

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO DE UNA OBRA DE CAPTACIÓN; EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE
MEJORA DE LAS OBRAS DE CONDUCCIÓN PARA FINES DE RIEGO EN EL
CENTRO POBLADO DE HORNILLOS, EN EL DISTRITO DE COLQUIOC, EN LA
PROVINCIA DE BOLOGNESI, EN EL DEPARTAMENTO DE ANCASH.**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTORES:

Cesar Neerlin Yaco Siancas

Philips Raul Carrion Aranda

ASESOR:

Manuel Enrique García Naranjo Bustos

Lima, octubre, 2024

Informe de Similitud

Yo, Manuel Enrique García Naranjo Bustos, docente de la carrera de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis titulada:

DISEÑO DE UNA OBRA DE CAPTACIÓN; EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE MEJORA DE LAS OBRAS DE CONDUCCIÓN PARA FINES DE RIEGO EN EL CENTRO POBLADO DE HORNILLOS, EN EL DISTRITO DE COLQUIOC, EN LA PROVINCIA DE BOLOGNESI, EN EL DEPARTAMENTO DE ANCASH,

De los autores:

CÉSAR NEERLIN YACO SIANCAS y PHILIPS RAUL CARRION ARANDA

Dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 12 %. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 12 de Octubre de 2024.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima, 12 de octubre de 2024

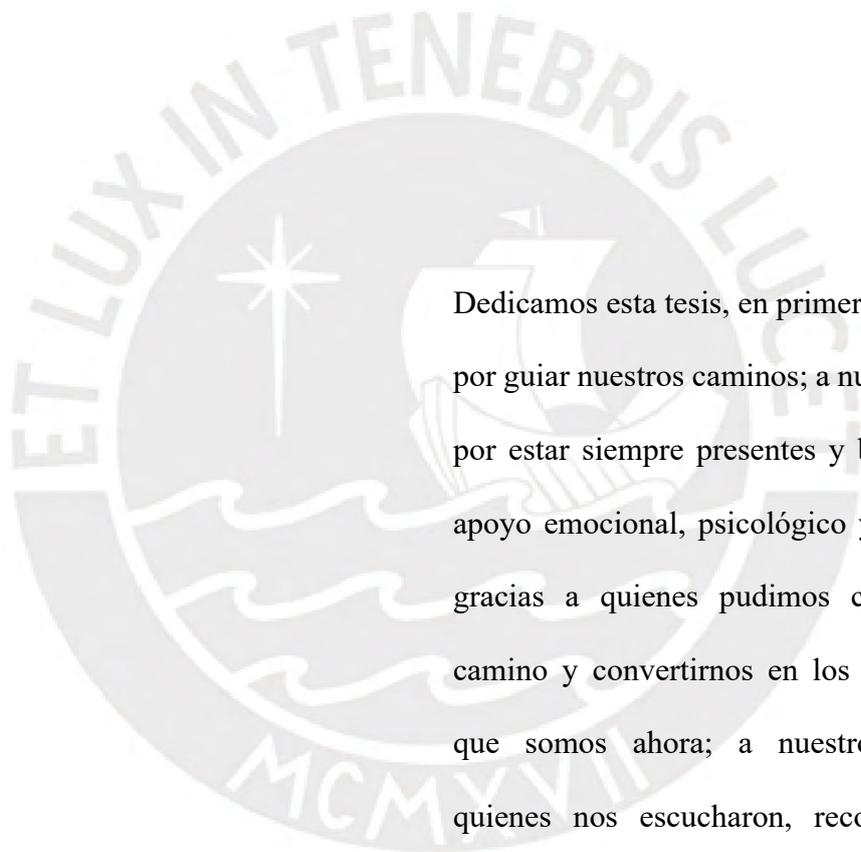
Apellidos y nombres del asesor: <u>Manuel Enrique García Naranjo Bustos</u>	
DNI: 07832748	 Firma
ORCID: 0000-0003-1213-6987	

Resumen

Hornillos está constituido por aproximadamente 1000 habitantes y cuenta con una junta de regantes de 35 personas quienes en conjunto tienen un total de 62 hectáreas de terreno dedicados para la siembra; sin embargo, no cuentan con un adecuado sistema de captación y conducción de agua, por lo que la producción anual se ve afectada principalmente en los meses de estiaje. Por ello, se plantea como solución el diseño de una obra de captación de agua y la mejora del sistema de conducción de agua para riego, con la finalidad de disminuir las pérdidas de agua en la conducción y aumentar la oferta de agua para así tener una mayor área de cultivo.

Para esto, se necesita realizar una evaluación diagnóstica para conocer la demanda de agua de la población y estudios de ingeniería que ayudarán a realizar el diseño a nivel de detalle de la obra de captación, además de evaluar el sistema de conducción existente para así plantear mejoras a los problemas de los canales. Para ello, se realizó la recolección de datos de diferentes entidades gubernamentales y mediante trabajos de campo, con la finalidad de conocer la demanda y oferta de agua de Hornillos, mediante los softwares: Cropwat, HEC – HMS, Arcgis, Hydroesta, Google Earth y hojas de cálculo. Todos los cálculos y metodologías usados, se basaron en lo descrito por: Lutz Schols, Penman Monteith – FAO, S.C.S, normativas del ANA, el MIDAGRI y el MTC. Con los resultados obtenidos se pudo realizar el diseño de la toma tirolesa y las mejoras del canal, esto mediante la metodología descrita por la PRONAR y Krochin.

Finalmente se puede concluir que, con un adecuado sistema de captación de agua (toma tirolesa) y un eficiente sistema de conducción satisface a las 62 Ha de cultivo, que demandan de 0.44 m³/s contra la oferta de 1.13 m³/s agua, además se puede aumentar el área de cultivo de la manzana hasta 140 Ha en los meses de lluvia, lo que repercute de manera positiva a las actividades económicas del centro poblado de Hornillos.



Dedicamos esta tesis, en primer lugar, a Dios por guiar nuestros caminos; a nuestros padres por estar siempre presentes y brindarnos su apoyo emocional, psicológico y económico, gracias a quienes pudimos culminar este camino y convertirnos en los profesionales que somos ahora; a nuestros hermanos quienes nos escucharon, recomendaron y ayudaron a superar esta etapa de nuestras vidas; por último y no menos importante a nuestro asesor quién fue un soporte académico para poder culminar la presente tesis.

ÍNDICE

1	Capítulo 1: Generalidades	1
1.1	Introducción	1
1.2	Definición	1
1.2.1	Definición de toma	1
1.2.2	Definición de sistemas de conducción	2
1.3	Descripción del problema	2
1.4	Objetivos	3
1.4.1	Objetivo general	3
1.4.2	Objetivos específicos	3
1.5	Justificación	4
1.6	Metodología	4
2	Capítulo 2: Marco teórico	7
2.1	Teoría de cuenca	7
2.1.1	Divisorias	8
2.1.2	Área de drenaje	9
2.1.3	Perímetro de la cuenca.	9
2.1.4	Longitud del río principal.	9
2.1.5	Forma de la cuenca.	9
2.1.6	Factor de forma.	10
2.1.7	Factor de compacidad	10
2.1.8	Orden de las corrientes de la cuenca	11
2.1.9	Densidad de drenaje	11
2.2	Precipitación	12
2.3	Escorrentía y avenida de diseño.	12
2.3.1	Escorrentía	12
2.3.2	Avenida de diseño	13
2.3.2.1	Método de Creager.	14
2.3.2.2	Método racional modificado de Temez.	16
2.3.2.3	Método S.C.S.	21
2.4	Evapotranspiración	23
2.4.1	Cálculo de Evapotranspiración.	23
2.5	Balance hídrico	28
2.6	Criterios de cálculo de oferta y demanda de agua	29
2.6.1	Criterios de cálculo de demanda para riego.	29

2.6.2 Criterios de cálculo de oferta.	30
2.6.2.1 Ecuación de balance hídrico.	30
2.6.2.2 Coeficiente de escurrimiento.	31
2.6.2.3 Precipitación efectiva.	31
2.6.2.4 Retención de cuenca.	32
2.6.2.5 Relación entre descarga y retención.	33
2.6.2.6 Coeficiente de agotamiento.	33
2.6.2.7 Almacenamiento hídrico.	34
2.6.2.8 Restitución.	34
2.6.2.9 Gasto de la retención.	35
2.6.2.10 Abastecimiento de la retención	36
2.6.2.11 Determinación del caudal mensual para el año promedio.	36
2.6.2.12 Generación de caudales mensuales para periodos extendidos.	36
2.7 Criterios para la elección de la toma tirolesa.	37
2.7.1 Pendiente del río.	37
2.7.2 Tipo de material que transporta el río.	38
2.7.3 Curso del río.	38
2.8 Criterios de diseño hidráulico.	39
2.8.1 Diseño de muro de encauzamiento.	39
2.8.2 Criterios de diseño de toma.	41
2.8.2.1 Diseño de las rejillas	43
2.8.2.2 Diseño del canal colector.	47
2.8.2.3 Diseño de canal de purga.	49
2.8.2.4 Diseño de azud.	51
2.8.2.5 Diseño de poza o colchón disipador.	51
2.8.3 Dimensionamiento del desarenador.	54
2.8.3.1 Sistema de purga del desarenador.	58
2.8.4 Criterios de diseño de canales.	58
2 Capítulo 3: Estudios básicos de ingeniería	60
3.1. Topografía.	60
3.2. Estudio geotécnico	63
4. Capítulo 4: Análisis hidrológico	65
4.1. Análisis de demanda de agua	65
4.1.1. Cálculo de la evapotranspiración	65
4.1.2 Cédula de cultivo	68
4.1.3 Factor de cultivo (Kc)	68
4.1.4 Cálculo de la eficiencia de riego	69

4.1.5	Cálculo de precipitación efectiva	70
4.1.6	Cálculo de agua requerida para riego.	73
4.2	Análisis de oferta de agua	75
4.2.1	Características del río Fortaleza	75
4.2.2	Análisis de datos meteorológicos.	79
4.2.3	Caudales medios mensuales.	84
4.2.4	Caudal ecológico.	91
4.2.5	Disponibilidad hídrica.	91
4.2.6	Balance hídrico	91
4.2.7	Análisis de máximas avenidas.	93
5	Capítulo 5: Diseño de estructuras	103
5.1	Elección de obra de captación	103
5.2	Diseño de la toma seleccionada	105
5.2.1	Parámetros preliminares de diseño	105
5.2.2	Diseño de muro de encauzamiento	106
5.2.3	Diseño de obra de captación	108
5.2.3.1	Diseño de rejillas.	108
5.2.3.2	Diseño de canal colector.	110
5.2.3.3	Diseño de azud.	113
5.2.3.4	Diseño de canal de transición.	116
5.2.3.5	Diseño de canal de purga.	117
5.2.3.6	Diseño de poza disipadora.	118
5.2.3.7	Análisis del desarenador existente.	121
5.2.4	Análisis del sistema de conducción existente.	132
5.2.4.1	Análisis numérico del diseño del canal de conducción existente.	132
5.2.4.2	Estado del canal existente.	137
5.2.4.3	Fallas que perjudican la conducción del agua.	139
5.2.4.4	Recomendaciones para una adecuada conducción.	140
6	Capítulo 6: Elaboración de ficha técnica	142
6.1	Planos	142
6.2	Metrados	142
6.3	Costos y presupuesto.	142
6.4	Cronograma de ejecución de obra.	142
6.5	Cronograma de valorización de obra.	142
7	Capítulo 7: Conclusiones	143

Bibliografía

147

Anexos

151



INDICE DE FIGURAS

Figura 01. Diagrama de flujo de desarrollo de tesis.	06
Figura 02. Cuenca, subcuenca y microcuenca.	08
Figura 03. Divisorio de aguas.	08
Figura 04. Jerarquización del sistema de drenaje de una cuenca.	11
Figura 05. Mapa de regionalización de las avenidas del Perú.	15
Figura 06. Grupo de suelo.	20
Figura 07. Parte de una toma tirolesa.	42
Figura 08. Relación entre las dimensiones “a” y “b” de una rejilla.	44
Figura 09. Valores del coeficiente de contracción de la rejilla μ .	44
Figura 10. Vista de perfil de las rejillas.	45
Figura 11. Resalto hidráulico al pie del barraje.	52
Figura 12. Componente de un desarenador.	55
Figura 13. Imagen satelital del punto de captación de agua.	60
Figura 14. Imagen satelital del recorrido del canal existente.	61
Figura 15. Imagen del enrocado para desviar agua al canal Wich Wich en época de lluvias	61
Figura 16. Imagen del enrocado para desviar agua al canal Wich Wich en época de sequía.	62
Figura 17. Imagen de la calicata N° 1 ubicada a la proyección del lugar de la toma.	63
Figura 18. Imagen de la calicata N° 2 ubicada a la proyección de la entrada del encauzamiento.	64
Figura 19. Imagen de resultados de ETo por el método Penman-Monteith	67
Figura 20. Imagen de resultados de Pe por el método Formula FAO/AGLW.	71
Figura 21. Imagen de resultados de Pe por el método Formula Empírica.	72
Figura 22. Imagen de resultados de Pe por el método USDA S.C.	72
Figura 23. Requerimiento total mensual por cultivo (m ³ /s).	74
Figura 24. Delimitación de la cuenca hidrográfica Fortaleza.	76

Figura 25. Delimitación de la cuenca hidrográfica Fortaleza mediante el Software ArcGIS.	77
Figura 26. Curva hipsométrica.	78
Figura 27. Frecuencia de altitudes.	78
Figura 28. Precipitación mensual media vs máximos y mínimos valores de la estación Chamana.	82
Figura 29. Precipitación máxima 24h vs máximos y mínimos valores de la estación Mayorarca.	84
Figura 30. Caudales medios mensuales generados vs observados.	88
Figura 31. Caudales a diferentes persistencias.	90
Figura 32. Oferta vs Demanda.	92
Figura 33. Curva IDF para 50 años de tiempo de retorno.	95
Figura 34, 35 y 36. Datos de entrada del comando Basin Model Manager.	98
Figura 37, 38 y 39. Datos de entrada pluviográficos.	99
Figura 40, 41 y 42. Datos de entrada del comando Meteorologic Models.	100
Figura 43. Datos de salida del comando Control Specification.	100
Figura 44. Caudal máximo de la cuenca.	101
Figura 45. Caudales máximos obtenidos con los diferentes métodos.	101
Figura 46. Análisis granulométrico de la muestra 1.	104
Figura 47. Análisis granulométrico de la muestra 2.	104
Figura 48. Detalle de muro de encauzamiento.	108
Figura 49. Detalle de la rejilla de captación.	110
Figura 50. Detalle del canal colector.	113
Figura 51. Perfil del azud.	115
Figura 52. Detalle del azud.	116
Figura 53. Detalle del canal de transición.	116
Figura 54. Detalle de compuerta de desfogue del canal de purga.	118
Figura 55. Detalle del colchón disipador.	120

