quede espacio suficiente para una ataguía.

En estiaje, el vano de la reja funciona como vertedero. La carga necesaria para el vertedero viene el remanso producido por el azud. El vertedero trabaja sumergido con un desnivel muy pequeño entre las dos superficies de agua. El dintel que sostiene los barrotes está a una altura muy pequeña sobre la superficie del agua. Generalmente está a la misma cota que la cresta del azud a pocos centímetros menos, de manera que en creciente, cuando los niveles de agua suben, queda sumergido y la reja pasa a trabajar como orificio contribuyendo así a la regulación del caudal que entra al canal.

Al mismo tiempo, durante las crecientes, cuando baja por el río la mayor parte del material flotante, éste pasa por el azud casi sin entrar por la reja que queda sumergida.

El dintel que sostiene a los barrotes en su parte superior es una viga de hormigón armado que debe soportar, a más de su peso propio, el empuje horizontal del agua en creciente. Este dintel se apoya solamente en sus extremos, o, si es muy largo se construyen contrafuertes intermedios que dividen a la reja en varios tramos. Es decir que mientras más baja y más ancha es la reja, más costoso resulta este dintel.

Por otro lado, la altura del azud debe ser igual a la suma de la altura del umbral desde el fondo del cauce más la altura de los barrotes. O sea, mientras más corta y más alta es la reja, más alto también y más costoso resulta el azud.

Por lo tanto el orificio formado por la reja puede tener distintas relaciones entre el ancho y el alto para el mismo caudal y la selección se hace a base de consideraciones económicas.

El muro en el cual se ubica la reja, por lo general se ubica perpendicular a la dirección del azud, o sea paralelo a la dirección del río. Sin embargo es conveniente darle una inclinación respecto a la dirección del río, tanto para acortar la longitud necesaria para llegar a terreno alto como para mejorar las condiciones hidráulicas.

De acuerdo a Kieselev (Bibl. 8-4) si llamamos V_r a la velocidad media en el río y V_e la velocidad de entrada al canal, el ángulo α entre la dirección del canal y el río debe ser igual a:

$$\alpha = \arccos (V_r / V_e)$$

La velocidad en el río es variable y se debe escoger la que corresponde al caudal medio anual. Se recomienda que para facilitar la limpieza de los sedimentos, el plano de la reja no tenga un ángulo superior a 20° con la dirección del canal de limpieza.

ANEXO N° 09: PLANOS