Figura 56. Planta de toma tirolesa.	120
Figura 57. Vista en planta del desarenador existente.	121
Figura 58. Corte A – A del desarenador existente.	121
Figura 59. Desarenador existente.	121
Figura 60. Gráfica de experiencia de Sellerio.	124
Figura 61. Gráfica de experiencia de Sudry.	124
Figura 62. Gráfica de coeficiente de arrastre de esfera.	126
Figura 63. Planta del desarenador propuesto.	130
Figura 64. Perfil del desarenador propuesto.	130
Figura 65. Corte del desarenador propuesto.	131
Figura 66. Compuerta de purga propuesta.	132
Figura 67. Secciones de canal existente.	135
Figura 68. Secciones de canal propuestas.	136
Figura 69. Vista de tirante y línea de energía	136
Figura 70 y 71. Juntas del canal wichu wichu.	137
Figura 72. Filtración de agua por malas juntas.	137
Figura 73. Rajaduras en el canal.	138
Figura 74. Rajaduras y canal roto.	138
Figura 75 y 76. Maleza cercana y falta de mantenimiento.	139
Figura 77 y 78. Detalle de resane y reinstalación de juntas.	141
Figura 79. Detalle de reconstrucción de talud de canal.	141

INDICE DE TABLAS

Tabla 01: Tiempo de retorno para diferentes tipos de proyectos.	14
Tabla 02: Parámetros de la ecuación para el cálculo de las avenidas.	15
Tabla 03: Umbral de escorrentía.	19
Tabla 04: Número de curva CN.	21
Tabla 05: Porcentaje de horas diurnas, P, en la ecuación de Blaney Criddle.	24
Tabla 06: Coeficientes de uso consuntivo mensual K para uso en la ecuación de Blaney - Criddle.	24
Tabla 07: Factores de corrección de ETP.	28
Tabla 08: Límites superiores para la precipitación efectiva.	32
Tabla 09: Coeficientes para el cálculo de la precipitación efectiva.	32
Tabla 10: Lámina de agua acumulada en los tres tipos de almacén hídrico.	34
Tabla 11: Almacenamiento hídrico durante la época de lluvias.	35
Tabla 12: Valores de k_c para valores de β menor a 26°	46
Tabla 13: Valores del coeficiente de decantación "a"	56
Tabla 14: Velocidad de sedimentación según diámetro de partículas	57
Tabla 15: Coeficientes de seguridad K	58
Tabla 16: Temperatura Máxima Mensual ($^\circ\text{C}$)	65
Tabla 17: Temperatura Mínima Mensual ($^\circ\text{C}$)	66
Tabla 18: Humedad Relativa Mensual (%)	66
Tabla 19: Velocidad Media del Viento Mensual (m/s)	66
Tabla 20: Horas de Sol Mensual diario (h)	66
Tabla 21: Valores mensuales de ETo (mm/día)	67
Tabla 22: Cédula de cultivo	68
Tabla 23: Valores de Kc mensuales manzana	69
Tabla 24: Valores de Kc mensuales palta	69

Tabla 25: Valores de eficiencia del sistema de riengo	70
Tabla 26: Precipitación Total Mensual (mm)	71
Tabla 27: Precipitación Efectiva Mensual (mm)	73
Tabla 28: Requerimiento de agua total mensual (m ³ /s)	74
Tabla 29: Características geomorfológicas de la cuenca Fortaleza	75
Tabla 30: Características geomorfológicas de la cuenca Fortaleza mediante el software ArcGIS	77
Tabla 31: Comparación de características de la cuenca fortaleza	79
Tabla 32: Precipitación acumulada estación Chamana	80
Tabla 33: Prueba de datos dudosos para precipitaciones mensuales medias de la estación Chamana	81
Tabla 34: Pmax 24 horas estación Mayorarca	82
Tabla 35: Prueba de datos dudosos para Pmax 24 horas - estación Mayorarca	83
Tabla 36: Coeficiente de escorrentía para la generación de caudales medios.	84
Tabla 37: Precipitación efectiva estimada para oferta de agua cuenca Mayorarca.	85
Tabla 38: Coeficiente de agotamiento.	86
Tabla 39: Gasto de la retención	86
Tabla 40: Abastecimiento de la retención	87
Tabla 41: Caudales generados para año promedio	87
Tabla 42: Extensión de caudales – Cuenca fortaleza.	89
Tabla 43: Caudales a diferentes persistencias.	90
Tabla 44: Caudal ecológico.	91
Tabla 45: Demanda y oferta de del recurso hídrico de la cuenca Fortaleza.	91
Tabla 46: Valores de avenidas máximas para la región 4 mediante el método de Creager.	93
Tabla 47: Resultados de las distribuciones recomendadas por el MTC.	94
Tabla 48: Precipitaciones máximas a distintos tiempos de retorno obtenidos mediante la distribución Gumbel.	94

Tabla 49: Datos a usar para el cálculo del caudal máximo	95
Tabla 50: Tiempo de concentración	95
Tabla 51: Máxima precipitación diaria.	96
Tabla 52: Intensidad media diaria.	96
Tabla 53: Coeficiente de escorrentía.	96
Tabla 54: Coeficiente de uniformidad.	96
Tabla 55: Caudal de referencia.	96
Tabla 56: Datos de entrada para el software HEC – HMS	97
Tabla 57: Pendiente del río.	103
Tabla 58: Datos preliminares de diseño.	105
Tabla 59: Datos de entrada para cálculo de la profundidad de socavación.	103
Tabla 60: Borde libre en relación del Caudal	107
Tabla 61: Valores de “a”, “b” y coeficiente de rejilla	108
Tabla 62: Profundidad en el borde superior de la rejilla	109
Tabla 63: Valores iterativo para B y L	109
Tabla 64: Dimensiones de rejilla.	109
Tabla 65: Cálculo de los valores de la ecuación de Bernoulli para las diferentes secciones.	111
Tabla 66: Altura total de la línea de energía y cotas del canal.	112
Tabla 67: Datos para calcular la carga sobre el barraje.	114
Tabla 68: Datos para calcular el canal de purga.	117
Tabla 69: Valores de la longitud del colchón disipador mediante los diferentes métodos.	119
Tabla 70: Tabla resumen de dimensiones del colchón disipador.	119
Tabla 71: Datos del desarenador existente	122
Tabla 72: Datos de entrada para la verificación de la nave de decantación.	122
Tabla 73: Valor de “K” según la forma y naturaleza del grano	125
Tabla 74: Tabla de iteración de velocidad de sedimentación.	127

Tabla 75: Tabla de valores velocidad de sedimentación mediante diferentes métodos y velocidad promedio.	128
Tabla 76: Tabla comparativa de dimensiones de desarenador.	129
Tabla 77: Datos de entrada para análisis de sistema de purga de desarenador	129
Tabla 78: Resultados de análisis de sistema de purga y datos del desarenador replanteado	131
Tabla 79: Datos de entrada para verificar el tramo I del canal existente.	132
Tabla 80: Caudal que puede transportar el tramo I del canal.	133
Tabla 81: Datos de entrada para verificar el tramo II del canal existente.	133
Tabla 82: Caudal que puede transportar el tramo II del canal.	133
Tabla 83: Datos de entrada para verificar el tramo III del canal existente.	134
Tabla 84: Caudal que puede transportar el tramo III del canal.	134
Tabla 85: Comparación de caudal transportado por las secciones y el caudal de diseño.	134
Tabla 86: Comparación de caudal transportado por las secciones planteadas y el caudal de diseño.	135
Tabla 87: Tabla resumen de dimensiones de toma tirolesa.	145
Tabla 88: Tabla resumen de dimensiones de canal de purga/transición.	145
Tabla 89: Tabla resumen de dimensiones del muro de encauzamiento.	145

Capítulo 1: Generalidades

1.1 Introducción

El centro poblado de Hornillos está ubicado en el distrito de Colquioc, provincia de Bolognesi, departamento de Ancash y es alimentado por los ríos Purísima y Fortaleza. Tiene un clima cálido al encontrarse ubicado en una quebrada, lo que favorece a la siembra de palta y manzana. Además, se encuentra ubicado al lado del río Fortaleza por lo que aprovecha sus aguas para regar sus cultivos y para consumo humano.

El río Fortaleza forma parte de la vertiente del pacífico y se encuentra ubicada en la zona central del Perú, este río nace de la cordillera negra; además, pertenece a la cuenca del mismo nombre: Fortaleza, que tiene una superficie de 2340.51 km^2 . Según la ANA recorre 111 km hasta llegar al océano Pacífico y en su recorrido atraviesa las provincias de Bolognesi, Recuay y Ocros en el departamento de Ancash y la provincia de Barranca en el departamento de Lima. Tiene un régimen irregular y torrencioso y muestra variaciones claras en su volumen de descarga a lo largo del año por lo que presenta problemas de escasez de agua, especialmente entre los meses de septiembre y diciembre. Esto representa un problema para los habitantes de Hornillos cuya actividad económica principal es la agricultura.

1.2 Definición

1.2.1 Definición de toma

Una toma es una estructura hidráulica cuya función es extraer o captar agua desde un cuerpo de agua (río, canal, laguna, etc.). El diseño de obras de captación o tomas responde a la necesidad de las personas de aprovechar de mejor manera el agua de un río, sequia o algún canal sea natural o artificial y disponerlo para su uso sea agua potable, riego o generación de electricidad (Pronar, 2002). Las tomas aseguran el desvío del recurso hídrico captado aún en época de estiaje en la que los caudales son mínimos, deben de tener buen funcionamiento en

épocas de crecida y proporcionar la seguridad de las personas y estructuras existentes. Normalmente, se construyen desarenadores a la par de las obras de captación, estos son estructuras hidráulicas diseñadas para retener las partículas que transportan los ríos con la finalidad de evitar que ingresen al canal de aducción/conducción.

1.2.2 Definición de sistemas de conducción

Los canales de conducción son estructuras hidráulicas, por los cuales transcurre el agua captada de manera adecuada, entre estos se encuentran los canales abiertos que pueden ser: erosionables y no erosionables (Rocha, 2017). Para las actividades agrícolas es recomendable el uso de los canales revestidos, no erosionables, con la finalidad de reducir la pérdida de agua por infiltración. Además, se debe utilizar un sello de calidad (water stop) y realizar la correcta dosificación de la mezcla de concreto para evitar posibles filtraciones del agua.

1.3 Descripción del problema

Hornillos está constituido por aproximadamente 1000 habitantes y cuenta con una junta de regantes de 35 personas quienes en conjunto tienen un total de 62 hectáreas de terreno dedicados para la siembra. Cuentan con un sistema rústico de captación que consiste en un enrocado para poder desviar el agua en dos puntos que sirven para la zona alta y baja de la localidad. Los usuarios presentan problemas durante los meses de septiembre y diciembre, debido a que son los meses de estiaje del río Fortaleza lo que causa que en el segundo punto de captación que se encuentra aguas abajo, el agua se seque por completo.

Ello origina que la producción anual de Hornillos se vea afectada, ya que los pobladores no logran abastecerse con la cantidad suficiente de agua. A esta problemática se suma el hecho de no existir estructuras hidráulicas suficientes y eficientes que puedan optimizar el uso del recurso hídrico como: canales, obras de captación, etc. lo cual genera una gran cantidad de pérdida de agua, intensificando la escasez de este recurso.

Por ello, se plantea como solución realizar el diseño de una obra de captación de agua en el río fortaleza, el cual alimentará a los canales rústicos y revestidos existentes para el transporte de aguas hasta las diferentes zonas de sembrío; así mismo, se analizará los canales y el desarenador existente con la finalidad de incluir diferentes soluciones técnicas a la problemática del agua. El tipo de obra de captación se elegirá tomando en cuenta la topografía, el estudio de material del río, el estudio hidrológico e hidráulico y a las necesidades con las que la población cuenta. Además, se realizará el análisis de las pérdidas en la conducción de agua para poder reducirlas al mínimo.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

- Realizar el diseño a nivel de detalle de una obra de captación y efectuar la evaluación y propuesta de mejoramiento del sistema de conducción para optimizar el esquema de riego del centro poblado de Hornillos.

1.4.2 Objetivos específicos

- Realizar una evaluación diagnóstica para conocer los requerimientos de la población con respecto al recurso hídrico.
- Realizar estudios básicos de ingeniería necesarios como: topografía, hidrología e hidráulica.
- Diseñar a detalle la obra de captación y recomendar planteamientos técnicos para la mejora del sistema de conducción acompañando los planos requeridos.
- Elaborar el presupuesto y cronograma de ejecución.

1.5 Justificación

En la actualidad, la producción agrícola a nivel mundial presenta un déficit hídrico de manera continua y perenne. Esto se debe a los problemas medioambientales como la variación de las precipitaciones que son consecuencia del aumento de temperatura, además se estima que en unos años el uso del agua para la agricultura aumentará. Por ello, la optimización de los recursos hídricos representa una problemática latente en las poblaciones dedicadas a la agricultura.

Las estructuras hidráulicas planteadas permiten que la cantidad de agua con la que dispone una determinada sociedad se optimice al no perderse por condiciones ambientales. Además, que un buen sistema de captación y distribución hace referencia al diseño óptimo de la estructura y al mejoramiento de la administración del agua en la población, para esto el uso y mantenimiento de los sistemas no deben de ser complejos.

La carencia de un adecuado sistema de captación y conducción de agua en Hornillos hace que la gestión del agua sea ineficiente e insuficiente para abastecer el total de la producción anual. Por ende, la implementación de adecuadas estructuras hidráulicas, de captación y conducción beneficiará a los pobladores, ya que podrán aumentar la producción de los cultivos en dichos meses, debido a que las pérdidas de agua en la conducción y captación serán mínimas o nulas con el sistema que se plantea.

1.6 Metodología

En primer lugar, se realizará una evaluación diagnóstica del lugar con respecto a la hidrología, para ello, se realizará un estudio de demanda de agua; por lo que, es importante conocer datos meteorológicos que se obtendrán del SENAMHI y la ANA, además la cédula de cultivo y el tipo de cultivo en la zona; dichos parámetros nos permitirán estimar la demanda por medio del programa CROPWAT, el cual es un programa desarrollado por la ONU para la

Agricultura y la Alimentación (FAO) que se utiliza para calcular los requerimientos de agua de los cultivos, para evaluar el rendimiento de los cultivos y la demanda de agua en diversas condiciones agrícolas mediante modelos de balance hídrico. Seguidamente, se calculará el caudal de oferta para lo que seguirán los lineamientos del método Lutz Schoolz y finalmente se estimarán los caudales máximos con los métodos adecuados para la cuenca, cabe mencionar que para dichos puntos se utilizarán hojas de cálculos y los programas ArGis e Hidroesta.

Con respecto a los estudios básicos de ingeniería, se realizará un levantamiento topográfico para determinar la pendiente, la forma del terreno, los perfiles y las dimensiones del lugar, dichos datos del levantamiento serán procesados en el software Civil 3D. Además, se realizarán estudios de suelo para determinar el material del lecho del río mediante ensayos de granulometría por tamizado y usarlo en el diseño. Cabe mencionar que los diferentes trabajos de campos mencionados serán realizados por los autores de la presente tesis.

Luego de obtener los resultados de los estudios de ingeniería y del análisis hidrológico, se procederá a seleccionar el tipo de toma y a su posterior diseño, para ello, se usarán hojas de cálculos. Por último, se evaluará los sistemas de conducción existentes en la zona, para poder estimar de qué orden son las pérdidas en la conducción y realizar un diagnóstico del problema, además se evaluará durante todo el sistema de conducción si existen juntas que no se encuentran bien desarrolladas, elementos que impiden el paso del agua como una especie de water stop y determinar si alguna junta tiene un elemento de permeabilidad. Al culminar los diseños de la toma y el canal se dibujarán los planos con el software AutoCAD, para poder determinar el presupuesto y el cronograma del proyecto.

En la figura 01 se muestra un diagrama de flujo del desarrollo de la presente tesis, la cual estará compuesta por una evaluación diagnóstica, el estudio hidrológico para que finalmente se proceda a procesar los datos recolectados en campo.

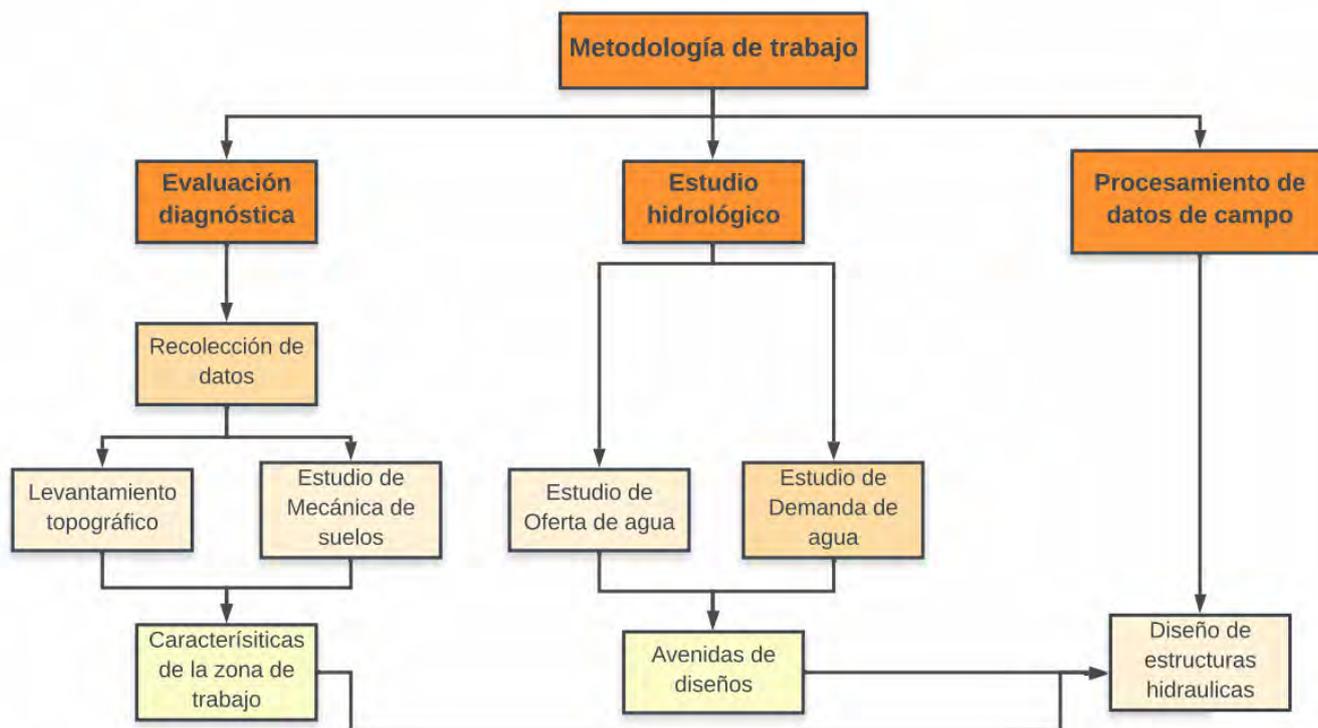


Figura 01. Diagrama de flujo de desarrollo de tesis

Tomado de Carrión Philips y Yaco César (fuente propia) (Perú), 2022

Capítulo 2: Marco teórico

En dicho capítulo, se definirán todos los conceptos y metodologías necesarias en el desarrollo del presente trabajo de investigación, desde conceptos básicos de teoría de cuenca hasta los diferentes métodos que permiten el cálculo de la parte ingenieril. Asimismo, definiremos el método más adecuado para el desarrollo del trabajo.

2.1 Teoría de cuenca

El término “cuenca” hace referencia a la extensión geográfica de una determinada zona donde el cuerpo de agua discurre hacia un solo punto, suelen existir ciertas confusiones con respecto a los términos de cuenca hidrográfica e hidrológica, por ello, definiremos dichos términos:

Cuenca hidrográfica. – Se refiere al área del terreno en el cual toda el agua precipitada drena a un único punto.

Cuenca hidrológica. - Se refiere a una unidad importante en la gestión que se lleva a cabo en una cuenca hidrográfica.

Las cuencas hidrográficas suelen estar formadas por un río principal que es alimentado por subcuencas y estas a su vez por microcuencas, tal como se muestra en la figura 02, también se alimentan de las precipitaciones a lo largo del año. Estos ríos finalmente desembocan en el Océano Pacífico, en el océano Atlántico o en el lago Titicaca y dependiendo de esto se encuentran ubicados en una de las tres vertientes que llevan los mismos nombres. Las cuencas se pueden dividir por su tamaño; por su ecosistema; por su objetivo; por su relieve y por la dirección de evacuación de las aguas.



Figura 02. Cuenca, subcuenca y microcuenca.

Tomado del Foro Peruano para el Agua - GWP Perú, por Dr. Juan Julio Ordoñez (Perú), 2011.

2.1.1 Divisorias

Las divisorias, también llamadas parteaguas o *divortium aquarum*, se definen como la línea imaginaria que delimita las aguas que escurren hacia diferentes cuencas hidrográficas. El agua que precipita a cada uno de los lados de la divisoria generalmente desemboca en ríos distintos. Existen dos tipos de divisorias: la primera es la divisoria superficial o topográfica y la segunda de aguas subterráneas o freática. Estas divisorias también separan los ecosistemas terrestres y acuáticos como se muestra en la figura 03.

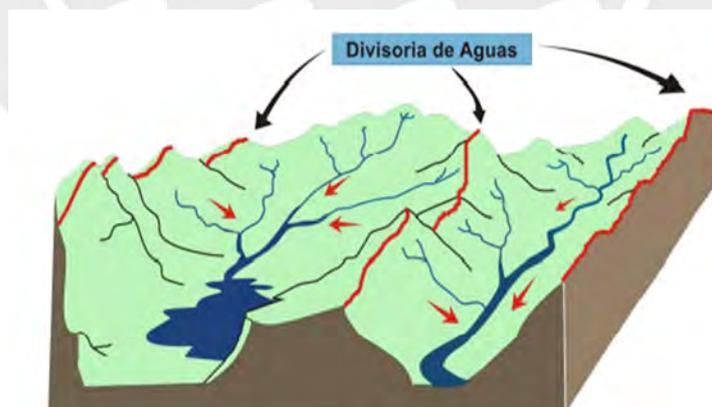


Figura 03. Divisorio de aguas.

Tomado del Foro Peruano para el Agua - GWP Perú, por Dr. Juan Julio Ordoñez (Perú), 2011.

Para trazar la divisoria superficial, se necesita de un plano topográfico con curvas de nivel, esta línea sigue la ruta de mayores altitudes entre dos cuencas. Además, se tiene que tomar en cuenta que las curvas de nivel son perpendiculares a las líneas de flujo, para que de

esta manera el agua escurrida se pueda descargar por un mismo punto que normalmente se denomina como punto de concentración.

2.1.2 Área de drenaje

El área de drenaje es la proyección horizontal de un sistema de drenaje de escorrentía proyectado de manera directa o indirecta al punto de concentración. Algunos autores señalan que es la propiedad física más importante de una cuenca, por la relación que guarda con la superficie de captación de aguas de lluvia, el perímetro de la cuenca, parámetros relativos a la red de drenaje, etc. Se suele expresar en hectáreas para cuencas pequeñas y en kilómetros cuadrados para cuencas de mayor superficie.

2.1.3 Perímetro de la cuenca.

Hace referencia a la longitud de las divisorias de la cuenca, este es un parámetro importante pues junto al área total brinda información sobre la cuenca. Además, influye en el tiempo que una gota de lluvia desde el punto más lejano demora en llegar al punto de evacuación.

2.1.4 Longitud del río principal.

Es la longitud total del río desde la cota más alta hasta el punto de concentración, este punto es donde drenan todas las fuentes de agua (afluentes y quebradas)

2.1.5 Forma de la cuenca.

Es la representación geométrica de una cuenca tal como se representa en un plano horizontal, además la forma repercute en la distribución de agua a lo largo del curso de descarga principal. Por ende, la forma de la cuenca influye en la representación del hidrograma resultante y es responsable de las máximas avenidas que se puedan dar en esta. Los parámetros que definen la forma de la cuenca son el coeficiente de compacidad que se representa por el símbolo " K_c " y por el coeficiente de forma que se representa por el símbolo " K_f ".

2.1.6 Factor de forma.

Este parámetro se estima como la división del ancho medio (B_m) de la cuenca entre la longitud del cauce principal. A su vez el ancho medio se puede calcular como el área entre la longitud del cauce principal, por lo que se obtiene la fórmula 1:

$$Kf = \frac{A}{L^2} \dots \dots (1)$$

Donde:

L: Longitud del cauce principal

A: Área de la cuenca

Kf: Factor de forma

El factor de forma, también, se podría expresar como una relación entre el mayor y menor lado del rectángulo equivalente; sin embargo, termina derivando en una ecuación similar a la fórmula 1. Este concepto permite reconocer las cuencas que están más sujetas a crecientes respecto a otras de la misma área.

2.1.7 Factor de compacidad

Al factor de compacidad se le conoce también como coeficiente de Gravelius y se representa mediante fórmula 2:

$$Kc = 0.282 * \frac{P}{\sqrt{A}} \dots \dots (2)$$

Donde:

P: Perímetro de la cuenca.

A: Área de la cuenca.

Kc: Factor de compacidad.

2.1.8 Orden de las corrientes de la cuenca

Su finalidad es poder ayudarnos a comprender la dificultad y el desarrollo del sistema de drenaje de una cuenca, es decir la manera en que se ramifican las corrientes de agua. El orden guarda relación con el caudal que se transporta y existen diversos tipos de jerarquización entre los cuales se tiene el método de Horton (1945) y el de Strahler (1952), estos siguen siendo los métodos más usados en la actualidad. En la figura 04, se muestra la jerarquización de las corrientes de una cuenca.

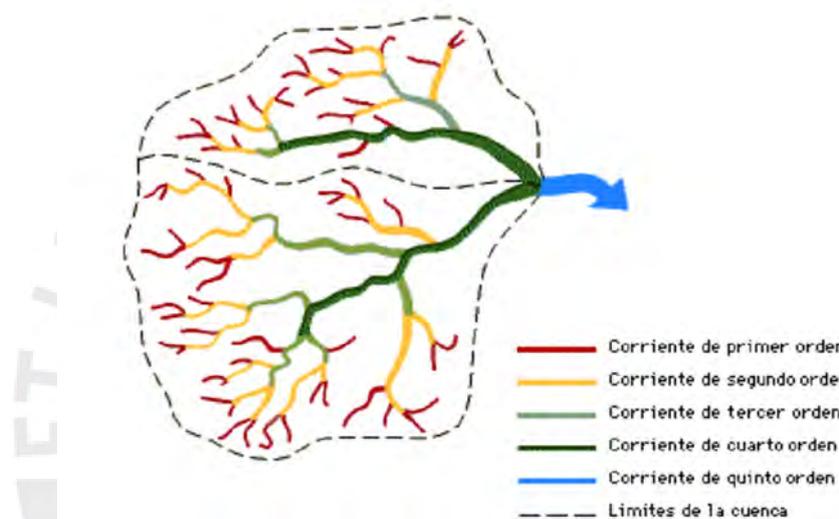


Figura 04. Jerarquización del sistema de drenaje de una cuenca.

Tomado del Foro Peruano para el Agua - GWP Perú, por Dr. Juan Julio Ordoñez (Perú), 2011.

2.1.9 Densidad de drenaje

Esta variable, depende de los siguientes parámetros: el tipo de escorrentía superficial, la dinámica de la cuenca y la estabilidad de la red hidrográfica. Presenta un rango usual de variación que va desde 0.5 hasta 3.5 km/km². Se representa por la fórmula 3:

$$Dd = \frac{L}{A} \dots \dots (3)$$

Donde:

L: Longitud total de los recursos de agua que se integran en la cuenca

A: Área de la cuenca

2.2 Precipitación

La precipitación se refiere a el agua meteorológica que cae sobre la superficie terrestre, las cuales son: las lluvias, granizo, nieve, heladas, rocío y neblina. Los factores necesarios para que la precipitación se de en cualquiera de sus formas son la humedad atmosférica, temperatura de condensación, radiación solar y un mecanismo de enfriamiento que está en el aire.

El estudio de las precipitaciones es básico en todo estudio hidrológico regional, ya que son la principal fuente de agua en las cuencas y permite cuantificar los recursos hídricos; además, es importante para poder calcular la previsión de máxima avenidas. Usualmente se suele medir en milímetros, para esto se cuantifica la lámina de agua que se elevó después de la precipitación. Las herramientas más usadas para medir las precipitaciones son los pluviómetros y pluviógrafos. Otra manera de expresar la precipitación es mediante la intensidad que es la altura de la lámina de agua sobre una superficie (mm) por una unidad de tiempo, lo cual permite clasificar las lluvias en ligeras, moderadas o fuertes.

La precipitación media de la cuenca, dato que sirve en el análisis de una cuenca y para el diseño de estructuras hidráulicas. La precipitación media se calcula con los datos recogidos de los instrumentos medidores y existen diversos métodos como el polígono de Thiessen y el método del promedio aritmético, los cuales nos permiten calcular la tendencia de las precipitaciones, dibujar hietogramas, dibujar curvas de doble masa, etc.

2.3 Escorrentía y avenida de diseño.

2.3.1 Escorrentía

La escorrentía superficial hace referencia al transporte natural del agua sobre la superficie terrestre, en forma de ríos, riachuelos, etc. La escorrentía es el remanente de la precipitación que queda después de que el agua se infiltre o quede retenida en depresiones.

Algunos parámetros relevantes en la cantidad de escorrentía son los parámetros climatológicos, específicamente los relacionados a la cantidad de precipitación; factores humanos, que se relaciona con la intervención del hombre sobre el aprovechamiento del agua precipitada y factores fisiográficos, que tiene que ver con características propias de cada cuenca.

Las variables más representativas de la escorrentía son: el caudal definido como el volumen de escorrentía por unidad de tiempo; el caudal específico que se representa como el caudal dividido entre el área de drenaje y los caudales característicos, que se obtienen a partir de un análisis de la escorrentía de la cuenca y se dividen en caudales máximos, medios y mínimos en un intervalo de tiempo definido. Las definiciones más importantes que surgen a partir del análisis de la escorrentía son el tiempo de concentración y el tiempo de retorno.

2.3.2 Avenida de diseño

La estimación de los caudales máximos o máximas avenidas es fundamental para la planeación y diseño de diversas obras hidráulicas, ya que estas ayudarán a calcular parámetros necesarios para que las estructuras se comporten de manera adecuada a lo largo de su vida útil. La predicción de la situación crítica que se pueda presentar en la historia no resulta del todo favorable, pues implica una gran inversión para un tiempo de vida que no lo justifica. Por ello, la selección del valor de avenida de diseño depende del riesgo que se considere aceptable y esta depende de condiciones económicas, sociales, políticas y ambientales.

Para la estimación de los valores máximos, se utiliza la información proporcionada por estudios hidrológicos con datos obtenidos de los pluviógrafos y pluviómetros; además, es necesario el uso de estudios probabilísticos con los cuales podemos estimar tiempos de ocurrencias de avenidas aceptables para el diseño. Las avenidas suelen interpretarse, también, por el tiempo de retorno que es el tiempo en el que un caudal estimado máximo para un proyecto vuelva a presentarse o sea superado. Generalmente, para la elección de tiempo de retorno depende de muchos factores: el tamaño de la cuenca, relevancia de la estructura y la

seguridad a diseñar de una estructura. A continuación, se presenta la tabla 01 como guía para elección de periodo de retorno dependiendo del proyecto a realizar:

Tabla 01: Tiempo de retorno para diferentes tipos de proyecto.

No.	Tipo de proyecto	Período de retorno (años)
1	Drenaje urbano y rural [bajo riesgo] (hasta 100 ha)	5 a 10
2	Drenaje urbano y rural [mediano riesgo] (más de 100 ha)	25 a 50
3	Drenaje vial [mediano riesgo]	25 a 50
4	Aliviadero principal (presas)	25 a 100
5	Drenaje vial [alto riesgo]	50 a 100
6	Diques longitudinales [mediano riesgo]	50 a 100
7	Drenaje urbano [alto riesgo] (más de 1000 ha)	50 a 100
8	Desarrollo en zona de inundación	100
9	Diseño de puentes (pilares)	100 a 500
10	Diques longitudinales [alto riesgo]	200 a 1000
11	Aliviadero de emergencia (presas)	100 a 10,000 (PMP)
12	Hidrograma de borde libre para una presa de clase (c)	10,000 (PMP)

Nota. Tomado de “Preguntas y respuestas sobre el período de retorno a ser usado para el diseño”, por Ponce, 2008.

En caso no se tenga una data de caudales para poder calcular un caudal asociado a un tiempo de retorno procedemos a métodos alternativos, basados en precipitaciones máximas de 24 horas y algunas características físicas de la cuenca.

2.3.2.1 Método de Creager.

Este método, aplicado al Perú, plantea 7 regiones hidráulicas para la estimación de las avenidas máximas en la zona peruana, además realizó una aproximación en base a diversos resultados en las diferentes regiones para poder tener un cálculo preciso de la avenida máxima. Esta estimación depende de valores $C1$, $C2$, m , n , tiempo de retorno y área de la cuenca, los cuales se obtienen de modelos GIS y tablas. La región de la cuenca se selecciona de la figura 05, mapa de regionalización de las avenidas del Perú.



Figura 05. Mapa de regionalización de las avenidas del Perú.

Tomado de Análisis regional de las avenidas en los ríos del Perú, por Trau W. y Gutierrez R. (Perú), 1979

Los valores adimensionales según región se muestran en la tabla 02:

Tabla 02: Parámetros de la ecuación para el cálculo de las avenidas.

Región	C1	C2	m	n
1	1.01	4.37	1.02	0.04
2	0.10	1.28	1.02	0.04
3	0.27	1.48	1.02	0.04
4	0.09	0.36	1.24	0.04
5	0.11	0.26	1.24	0.04
6	0.18	0.31	1.24	0.04
7	0.22	0.37	1.24	0.04

Nota. Tomado de “Análisis regional de las avenidas en los ríos del Perú”, por Trau W. y Gutierrez R. (Perú), 1979

Luego de seleccionar la región hidrológica, estimar el área y elegir el tiempo de retorno; el caudal máximo se calcula mediante la fórmula 4:

$$QT = (C1 + C2) * \log(T) * A^{A*m-n} \dots\dots(4)$$

2.3.2.2 Método racional modificado de Temez.

Dicho método es una modificación del método racional que surgió de manera experimental a partir de cuencas aforadas. Los límites para la utilización de este método van para cuencas de áreas menores a los 3000 km^2 y un tiempo de concentración menor a 24 horas. Para ello, es necesario el cálculo de las siguientes variables:

- **Tiempo de concentración**

Para el tiempo de concentración, en primer lugar, se calcula la pendiente del río principal dividiendo la diferencia de cotas entre la longitud del río principal.

$$J = \frac{\text{Dif de cotas}}{L \cdot 1000} \dots \dots (5)$$

Seguidamente calculamos el tiempo de concentración mediante la fórmula 6:

$$t = T_c = 0.3 \left(\frac{L}{J^{0.25}} \right)^{0.76} \dots \dots (6)$$

Donde:

Tc: Tiempo de concentración en horas.

J: Pendiente del río.

L: Longitud del río principal en km.

- **Máxima precipitación diaria**

Para calcular la máxima precipitación diaria final se multiplica el Pmax diario obtenida para el TR de diseño por un factor K. Esta precipitación máxima se escoge entre las estimadas con las diferentes distribuciones estadísticas que te da la norma, las cuales son:

- Distribución normal
- Distribución Log Normal de 2 parámetros
- Distribución Log Norma de 3 parámetros
- Distribución Gamma 2 parámetros

- Distribución Gamma 3 parámetros
- Distribución Log Pearson Tipo III
- Distribución Gumbel.
- Distribución Log Gumbel

Seguidamente se calcula el factor de reducción K_A mediante las fórmulas 7 y 8:

$$\text{Si: } A < 1 \text{ km}^2 \rightarrow K_a = 1 \dots\dots (7)$$

$$\text{Si: } A > 1 \text{ km}^2 \rightarrow K_a = 1 - \frac{\text{Log}A}{15} \dots\dots (8)$$

Finalmente, la precipitación máxima diaria final se estima mediante la fórmula 9:

$$P'_d = P_d * K_A \dots\dots (9)$$

Donde:

P'_d : Precipitación máxima diaria final (mm)

P_d : Precipitación máxima diaria (mm)

K_A : Factor de reducción

- **Intensidad media diaria.**

Para calcular la intensidad máxima diaria se divide la precipitación máxima diaria final entre 24 horas, tal como se muestra en la fórmula 10:

$$I_d = \frac{P'_d}{24} \dots\dots (10)$$

Donde:

I_d : Intensidad media diaria para el periodo de retorno (mm/h).

- **Intensidad media.**

Este método fue diseñado en España, quienes cuentan con un mapa de isolíneas para elegir intensidades a una hora. Sin embargo, para ciertas localidades donde no se cuenta con dicho mapa se calcula la intensidad diaria a una hora con el método de Dick Peschke, para esto,

se determina primero las P_{max} para diferentes TR mediante las distribuciones probabilísticas antes mencionadas y se procede a calcular las intensidades a diferentes tiempos, menores a 24 horas, para proceder a dibujar las curvas IDF. El método explicado se calcula mediante las fórmulas 11, 12 y 13:

$$P_d = P_{24h} * \left(\frac{d}{1440} \right)^{0.25} \dots\dots (11)$$

$$I_d = \frac{P_d}{d/60} \dots\dots (12)$$

Donde:

P_d : Precipitación total en d horas (mm)

d: Duración en minutos

I_d : Intensidad total en d horas (mm/hr)

Una vez calculada la intensidad a 1 hora, se calcula la intensidad media:

$$I_t = I_d * \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{\frac{28^{0.1-t^{0.1}}}{28^{0.1}-1}} \dots\dots (13)$$

Donde:

- I_t : Intensidad media (mm/h)
- t : tiempo de concentración en horas
- **Coefficiente de escorrentía.**

Para verificar que las precipitaciones producen escorrentía, la precipitación máxima diaria debe de ser mayor al umbral de escorrentía, este umbral corresponde al valor mínimo a partir del cual la precipitación produce escorrentía y depende de características de uso, físicas, mecánicas e hidrológicas. El umbral de escorrentía se obtiene de la tabla 03

Tabla 03: Umbral de escorrentía (P'0).

USO DE LA TIERRA	Pendiente (%)	Caract. Hidrolog	Grupo de suelo			
			A	B	C	D
Barbecho	> 3	R	15	8	6	4
		N	17	11	8	6
	< 3	R/N	20	14	11	8
Cultivo en hilera	> 3	R	23	13	8	6
		N	25	16	11	8
	< 3	R/N	28	19	14	11
Cereal de invierno	> 3	R	19	17	10	8
		N	32	19	12	10
	< 3	R/N	34	21	14	12
Rotación de cultivos pobres	> 3	R	26	15	9	6
		N	28	17	11	8
	< 3	R/N	30	19	13	10
Rotación de cultivos densos	> 3	R	37	20	12	9
		N	42	23	14	11
	< 3	R/N	47	25	16	13
Praderas	> 3	Pobre	24	14	8	6
		Media	53	23	14	9
		Buena		33	18	13
		Muy buena		41	22	15
	< 3	Pobre	58	25	12	7
		Media		35	17	10
		Buena			22	14
		Muy buena			25	16
Plantaciones regulares de aprovechamiento foresta	> 3	Pobre	62	26	15	10
		Media		34	19	14
		Buena		42	22	15
	< 3	Pobre		34	19	14
		Media		42	22	15
		Buena		50	25	16
Masas forestales (bosque, monte bajo, etc.)		Muy clara	40	17	8	5
		Clara	60	24	14	10
		Media		34	22	16
		Espesa		47	31	23
		Muy espesa		65	43	33
Rocas permeables	> 3				3	
	< 3				5	
Rocas impermeables	> 3				2	
	< 3				4	
Firmes granulares sin pavimentos					2	
Adoquinados					1.5	
Pavimentos bituminados u hormigón					1	

Nota. Tomado de "Caudal de referencia método racional modificado de Temez", por UCA (S/N).

El tipo de suelo hace referencia a una clasificación básica en función del porcentaje de arena, arcilla y limos, el cual se obtiene de la figura 06.

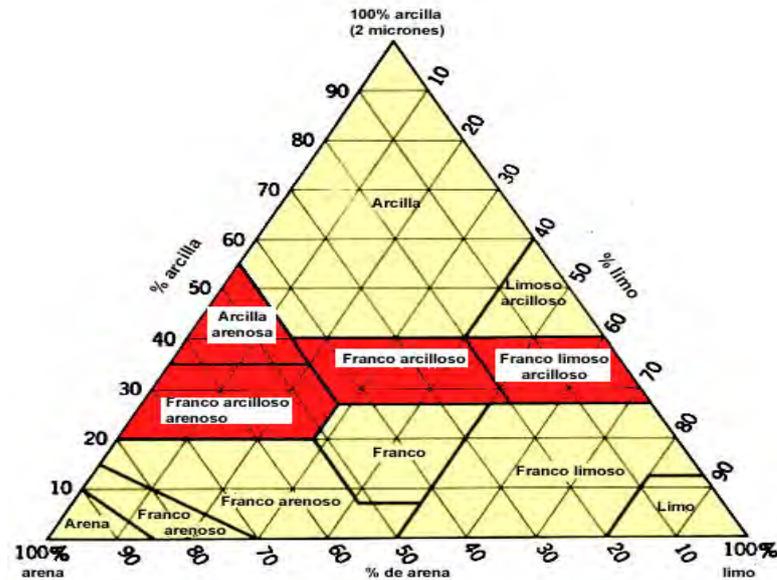


Figura 06. Grupo de suelo.

Tomado de texturas de suelo, por FAO (USA), S/N.

Con el Pmax media diaria (P'd) y el umbral de escorrentía (P'o, en mm) se calcula el coeficiente de escorrentía (C), el cual es adimensional, mediante la fórmula 14:

$$C = \frac{(P'd - P'o) * (P'd + 23 * P'o)}{(P'd + 11 * P'o)^2} \dots\dots (14)$$

- **Coefficiente de uniformidad.**

Este valor sirve para regular el tc en la cuenca y se expresa mediante la fórmula 15:

$$K = 1 + \frac{T_c^{1.25}}{T_c^{1.25} + 14} \dots\dots (15)$$

- **Caudal de referencia.**

Finalmente, el caudal de referencia se estima mediante la fórmula 16:

$$Q_{max} = \frac{C * I * A}{3.6} * K \dots\dots (16)$$

Donde:

Qmax: Caudal de referencia (m3/s)

C: Coeficiente de escorrentía, adimensional

I: Intensidad media (mm/h)

A: Área de la cuenca (Km²)

K: Coeficiente de uniformidad, adimensional

2.3.2.3 Método S.C.S.

El método de la S.C.S se basa en métodos numéricos y para poder desarrollarlo se usará el software HEC – HMS del U.S Army Corp of Engineers, que está compuesto por diversos modelos hidráulicos y estadísticos para la simulación de eventos. Para este programa se necesitan algunos datos de entrada como el área, la precipitación en el tiempo, el hietograma de precipitaciones, los cuales se explicaron anteriormente. Adicionalmente, se necesitan los siguientes datos de entrada, como:

- **Número de curva.**

El Soil Consevation Service de américa define la capacidad de una cuenca vertiente para producir escorrentía en el proceso de una lluvia mediante el número de curva. Este parámetro permite estimar la precipitación efectiva de cada cuenca y se obtiene de la tabla 04:

Tabla 04: Número de curva CN.

Cobertura			Valores CN			
Uso de la tierra	Tratamiento o práctica	Condición hidrológica	A	B	C	D
Descuido en descanso, sin cultivo	Surcos rectos	77	86	91	94
	Surcos rectos	Pobre	72	81	88	91
Cultivos	Surcos rectos	Buena	67	78	85	89
	Curvas de nivel	Pobre	70	79	84	88
	Curvas de nivel	Buena	65	75	82	86
	Curvas de nivel y en terrazas	Pobre	66	74	80	82
	Curvas de nivel y en terrazas	Buena	62	71	78	81
	Surcos rectos	Pobre	65	76	84	88
Pequeños granos	Surcos rectos	Buena	63	75	83	87
	Curvas de nivel	Pobre	63	74	82	85
	Curvas de nivel	Buena	61	73	81	84
	Curvas de nivel y en terrazas	Pobre	61	72	79	82
	Curvas de nivel y en terrazas	Buena	59	70	78	81
	Surcos rectos	Pobre	66	77	85	89

Sembríos cerrados, legumbres o sembríos en rotación	Surcos rectos	Buena	58	72	81	85
	Curvas de nivel	Pobre	64	75	83	85
	Curvas de nivel	Buena	55	69	78	83
	Curvas de nivel y en terrazas	Pobre	63	73	80	83
	Curvas de nivel y en terrazas	Buena	51	67	76	80
Pastizales y similares		Pobre	68	79	86	89
		Regular	49	69	79	84
		Buena	39	61	74	80
	Curvas de nivel	Pobre	47	67	81	88
	Curvas de nivel	Regular	25	59	75	83
	Curvas de nivel	Buena	6	35	70	79
Praderas		Buena	30	58	71	78
Bosques		Pobre	45	66	77	83
		Regular	36	60	73	79
		Buena	25	55	70	77
Patios		59	74	82	86
Caminos, incluyendo derecho de vía	Cieno	72	82	87	89
	Superficie firme	74	84	90	92

Nota. Tomado de “Caudal de HEC – HMS ejemplos”, por Bejar, M. (S/N)

- **Abstracciones iniciales.**

Se refiere a las primeras pérdidas de una cuenca y depende del número de curva y se estima con la fórmula 17:

$$Ia = \frac{5080}{CN} - 50.8 \dots \dots (17)$$

- **Tiempo de retardo**

Para calcular este parámetro se usará el método de Kirpich mediante la fórmula 18:

$$t_c = 0.01947 * L^{0.77} * S^{-0.385} \dots \dots (18)$$

Donde:

L: Longitud del río principal

S: Pendiente media de la cuenca

Con el tiempo de concentración se calculó el tiempo de retardo, mediante la fórmula 19:

$$LagTime = 0.6 * t_c \dots \dots (19)$$

2.4 Evapotranspiración

El cálculo de la evapotranspiración permite determinar la demanda de agua que necesitan ciertos cultivos para su desarrollo dentro de un área de cultivo. A partir de ello, poder determinar la programación de riego, las cantidades de agua necesarias para el riego de un determinado cultivo, sistemas de conducción de agua, etc.

2.4.1 Cálculo de Evapotranspiración.

El cálculo de dicho parámetro está condicionado a múltiples factores: climatológicos, características del suelo y factores vegetales. Existen diferentes ecuaciones que permiten determinar la evapotranspiración, su elección depende del objetivo, elección y disponibilidad de datos. Los métodos más comunes son: Blaney - Criddle, Penman Monteith, Christiansen – Hargreaves y Thornthwaite.

- **Método Blaney – Criddle.**

El método de Blaney - Criddle es aplicable para zonas áridas y semiáridas, los parámetros que intervienen en dicha ecuación son la temperatura media mensual, coeficiente de uso consuntivo mensual y el porcentaje de horas de iluminación del mes. Se expresa mediante la fórmula 20:

$$ETP (mm/mes) = K * p * (8.12 + 0.457 * t) \dots\dots (20)$$

Donde:

t: Temperatura media mensual

K: Coeficiente de uso consuntivo mensual

p: Porcentaje de horas de iluminación del mes considerando respecto del año

El porcentaje de horas diurnas que se utiliza en fórmula 20 se obtiene de la tabla 05:

Tabla 05: Porcentaje de horas diurnas, P , en la ecuación de Blaney Criddle.

Latitud Grados	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Norte												
60	4.67	5.65	8.08	9.65	11.74	12.39	12.31	10.70	8.57	6.98	5.04	4.22
50	5.98	6.30	8.24	9.24	10.68	10.91	10.99	10.00	8.46	7.45	6.10	5.65
40	6.76	6.72	8.33	8.95	10.02	10.08	10.22	9.54	8.39	7.75	6.72	6.52
35	7.05	6.88	8.35	8.83	9.76	9.77	9.93	9.37	8.36	7.87	6.97	6.86
30	7.30	7.03	8.38	8.72	9.53	9.49	9.67	9.22	8.33	7.99	7.19	7.15
25	7.53	7.14	8.39	8.61	9.33	9.23	9.45	9.09	8.32	8.09	7.40	7.42
20	7.74	7.25	8.41	8.52	9.15	9.00	9.25	8.96	8.30	8.18	7.58	7.66
15	7.94	7.36	8.43	8.44	8.98	8.80	9.05	8.83	8.28	8.26	7.75	7.88
10	8.13	7.47	8.45	8.37	8.81	8.60	8.86	8.71	8.25	8.34	7.91	8.10
0	8.50	7.66	8.49	8.21	8.50	8.22	8.50	8.49	8.21	8.50	8.22	8.50
Sur												
10	8.86	7.87	8.53	8.09	8.18	7.86	8.14	8.27	8.17	8.62	8.53	8.88
20	9.24	8.09	8.57	7.94	7.85	7.43	7.76	8.03	8.13	8.76	8.87	9.33
30	9.70	8.33	8.62	7.73	7.45	6.96	7.31	7.76	8.07	8.97	9.24	9.85
40	10.27	8.63	8.67	7.49	6.97	6.37	6.76	7.41	8.02	9.21	9.71	10.49

Nota. Tomado de "Adaptación de Irrigaciones - Ingeniería de Recursos Hídricos", por Ing. MSc Pehovaz Alvarez Richard (S/N).

El coeficiente de uso consuntivo mensual que se utiliza en fórmula 20 se obtiene de la tabla 06:

Tabla 06: Coeficientes de uso consuntivo mensual K para uso en la ecuación de Blaney - Criddle.

Cosecha	Región	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.
Alfalfa	California, zona costera	0.60	0.65	0.70	0.80	0.85	0.85	0.80	0.70	0.60
	California, interior	0.65	0.70	0.80	0.90	1.10	1.00	0.85	0.80	0.70
	Dakota del Norte		0.84	0.89	1.00	0.86	0.78	0.72		
	Utah, St. George		0.88	1.15	1.24	0.97	0.87	0.81		
Maíz	Dakota del Norte			0.47	0.63	0.78	0.79	0.70		

Algodón	Arizona		0.27	0.30	0.49	0.86	1.04	1.03	0.81	
	Texas	0.24	0.22	0.61	0.42	0.50				
Cultivo de huertos cítricos	Arizona	0.57	0.60	0.60	0.64	0.64	0.68	0.68	0.65	0.62
	California, zona costera		0.40	0.42	0.52	0.55	0.55	0.55	0.50	0.45
Pastos	California, localidad Murrieta			0.84	0.84	0.77	0.82	1.09	0.70	
Papas	Dakota del Norte			0.45	0.74	0.87	0.75	0.54		
	Dakota del Sur			0.69	0.60	0.80	0.89	0.39		
Cereales Menores	Dakota del Norte		0.19	0.55	1.13	0.77	0.30			
Trigo	Texas	0.64	1.16	1.26	0.87					
Sorgo	Arizona					0.34	0.72	0.97	0.62	0.60
	Kansas				0.80	0.94	1.17	0.86	0.47	
	Texas				0.26	0.73	1.20	0.85	0.49	
Soya	Arizona				0.26	0.58	0.92	0.92	0.55	
Azúcar de remolacha	California, zona costera		0.39	0.38	0.36	0.37	0.35	0.38		
	California, interior		0.30	0.60	0.86	0.96	0.91	0.41		
	Montana					0.83	1.05	1.02		
Hortalizas	California, interior	0.19	0.26	0.38	0.55	0.71	0.82	0.69	0.37	0.35

Nota. Tomado de “Adaptación de Irrigaciones - Ingeniería de Recursos Hídricos”, por Ing. MSc Pehovaz Alvarez Richard (S/N).

- **Penman Monteith**

El método de Penman Monteith o Penman modificado predice los efectos del clima en las necesidades de agua de los cultivos de mejor manera a comparación de los otros métodos. Para poder utilizar este método, se necesita conocer ciertos parámetros tales como la temperatura, el viento, horas de sol, etc. de la zona donde se plantea el estudio. Este método que deriva de la combinación del método de transferencia y el balance energético es utilizado para calcular la evapotranspiración en el programa CROPWAT, el cual es un programa desarrollado por la ONU para la Agricultura y la Alimentación (FAO) que se utiliza para

calcular los requerimientos de agua de los cultivos, para evaluar el rendimiento de los cultivos y la demanda de agua en diversas condiciones agrícolas mediante modelos de balance hídrico.

La resistencia aerodinámica es la transferencia de calor y vapor de agua desde la base donde empieza la evaporación del agua de la planta hacia el aire sobre la que se encuentra la planta. Mientras que la resistencia superficial describe lo que resiste el recorrido del vapor mediante el cultivo que transpira y de la superficie donde el suelo evapora. Por otro lado, la necesidad de no tener que definir parámetros únicos de evaporación para diferentes cultivos dio la necesidad de establecer un punto de referencia sobre el área de cultivo, luego de diversos estudios se llegó a la conclusión de que para poder asegurar la precisión de los valores y de los resultados, todos los datos climáticos deben de ser medidos a 2m de altura, sobre una superficie extensa y cubierto de pasto o el cultivo en referencia. Con esta conclusión se halló una relación entre la resistencia aerodinámica y la resistencia superficial ambas con los datos medidos a 2 metros de altura y finalmente se obtuvo la fórmula 21, que usa la FAO con el método de Penman Monteith:

$$ET_o = \frac{0,408\Delta(R_n - G) + \gamma * \frac{900}{T+273} u_2 * (e_s - e_a)}{\Delta + \gamma(1 + 0,34u_2)} \dots\dots (21)$$

Donde:

ETo: Evapotranspiración de referencia (mm).

Rn: Radiación neta en la superficie del cultivo (Mj m⁻² día⁻¹).

Ra: Radiación extraterrestre (mm día⁻¹).

G: Flujo del calor del suelo (Mj m⁻² día⁻¹).

T: Temperatura media del aire a 2m de altura (°C).

u₂: Velocidad del viento a 2m de altura (ms⁻¹).

e_s: Presión de vapor de saturación (kPa).

e_a: Presión real de vapor (kPa).

es-ea: Déficit de presión de vapor (kPa).

Δ : Pendiente de la curva de presión de vapor (kPa °C-1).

Y: Constante psicométrica (kPa °C-1).

- **Christiansen**

El método de Christiansen se utiliza para el cálculo de la evapotranspiración potencial, los parámetros que intervienen en dicha ecuación son: radiación extraterrestre, coeficiente de viento, coeficiente de humedad relativa, coeficiente de temperatura, etc. Se expresa mediante la fórmula 22:

$$ETP \text{ (mm/mes)} = 0.324 * R_{ext} * C_w * C_h * C_t * C_s * C_e \dots (22)$$

Donde:

R_{ext} : Radiación extraterrestre.

C_w : Coeficiente de viento.

C_h : Coeficiente de humedad relativa.

C_t : Coeficiente de temperatura.

C_s : Coeficiente de brillo solar.

C_e : Coeficiente de altura

- **Thornthwaite**

Este método desarrollado para el cálculo de evapotranspiración potencial es aplicable a regiones húmedas y depende de diversos factores como la evapotranspiración potencial mensual, temperatura media mensual, etc. Se expresa mediante las fórmulas 23, 24, 25 y 26:

$$ETP = 1.6 * \left(10 * \frac{t}{I}\right)^a \dots (23)$$

$$i_j = \left(\frac{t}{5}\right)^{1.514} \dots (24)$$

$$I = \sum_{j=1}^{12} i_j \dots (25)$$

$$a = 0.675x10^{-6} * I^3 - 0.771x10^{-4} * I^2 + 1.792x10^{-2} * I + 049..... (26)$$

Donde:

ETP: Evapotranspiración potencial mensual (mm)

t: Temperatura media mensual (°C)

i: Índice de calor mensual

I: Índice de calor anual

a: Fórmula simplificada de serra

El valor de la evapotranspiración potencial mensual se obtiene de la tabla 07

Tabla 07: Factores de corrección de ETP.

Latitud sur	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
5	1.04	0.95	1.04	1.00	1.02	0.99	1.02	1.03	1.00	1.05	1.03	1.06
10	1.08	0.97	1.05	0.99	1.01	0.96	1.00	1.01	1.00	1.06	1.05	1.10
15	1.12	0.98	1.05	0.98	0.98	0.94	0.97	1.00	1.00	1.07	1.07	1.12
20	1.14	1.0	1.05	0.97	0.96	0.91	0.95	0.99	1.00	1.08	1.09	1.15
25	1.17	1.01	1.05	0.96	0.94	0.88	0.93	0.98	1.00	1.10	1.11	1.18
30	1.20	1.03	1.06	0.95	0.92	0.85	0.90	0.96	1.00	1.12	1.14	1.21
35	1.23	1.04	1.06	0.94	0.89	0.82	0.87	0.94	1.00	1.13	1.17	1.25
40	1.27	1.06	1.07	0.93	0.86	0.78	0.84	0.92	1.00	1.15	1.20	1.29
45	1.31	1.10	1.07	0.91	0.81	0.71	0.78	0.90	0.99	1.17	1.26	1.36
50	1.37	1.12	1.08	0.89	0.77	0.67	0.74	0.88	0.99	1.19	1.29	1.41

Nota. Tomado de “Adaptación de Irrigaciones - Ingeniería de Recursos Hídricos”, por Ing. MSc Pehovaz Alvarez Richard (S/N).

2.5 Balance hídrico

El estudio de este parámetro se basa en la ecuación de continuidad. Esta metodología permite analizar la entrada y salida de agua en un determinado espacio territorial considerando

un espacio de tiempo. El parámetro en cuestión, es importante en la hidrología porque permite realizar una evaluación cuantitativa del recurso hídrico y determinar sus modificaciones por influencia del hombre con el fin de determinar un equilibrio. Además, la información que se obtiene de un balance hídrico de las cuencas de un río permite realizar predicciones hidrológicas temporales y un manejo de embalses.

En el balance hídrico las principales componentes son: la precipitación y el caudal, estas son las componentes principales para el cálculo de cuencas hidrográficas, además es necesario considerar los componentes de evaporación y almacenamiento del agua en sus posibles formas. Se expresa mediante la fórmula 27:

$$n = (P + Qe) - (ET + Qs) \dots\dots (27)$$

Donde:

n: Valores que pueden agregarse a los ingresos del sistema

P: Precipitación

Qe: Entrada de agua superficial y subterránea

ET: Evapotranspiración

Qs: Salida de agua superficial y subterránea

2.6 Criterios de cálculo de oferta y demanda de agua

En las tomas tirolesa es importante comprender el uso que se le da al agua del río, ya que en base a ello se calcula el agua que cierta población demanda. En Hornillos el agua se utiliza principalmente para riego, por ello es importante conocer los criterios para realizar el cálculo de agua demandada necesaria en cada uno de los casos.

2.6.1 Criterios de cálculo de demanda para riego.

Para calcular la demanda de agua para riego, es necesario calcular el valor de la evapotranspiración el cuál se obtiene por cualquiera de los métodos antes descritos. Además,

se necesita conocer factores como: el valor de la infiltración del suelo, requerimiento de agua por tipo de cultivo y módulo de riego, estos valores, se obtienen de tablas experimentales ya que en el Perú no existen datos propios. Por otro lado, los factores que si se pueden controlar en el diseño son el área de riego, la cantidad de horas de riego por día y la eficiencia del riego; además, la precipitación efectiva también influye en el cálculo de la dotación de agua y es un dato que depende del clima de la zona, la cual se obtiene del análisis hidrológico del proyecto.

2.6.2 Criterios de cálculo de oferta.

El cálculo de oferta de agua se realizará mediante un estudio hidrológico y la estimación de caudales medios mediante el método de Lutz Scholz, dicha metodología se desarrolló para cuencas ubicadas en la sierra peruana por medio de una cooperación del estado alemán a través del Plan Meris II. Este modelo cuenta con un componente determinístico que permite el cálculo de los Qmed mensuales para el año promedio y un componente estocástico con lo que se podrá estimar los caudales faltantes de la serie. Los parámetros que intervienen en este modelo matemático son la precipitación efectiva, diferente a la calculada para la estimación de caudal de riego, agotamiento de cuencas, etc.

2.6.2.1 Ecuación de balance hídrico.

Esta variable se calcula mediante fórmula 28:

$$CM_i = P_i - D_i + G_i - A_i \dots (28)$$

Donde:

CM_i : Caudal mensual (mm/mes).

P_i : Precipitación mensual sobre la cuenca (mm/mes).

D_i : Déficit de escurrimiento (mm/mes).

G_i : Gasto de la retención de cuenca (mm/mes).

A_i : Abastecimiento de la retención.

2.6.2.2 Coeficiente de escurrimiento.

L. Turc propone las siguientes fórmulas para calcular el coeficiente de escurrimiento y el déficit de escurrimiento:

$$C = \frac{P-D}{P} \dots\dots (29)$$

$$D = P * \frac{1}{(0.9 + \frac{P^2}{L^2})^{0.5}} \dots\dots (30)$$

$$L = 300 + 25 * (T) + 0.05 * (T)^3 \dots\dots (31)$$

Donde:

C: Coeficiente de escurrimiento (mm/año)

P: Precipitación total anual

D: Déficit de escurrimiento (mm/año)

L: Coeficiente de temperatura

T: Temperatura media anual (°C)

2.6.2.3 Precipitación efectiva.

La precipitación efectiva se calculará mediante un polinomio de quinto grado y se calculará para el coeficiente de escurrimiento promedio, de tal manera que la relación entre P_e y P_{total} sea igual al coeficiente de escurrimiento. Según se muestra en la fórmula 32:

$$PE = a_0 + a_1 * P + a_2 P^2 + a_3 P^3 + a_4 P^4 + a_5 P^5 \dots\dots (32)$$

Donde:

PE: Precipitación efectiva (mm/mes).

P: Precipitación total mensual (mm/mes).

a_i : Coeficiente del polinomio.

Para ello, se usarán en la precipitación efectiva ciertos valores límites y algunos valores para los coeficientes del polinomio los cuales serán extraídos de las tablas 08 y 09.

Tabla 08: Límites superiores para la precipitación efectiva.

Curva I:	$PE = P - 120.6$ para $P > 177.8$ mm/mes
Curva II:	$PE = P - 86.4$ para $P > 152.4$ mm/mes
Curva III:	$PE = P - 59.8$ para $P > 127.0$ mm/mes

Nota. Tomado de “Estudio hidrológico de la cuenca del río Acari”, por ANA (Puquio – Perú), 2004

Tabla 09: Coeficientes para el cálculo de la precipitación efectiva.

	COEFICIENTES PARA EL CÁLCULO SEGÚN		
	CURVA I	CURVA II	CURVA III
a0	(-0.018)	(-0.021)	(-0.028)
a1	-0.0185	+0.1358	+0.2756
a2	+0.001105	-0.002296	-0.004103
a3	-1204 E-8	+4349 E-8	+5534 E-8
a4	+144 E-9	-89.0 E-9	+124 E-9
a5	-285 E-12	-879 E-13	-142 E-11

Nota. Tomado de “Estudio hidrológico de la cuenca del río Acari”, por ANA (Puquio – Perú), 2004

2.6.2.4 Retención de cuenca.

La retención total de una cuenca (R), se calcula teniendo en cuenta la contribución hídrica a un caudal, por ello, en base a la premisa de que para un año promedio se presente un equilibrio entre el gasto y el abastecimiento de la reserva de una cuenca, se presenta las siguientes fórmulas:

$$R_i = CM_i - P_i \dots\dots (33)$$

$$CM_i = PE_i + G_i - A_i \dots\dots (34)$$

Donde:

CM_i : Caudal mensual (mm/mes)

PE_i : Precipitación efectiva mensual (mm/mes)

R_i : Retención de la cuenca (mm/mes)

G_i : Gasto de la retención (mm/mes)

A_i : Abastecimiento de la retención (mm/mes)

$R_i = G_i$ para valores mayores a cero (mm/mes)

$R_i = A_i$ para valores menores a cero (mm/mes)

2.6.2.5 Relación entre descarga y retención.

El gasto de la retención abastece a los ríos, en la época de sequía, lo que genera el caudal de descarga básica, esta retención se agota al final de la estación seca y la retención en esta estación se puede calcular mediante la fórmula 35:

$$Q_t = Q_0 e^{-a(t)} \dots\dots (35)$$

Donde:

Q_t : Descarga en el tiempo t.

Q_0 : Descarga inicial

a: Coeficiente de agotamiento

t: tiempo

El final del proceso de agotamiento de la reserva y el inicio del abastecimiento de los almacenes hídricos comienza a principios de la estación lluviosa. Este proceso está descrito por un déficit entre la Pe y el caudal real.

2.6.2.6 Coeficiente de agotamiento.

Por medio de la ecuación descrita anteriormente se puede estimar el coeficiente de agotamiento “a” en base a datos hidrométricos; sin embargo, dicho coeficiente no se presenta constante durante toda la estación seca, ya que disminuye gradualmente. Es posible determinar el coeficiente de agotamiento real mediante aforos consecutivos en el río durante la época de sequía; sin embargo, cuando no se puede realizar dicho proceso es posible utilizar las ecuaciones desarrolladas para cuatro clases de cuencas:

- Cuencas de agotamiento muy rápido, por temperaturas elevadas ($>10^{\circ}\text{C}$) y retención que va de reducida (50 mm/año) a mediana (80 mm/año):

$$a = -0.00252 \ln(AR) + 0.034 \dots\dots (36)$$

- Cuencas con agotamiento rápido, cuya retención varía entre 50 y 80 mm/año y vegetación poco desarrollada (puna):

$$a = -0.00252Ln(AR) + 0.030..... (37)$$

- Cuencas con agotamiento mediano, cuya retención es alrededor de 80 mm/año y vegetación mezclada (pastos, bosques y terrenos cultivados):

$$a = -0.00252Ln(AR) + 0.026..... (38)$$

- Cuencas con agotamiento reducido por alta retención (>100mm/año) y vegetación mezclada:

$$a = -0.00252Ln(AR) + 0.023..... (39)$$

Donde:

a: Coeficiente de agotamiento

AR: Área de la cuenca

2.6.2.7 Almacenamiento hídrico.

En la retención de una cuenca incurren tres tipos de abastecimientos naturales: acuíferos; lagunas – pantanos y nevados. A continuación, se presenta la tabla 10 con la lámina de agua para los tres tipos de almacenes hídricos mencionados.

Tabla 10: Lámina de agua acumulada en los tres tipos de almacén hídrico.

TIPO	Lamina acumulada (mm/año)		
	Pendiente de la cuenca		
Napa freática	2%	8%	15%
	300	250	200
Lagunas – pantanos	500		
Nevado	500		

Nota. Tomado de “Generación de Caudales Mensuales en la Sierra Peruana por Programa Nacional de Pequeñas y Medianas Irrigaciones”, por Plan Meriss II - Lutz Scholz (Perú), 1980.

2.6.2.8 Restitución.

En la estimación de la cuota de almacenamiento mensual de la zona requerida, se utilizará como valores referenciales la tabla N° 10 para las siguientes fórmulas:

$$R_i = \left(\frac{r_i}{\sum r_i} \right) * A \dots\dots (40)$$

$$r_i = r/100 \dots\dots (41)$$

Donde:

A: Almacenamiento hídrico

r: Almacenamiento hídrico (mm/año)

r_i : Almacenamiento hídrico durante la época de lluvias ($r\%$)

El valor del almacenamiento hídrico (A) se obtiene de la tabla 11:

Tabla 11: Almacenamiento hídrico durante la época de lluvias.

REGIÓN	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Total
CUSCO	0	5	35	40	20	0	100
HUANCAVELICA	10	0	35	30	20	5	100
JUNIN	10	0	25	30	30	5	100
CAJAMARCA	25	-5	0	20	25	35	100

Nota. Tomado de “Generación de Parámetros de calibración para la sierra peruana por Programa Nacional de Pequeñas y Medianas Irrigaciones”, por Plan Meriss II - Lutz Scholz (Perú), 1980.

2.6.2.9 Gasto de la retención.

La aportación mensual de la retención en el transcurso de la estación seca se puede calcular de manera experimental teniendo en cuenta datos históricos de la cuenca estudiada, se puede expresar mediante la fórmula 42:

$$G_i = \left[\frac{b_i}{\sum_{i=1}^m b_i} \right] * R \dots\dots (42)$$

Donde:

b_i : Relación entre el caudal del mes actual y anterior (coeficiente del gasto de la retención).

$\sum_{i=1}^m b_i$: Sumatoria de la relación entre el caudal del mes i y el caudal inicial (Coeficiente del gasto de la retención).

G_i : Es el gasto mensual de la retención (mm/mes).

R: Retención de la cuenca (mm/mes).

2.6.2.10 Abastecimiento de la retención

La lámina de agua A_i que ingresa en la reserva de la cuenca se muestra en forma de déficit mensual de la PE_i y se calcula mediante fórmula 43:

$$A_i = a_i * \frac{R}{100} \dots\dots (43)$$

Donde:

A_i : Abastecimiento mensual déficit de la precipitación efectiva (mm/mes)

a_i : Coeficiente de abastecimiento (%)

R: Retención de la cuenca (mm/año).

2.6.2.11 Determinación del caudal mensual para el año promedio.

En base a los componentes descritos anteriormente se tiene el balance hídrico como:

$$CM_i = PE_i + G_i - A_i \dots\dots (44)$$

2.6.2.12 Generación de caudales mensuales para periodos extendidos.

Se implementó un modelo estocástico basado en un proceso Markoviano de primer orden para la determinación de una serie de caudales sucesivos, esto mediante el uso de hojas de cálculo y con la finalidad de obtener una data histórica de caudales mensuales en periodos extendidos y así obtener los caudales medios y máximos que nos permitirán obtener los valores de diseños para las diferentes estructuras hidráulicas. Dicho método necesita de una variable de impulso, para este caso es la precipitación efectiva y se calcula mediante las siguientes fórmulas:

$$Q_t = f(Q_{t-1}) \dots\dots (45)$$

$$Q = g(PE_t) \dots\dots (46)$$

Además, se usa una variable aleatoria a fin de aumentar el rango de valores generados y optimizar la aproximación a la realidad.

$$Z = z(S) * \sqrt{1 - r^2} \dots\dots (47)$$

De las ecuaciones anteriores, se obtiene la ecuación integral para la generación de caudales mensuales:

$$Q_t = B1 + B2 * (Q_{t-1}) + B3 * (PE_t) + z(S) * \sqrt{1 - r^2} \dots\dots (48)$$

Donde:

Q_t : Caudal del mes t.

Q_{t-1} : Caudal del mes anterior.

PE_t : Precipitación efectiva del mes.

B1: Factor constante o caudal básico.

Los parámetros B1, B2, B3, r y S se calculan para un año promedio mediante un cálculo de regresión lineal con valores independientes de Q_{t-1} y PE_t , además de Q_t como valor dependiente.

2.7 Criterios para la elección de la toma tirolesa.

Las tomas más usadas en zonas altoandinas son las laterales y las tirolesas que se eligen considerando el cauce del río, las pendientes, la forma del río, la concentración de sedimentos y la cantidad de materiales en suspensión. Por ello, el lugar de la ubicación de la obra de captación es importante para elegir un tipo de toma. El lugar escogido debe asegurar el buen funcionamiento de la estructura hidráulica y el fácil mantenimiento de la misma, el cual dependerá de las condiciones físicas, topográficas, geomorfológicas y medioambientales de la zona y el río. A continuación, se detalla los principales criterios para la elección del tipo de obra de captación.

2.7.1 Pendiente del río.

La pendiente del río es un parámetro relevante por su influencia en la velocidad de diseño y en la fuerza de arrastre. El río fortaleza presenta una pendiente longitudinal

pronunciada. Por ello, es recomendable trabajar con una toma tirolesa que trabaja de manera adecuada con pendientes fuertes.

Se consideran pendientes fuertes o grandes a ríos con una pendiente $10\% > S > 1\%$, en ríos con estas características la toma tirolesa trabaja de manera óptima y requiere muy poco mantenimiento. En zonas con pendiente media $1\% > S > 0.01\%$, no es muy recomendable el uso de tomas tipo tirolesa, pues por lo general en ríos con esta característica se transporta una gran cantidad de sedimentos lo que es perjudicial para la estructura. Finalmente, en zonas con pendientes bajas $S < 0.01\%$, son totalmente desfavorables el uso de tomas tirolesas.

2.7.2 Tipo de material que transporta el río.

Los ríos suelen transportar diferentes tipos de materiales sólidos en su recorrido, los cuales pueden ser desde sedimentos finos hasta bolonerías. Dichos materiales, son transportados en el fondo del río o en la superficie como material en suspensión. Por otro lado, es necesario un lugar que tenga poco contenido de sedimentos, pues estos podrían entrar por las rejillas de la toma y perjudicar el sistema de conducción; en el caso de tener una alta cantidad de sedimentos es recomendable incluir el diseño de un desarenador. Además, es necesario elegir un lugar con poco contenido de material grueso, ya que este puede generar abrasión y perjudicaría a la vida útil de la obra.

2.7.3 Curso del río.

El curso de los ríos es importante para el paso uniforme del agua por la estructura. Ubicar una zona con un encauzamiento natural del río es importante pero no decisivo, pues se pueden construir encauzamientos que aseguren el paso uniforme del caudal; así como, evitar la abrasión de las zonas cercanas al lugar de la toma y de esta manera conservar “limpia” el agua del río. También, es importante encauzar el río para evitar el colapso de la obra; por otro lado, el terreno de fundación se ve afectado por la forma del río, ya que depende de ello si el

material se mantiene suspendido en el río y sigue su recorrido o empieza a sumergirse, para tomas tipo tirolesa se recomienda elegir lugares con poco material sumergido.

2.8 Criterios de diseño hidráulico.

El diseño de las obras de captación tiene un procedimiento de cálculo estándar, el cual consiste en evaluar el caudal que lleva el río, la cantidad de sedimentos, el ancho de la toma, el tirante máximo, la longitud de la toma y otros factores propios a cada una. Así mismo, para los sistemas de conducción, el cálculo para el diseño es típico basados en las fórmulas del autor Arturo Rocha.

2.8.1 Diseño de muro de encauzamiento.

Los muros de encauzamiento cumplen la función de limitar el flujo del río en una determinada longitud, esto con la finalidad de dirigir el agua a la toma tirolesa y al azud, también ayudan a limitar algunos parámetros que se requieran como el tirante, ancho, caudal, etc. Así mismo, en caso la estructura no haya sido fundada en roca firme, protegen las estructuras hidráulicas presentes disipando la energía del río.

Otro uso que tienen los muros de encauzamiento es proteger los taludes del río cuando son bajos, tendidos o pasan por zonas urbanas. Para esto, se tiene dos tipos de muros: por gravedad y en voladizo.

- **Profundidad de Socavación.**

El cálculo de la profundidad de socavación permite determinar una profundidad óptima para garantizar la estabilidad de diferentes elementos a cimentarse en ríos. Para un estudio de socavación es importante reconocer las características del suelo, con la finalidad de determinar la erosión del suelo que pueda producirse. Uno de los métodos para determinar dicha profundidad de socavación es el método de Lischvan-Levediev, el cual se usará para el presente estudio, este método es el más completo para calcular la profundidad de socavación,

ya que considera la forma del cauce y la textura del material de fondo. Cabe mencionar que dicho método es el más difundido para suelos no cohesivos.

Para este método, considerando un suelo no cohesivo, se utilizarán las siguientes fórmulas:

$$d_s = \left(\frac{\alpha * d_0^{5/3}}{4.7 * \beta * D_{84}^{0.28}} \right)^{\frac{D_{84}^{0.092}}{0.223 + D_{84}^{0.092}}} \dots\dots (49)$$

Donde:

d_s : Profundidad de socavación (m).

β : Coeficiente de frecuencia.

d_0 : Profundidad inicial.

α : Coeficiente de sección (depende de las características hidráulicas).

D_{84} : Pasante de malla #84 (m).

El coeficiente de frecuencia, considera el tiempo de retorno de caudales máximos y se calcula mediante la fórmula 50:

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 \ln T \dots\dots (50)$$

Donde:

T: Tiempo de retorno (años).

Además, la ecuación anterior está comprendido entre tiempos de retorno mayores a 15 años y menores a 1500 años.

El coeficiente de sección se calcula mediante la fórmula 51:

$$\alpha = \frac{Q_d}{\mu * B_e * d_m^{5/3}} \dots\dots (51)$$

Donde:

Q_d : Caudal de diseño (m³/s).

B_e : Ancho efectivo de la superficie libre del cauce (m)

μ : Variables en función de las contracciones laterales del flujo.

d_m : Profundidad media (m).

El valor de la profundidad media se puede calcular mediante la fórmula 52:

$$d_m = \frac{A}{B_e} \dots\dots (52)$$

Donde:

A: Área hidráulica de la sección (m²)

Para calcular el valor de las contracciones laterales del flujo “ μ ” se utiliza la fórmula 53:

$$\mu = 1 - \frac{0.387 * U}{L} \dots\dots (53)$$

Cuando en el recorrido del río no existen obstáculos el valor de “ μ ”, es igual a 1.

En caso existan obstáculos el valor de U se puede estimar mediante la fórmula 54:

$$U = \frac{Q_d}{A} \dots\dots (54)$$

2.8.2 Criterios de diseño de toma.

La toma tirolesa, también conocida como toma de fondo, es un canal construido de manera transversal en el río para la captación del agua. Está compuesto por unas rejillas ubicadas en la parte superior con una inclinación en la misma dirección de aguas del río, por las cuales ingresa el agua que se desea captar.

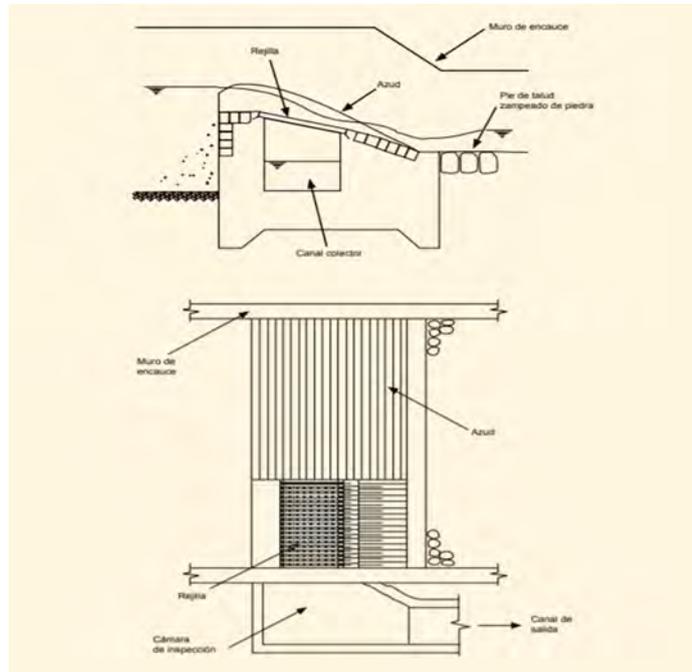


Figura 07. Parte de una toma tirolesa.

Tomado de tomas tirolesa. Serie de investigación aplicada N°1: Criterios de diseño y construcción de obras de captación para riego, por PRONAR (Bolivia), 2002.

De la figura 7, se observa que las rejillas están inclinadas y se ubican alineadas con la dirección del río. Esto con el objetivo de que las partículas que el río arrastra en su recorrido pasen a aguas abajo y no perjudiquen la obra de captación. Por otro lado, los sedimentos de menor tamaño que ingresan al canal junto con el agua son depositados en el desarenador y deben de ser retirados cada cierto tiempo. También, incluye un muro de encauzamiento el cual no se ubica siempre con la obra, solo en los casos que el río presente muchas curvas.

Algunos criterios a tomar en cuenta para el proceso constructivo son: las tomas requieren gran cantidad de concreto para soportar los grandes esfuerzos a los que son expuestos, el canal de recolección de agua debe de tener la pendiente suficiente para poder evacuar todo el material sólido que se filtra a través de las rejillas junto al agua y el borde libre entre la superficie de agua del canal recolector y las rejillas de fondo debe de ser como mínimo igual al 25% de la altura máxima del canal recolector.

2.8.2.1 Diseño de las rejillas

En el diseño de las rejillas, se debe tener en cuenta que el ángulo de inclinación debe de estar comprendido entre 22° y 55°; las barras deben de ser lo suficientemente resistentes para no dañarse con el paso de algún material sólido que el río transporta; la cantidad de agua que se capta dependerá de estas rejillas, esto quiere decir que si la capacidad de captación de las rejillas es mayor al caudal que transporta el río toda el agua pasará a través de estas, mientras que en épocas de crecida solo pasará la cantidad de agua para la que fue diseñada. El diseño de las rejillas se basa en las fórmulas generales para vertederos, cuyos parámetros dependen de la forma de las rejillas, pérdida de carga, caudal de diseño, régimen del flujo y separación entre barras. El caudal a ser captado por la toma se calcula mediante la fórmula 55:

$$Q = \frac{2}{3} * c * \mu * B * L * \sqrt{2 * g * h} \dots\dots (55)$$

Donde:

Q: Caudal de diseño a ser captado por la toma tirolesa

c: Coeficiente de rejilla

u: Coeficiente de descarga de la rejilla

B: Ancho de la toma tirolesa en metros

L: Longitud de la toma tirolesa en metros

h: Profundidad del agua en el borde superior de la rejilla

g: Aceleración de la gravedad que se tomará como 9.81

1. Coeficiente de rejilla

Dicho coeficiente depende de la abertura entre barras adyacentes, del espacio entre los ejes de cada barra y el ángulo de inclinación de la rejilla β , tal como se muestra en la fórmula 56:

$$c = 0.6 * \frac{a}{b} * (\cos\beta)^{3/2} \dots\dots (56)$$

a: Abertura entre barras adyacentes.

b: Espacio entre los ejes de cada barra.

β : Ángulo de inclinación de la rejilla.

Los valores a y b que se utilizan en la fórmula 56 se obtienen de la figura 08:

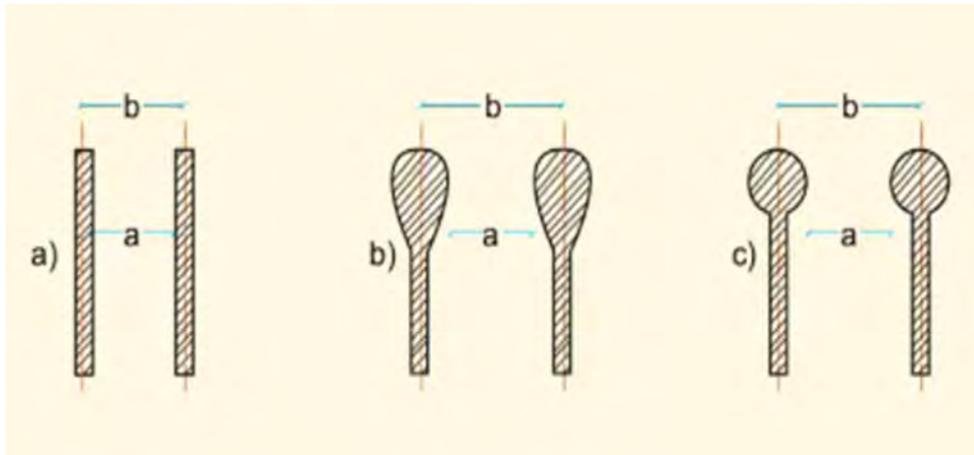


Figura 08. Relación entre las dimensiones “a” y “b” de una rejilla.

Tomado de tomas tirolesas. Serie de investigación aplicada N°1: Criterios de diseño y construcción de obras de captación para riego, por PRONAR (Bolivia), 2002.

2. Coeficiente de descarga para la rejilla.

La forma de las barras de la rejilla hace que la descarga varíe, por eso este coeficiente depende de la forma de diseño que se decida, además varía entre 0.62 y 0.95 dependiendo del tipo de barra (rectangulares u ovaladas). Para una mejor comprensión se mostrará la figura 09:

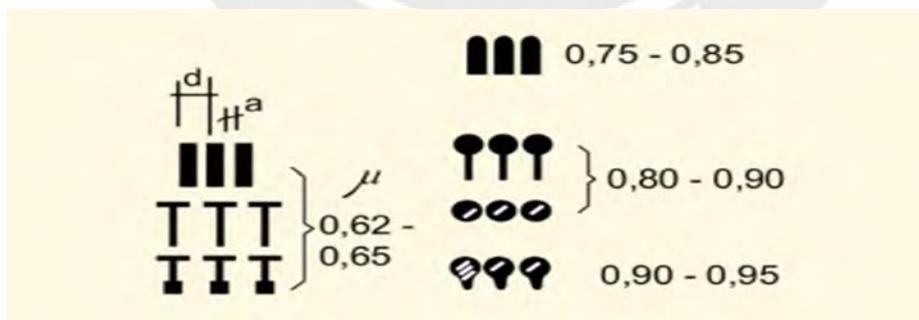


Figura 09. Valores del coeficiente de contracción de la rejilla μ .

Tomado de tomas tirolesas. Serie de investigación aplicada N°1: Criterios de diseño y construcción de obras de captación para riego, por PRONAR (Bolivia), 2002.

3. Profundidad del agua en el borde superior de la rejilla.

La profundidad del agua aceptable en la parte superior de la rejilla, medida perpendicularmente a ella, se calcula en función de la profundidad crítica con la que llega a ingresar el agua a la rejilla, tal como se muestra en la figura 10.

Se recomienda, que el flujo del agua que llega a la toma tirolesa sea de flujo subcrítico, uniforme, no presente turbulencia y se encuentre distribuido a lo ancho de la toma. Además, existe la posibilidad de construir un amortiguador aguas arriba para que el flujo y régimen del agua sean los deseados al llegar a las rejillas. El valor de “h” se obtiene mediante la fórmula 57.

$$h = k_c * h_{cr} \dots \dots (57)$$

Donde:

Kc: Factor de reducción.

hcr: Profundidad crítica.

h: Profundidad de agua.

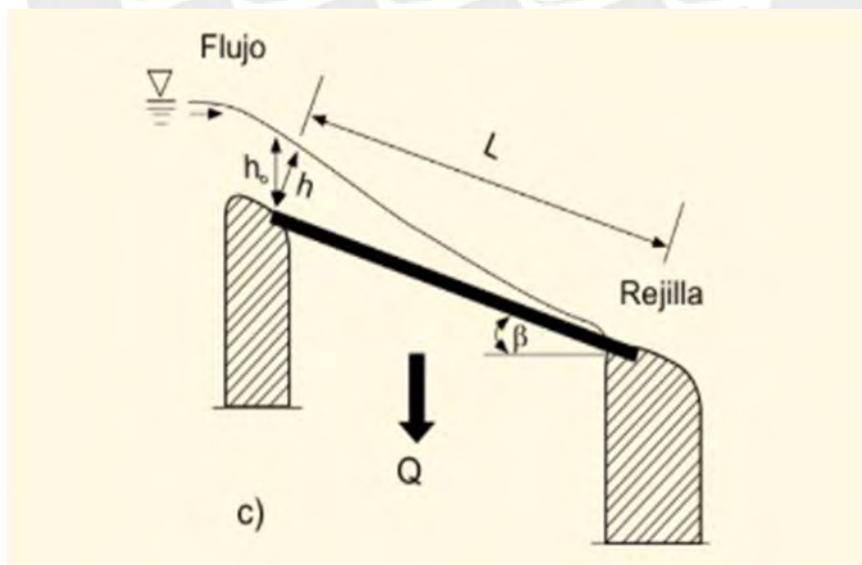


Figura 10. Vista de perfil de las rejillas.

Tomado de tomas tirolesas. Serie de investigación aplicada N°1: Criterios de diseño y construcción de obras de captación para riego, por PRONAR (Bolivia), 2002.

El valor de k_c se conoce como factor de reducción y se puede calcular mediante la fórmula 58:

$$2 * \cos\beta * k_c^3 - 3 * k_c^2 + 1 = 0 \dots\dots (58)$$

Donde:

K_c : Factor de reducción

β : Ángulo de inclinación de las rejillas

Los valores del factor de reducción, para un ángulo de inclinación menor a 26° , que se utiliza en la fórmula 58, se obtiene de la tabla 12:

Tabla 12: Valores de k_c para valores de β menor a 26°

Ángulo β	K_c	Ángulo β	K_c
0°	1.00	14°	0.879
2°	0.980	16°	0.865
4°	0.961	18°	0.851
6°	0.944	20°	0.837
8°	0.927	22°	0.825
10°	0.910	24°	0.812
12°	0.894	26°	0.800

Nota. Tomado de “Tomas tirolesa. Serie de investigación aplicada N°1: Criterios de diseño y construcción de obras de captación para riego”, por PRONAR (Bolivia), 2002.

Para valores de β mayores a 30° el valor de k_c se puede calcular mediante la fórmula 59:

$$k_c = 0.88 * \cos\beta \dots\dots (59)$$

Finalmente, el valor del tirante crítico se puede calcular mediante la fórmula 60:

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g * B^2}} \dots\dots (60)$$

Donde:

Q: Caudal del flujo

g: Gravedad 9.81 m/s²

B: Base del de la toma tirolesa

4. Longitud de rejilla.

La longitud de la rejilla se mide en el sentido de la pendiente y dependiendo del tipo del material que transporta el río, se recomienda que el ángulo de inclinación no sea mayor a 26° o que se encuentre entre 30° - 45° con la finalidad de evitar que el material más grueso que transporta el río no ingrese al canal colector; por otro lado, es recomendable que la longitud de diseño de la rejilla sea un 20% mayor a la longitud que se calcula. Además, “el autor Sviatolav Krochin (1978) recomienda que la longitud de la proyección horizontal de la rejilla no sea mayor a 1,25 metros y que su escuadría sea lo suficientemente resistente para resistir el paso de grandes pedrones” (PRONAR, 2002, p. 50).

2.8.2.2 Diseño del canal colector.

La función del canal colector es transportar el caudal que ingresa por las rejillas hasta el desarenador, para proceder en esta parte a limpiar el agua de los sólidos. Por ello, el diseño de dicha estructura se debe de realizar con la finalidad de evacuar el caudal de diseño de la toma. Se debe de tener en cuenta que la velocidad inicial del agua con la que ingresa al canal debe ser de aproximadamente 1 m/s y al salir de este sea de 2 a 3 m/s, para que los sólidos que ingresan por las rejillas, junto al agua, se transporten de manera correcta hasta el desarenador y no se asienten en el canal.

Por otro lado, la base del canal se puede estimar al multiplicar la longitud de la rejilla por el coseno del ángulo de inclinación; así mismo, el tirante máximo se estima aproximadamente igual a la base del canal; el borde libre mínimo del canal debe de ser la cuarta parte del tirante máximo; la pendiente del canal debe de tener un valor recomendado del 3%, para que el agua tenga la suficiente fuerza tractiva para arrastrar el material sólido que ingresa al canal y en caso el agua no pueda evacuarse de manera adecuada se debe aumentar la pendiente del canal o aumentar la longitud del tirante máximo.

$$B_{canal} = L * \cos\beta \dots\dots (61)$$

$$d = B_{\text{canal}} \dots (62)$$

Donde:

B_{canal} : Ancho de la base del canal

L: Longitud de la rejilla

β : Ángulo de inclinación de las rejillas

d: Tirante máximo

Además, el diseño se realizará según el método de Zamarin que sigue el método de Krochin, este método explica que el caudal en el canal es variable a lo largo del canal y se calcula mediante la fórmula 63:

$$Q_x = \frac{Q_d}{B} * x \dots (63)$$

Donde:

Q_x : Caudal a una longitud x

Q_d : Caudal de diseño

B: Ancho de la toma tirolesa, longitud del canal colector.

X: Distancia desde el comienzo del canal colector.

Para que los sólidos que pasan por la rejilla sean eliminados se recomienda que la velocidad promedio sea igual a:

$$V_{\text{prom}} \geq 3 * \sqrt{g * s} \dots (64)$$

Donde:

V_{prom} : Velocidad promedio.

g: gravedad (9.81).

s: Tamaño del sólido que pasa por las rejillas o separación entre rejillas.

La velocidad en las diferentes secciones del canal se calcula mediante la fórmula 65:

$$V_x = \frac{V_f - V_0}{B} * x + V_0 \dots (65)$$

Donde:

V_x : Velocidad a la distancia x .

V_f : Velocidad final (2 a 3 m/s según recomienda Krochin).

V_o : Velocidad inicial (1 m/s según recomienda Krochin).

B : Ancho de la toma tirolés, longitud del canal colector.

X : Distancia desde el comienzo del canal colector.

Finalmente, mediante la ecuación de Bernoulli se determina las cotas de agua en el canal colector:

$$\frac{V_1^2}{2 \cdot g} + d_1 = \frac{V_2^2}{2 \cdot g} + d_2 + S \Delta x \dots (66)$$

2.8.2.3 Diseño de canal de purga.

El canal de purga, es un canal de gran pendiente, esto con la finalidad de que se tenga la velocidad necesaria para poder eliminar los sedimentos de la base que ingresan a través de las rejillas de captación. Esta estructura mantiene en buen estado el resto de elementos que se plantean aguas abajo. Para tomas tipo tirolesa, se suele ubicar después de la ventana de captación y el canal colector, esta estructura cuenta con una compuerta reguladora la cual sirve para poder controlar y eliminar los sedimentos mediante el arrastre del agua. El canal de purga, se diseña de la siguiente manera:

- **Velocidad de arrastre**

Esta velocidad, es la necesaria para que el agua pueda arrastrar y eliminar el material que se sedimenta en la base del canal y se estima mediante la fórmula 67:

$$V_a = 1.5 * c * d^{\frac{1}{2}} \dots (67)$$

Donde:

V_a : Velocidad de arrastre

c: Coeficiente de arrastre en función al tipo de material (arena o grava 3.2, material con secciones angulares 3.9, material compuesto por arena y grava se utiliza un valor entre 3.5 a 4.5).

d: Diámetro de partícula mayor (m)

- **Caudal unitario (q)**

El caudal unitario es el caudal por unidad de ancho del canal y se calcula mediante la fórmula 68:

$$q = \frac{V_a^3}{g} \dots (68)$$

Donde:

q: Caudal unitario ($\frac{m^3}{s}/m$)

V_a^3 : Velocidad de arrastre.

g: Aceleración de la gravedad (m/s^2)

Seguidamente, se puede calcular el ancho del canal de purga mediante la fórmula 69:

$$b_p = \frac{Q_p}{q} \dots (69)$$

Donde:

b_p : Anchura del canal de purga

Q_p : Caudal en el canal de purga para eliminar el material de arrastre (m^3/s)

q: Caudal unitario ($\frac{m^3}{s}/m$)

Finalmente, se calcula la pendiente necesaria para el canal de purga mediante la fórmula 70.

$$I_p = \frac{n^2 * g^{10/9}}{q^{2/9}} \dots (70)$$

Donde:

I_p : Pendiente necesaria para la purga.

n: Coeficiente de Manning del río.

g: Aceleración de la gravedad (m/s^2)

q: Caudal unitario ($\frac{m^3}{s}/m$)

2.8.2.4 Diseño de azud.

El azud es la parte de la toma tirolesa construida en el lecho del río, por el cual se descarga el agua que no es captada por las rejillas. Por ello, es ideal que el azud tenga un perfil hidrodinámico, aunque es aceptable una caída inclinada. Para que el sistema funcione correctamente, la altura máxima del azud a comparación de la cota superior de la rejilla debe de ser pequeña. En obras construidas se demostró que el rango de alturas para que la estructura funcione adecuadamente está entre 0.2 m y 0.5 m. Por otro lado, es importante considerar que las rejillas y el azud conformen un solo cuerpo, para que los sólidos de mayor tamaño pasen encima del azud de manera fácil y que no sea necesario construir una cámara de limpieza adicional al desarenador.

El azud es una estructura de concreto simple construido en el lecho del río, por ello la estabilidad debe evaluarse por volcamiento, deslizamiento, corte y asentamiento. Los dos últimos dependen del tipo de suelo por el que está conformado el río; mientras que, los primeros dos son verificaciones necesarias para garantizar la estabilidad. Las solicitaciones que entran en el análisis son el peso propio, empuje del agua, empuje del material aguas arriba como aguas abajo y la subpresión. El cálculo para este diseño se realiza de manera similar al de un muro de contención de gravedad.

2.8.2.5 Diseño de poza o colchón disipador.

Una poza disipadora es una estructura hidráulica cuya finalidad es disipar una diferencia de energía producida aguas arriba y abajo, con la finalidad de que no se produzcan erosiones en los materiales del cauce, para ello, la importancia de formar un resalto hidráulico para disipar dicha energía cinética. Un esquema de colchón disipador se muestra en la figura 11:

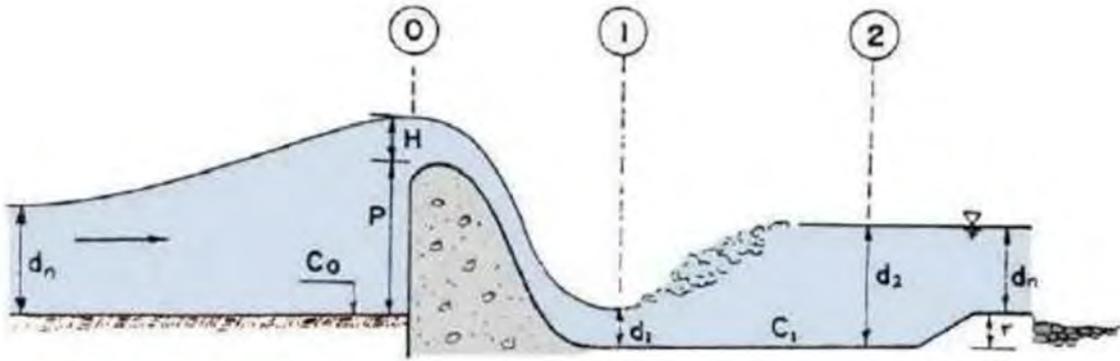


Figura 11. Resalto hidráulico al pie del barraje.

Tomado de Diseño de Bocatomas, por Ing. Alfredo Mansen Valderrama (Perú), s/f.

Para el diseño de una poza o colchón disipador se debe considerar el siguiente análisis:

1. Determinar el tirante al pie del barraje del vertedero (d_1), para ello, se tomará de referencia la energía producida en las secciones 0 y 1 de la figura 11.

$$E_0 = C_0 + P + H + \frac{V_0^2}{2g} \dots (71)$$

$$E_1 = C_1 + d_1 + \frac{V_1^2}{2g} \dots (72)$$

De ambas ecuaciones y reemplazando en la ecuación de Bernoulli, se obtiene las siguientes fórmulas:

$$E_0 = E_1 + h_{f(0-1)} \dots (73)$$

$$V_1 = \left(2g * \left(C_0 - C_1 + P + H - d_1 + \frac{V_0^2}{2g} - h_{f(0-1)} \right) \right)^{1/2} \dots (74)$$

Donde:

V_1 : Velocidad al pie del talud (m/s)

C_0 : Cota del terreno en la sección 0 (m)

C_1 : Cota del colchón disipador [sección 1] (m)

P : Altura del Barraje (m)

H : Altura de la lámina vertiente (m)

d_1 : Tirante al pie del barraje (m)

V_0 : Velocidad en la cresta el barraje (m/s)

$h_{f(0-1)}$: Pérdidas por fricción entre las secciones 0 y 1

Además, para resolver dicha ecuación es importante considerar lo siguiente:

- La diferencia entre cotas $C_0 - C_1$ debe estar comprendido entre 0.5 y 1.0 m.
- Las pérdidas por fricción entre dichas secciones se pueden calcular mediante la fórmula 75:

$$h_{f(0-1)} = 0.1 * \frac{V_0^2}{2g} \dots (75)$$

- El valor del tirante al pie del barraje debe ser mayor o igual a 0.1 m.

Por último, al valor calculado de d_1 se realiza una comprobación mediante la fórmula 76:

$$d_1 = \frac{q_1}{V_1} \dots (76)$$

Los valores de d_1 calculados en la ecuación 74 y 76 deben ser muy similares.

2. Determinar el tirante conjugado en la sección 2 (d_2), considerando la conservación de la fuerza entre las secciones 1 y 2, se obtiene mediante la fórmula 77:

$$d_2 = \frac{-d_1}{2} + \left(\frac{d_1^2}{4} + 2 * \frac{V_1^2}{g} * d_1 \right)^{1/2} \dots (77)$$

3. Determinar la longitud del colchón disipador, con los valores de los tirantes conjugados se calcula la longitud necesaria para producirse el resalto hidráulico, mediante las siguientes fórmulas:

$$L = (5 \text{ a } 6) * (d_2 - d_1) \quad [\text{Schoklitsch}] \dots (78)$$

$$L = 6 * d_1 * F_1 \quad [\text{Safranez}] \dots (79)$$

$$L = 4 * d_2 \quad [\text{U.S Bureau of Reclamation}] \dots (80)$$

Donde:

d1 y d2: Tirantes conjugados (m)

F1: Número de Froude en la sección 1.

De dichos cálculos de longitudes del colchón dissipador se elige el mayor.

4. Determinar el espesor del colchón dissipador, se utiliza la fórmula 81:

$$e = 0.2 * q^{0.5} * z^{0.5} \quad [Tratmvtch] \dots(81)$$

Donde:

e: Espesor del colchón dissipador (m)

q: Caudal unitario (m³/s/m)

z: Diferencia de cotas aguas arriba y abajo del azud (m)

Krochin recomienda un espesor mínimo del colchón dissipador de 0.30 m.

2.8.3 Dimensionamiento del desarenador.

“Los desarenadores son estructuras hidráulicas que sirven para decantar el material sólido no deseable que lleva el agua de un canal” (Pronar, 2002, p.69). Dichos materiales sólidos, en un sistema de riego representan una serie de problemas:

- Produce en el fondo de los canales que ciertas cantidades o tamaños de partículas en suspensión se depositen en ella, disminuyendo la capacidad de conducción.
- Produce la erosión de los sistemas de conducción especialmente en las paredes.
- Produce obstrucción en los sistemas de canales y otras obras de arte.

Los desarenadores se ubican, por lo general, entre la obra de toma y el inicio del canal principal. Estas estructuras hidráulicas están constituidas por los elementos que se muestran en la figura 12:

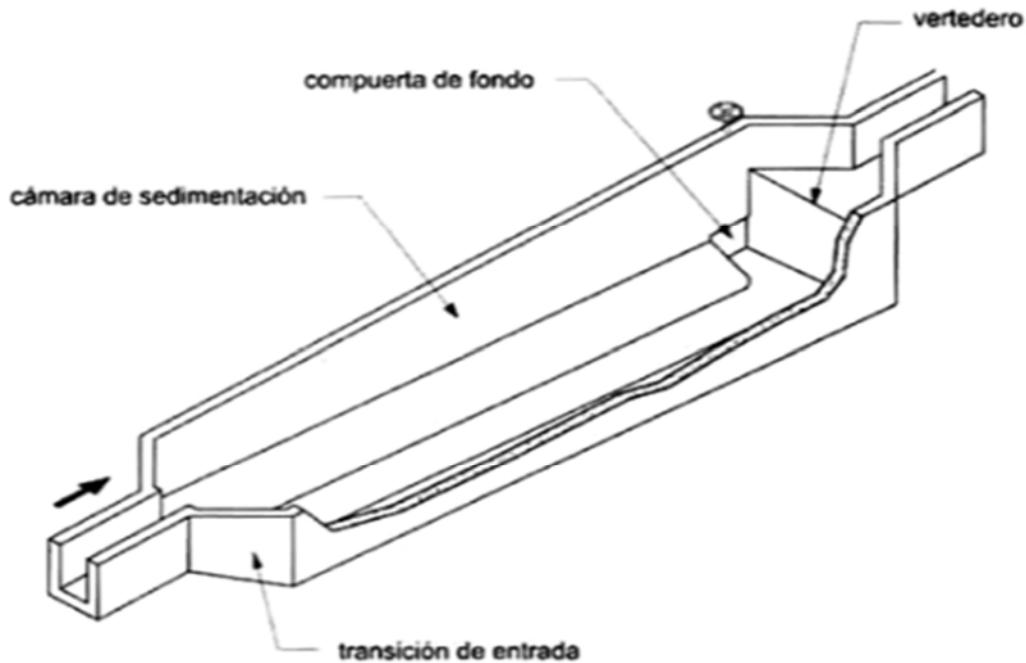


Figura 12. Componente de un desarenador.

Tomado de tomas tirolesas. Serie de investigación aplicada N°1: Criterios de diseño y construcción de obras de captación para riego, por PRONAR (Bolivia), 2002

Para el diseño de un desarenador se debe considerar el siguiente análisis:

1. Determinar el diámetro de las partículas que se van a decantar, estos materiales pueden ser arcilla, limo, arena y grava, se recomienda trabajar un diseño de desarenador con partículas de diámetro mayor a 1 mm.
2. Determinar la velocidad de escurrimiento, es recomendable que dicha velocidad no exceda la velocidad máxima a fin de evitar que el material en suspensión pueda depositarse. Se utiliza la fórmula 82:

$$Vd = a * \sqrt{D} \dots (82)$$

Donde:

Vd: Velocidad de escurrimiento (cm/s)

D: Diámetro del grano a decantar (mm)

a: Coeficiente que depende de D

El valor del coeficiente de decantación “a” que se utiliza en la fórmula 82 se obtiene de la tabla 13:

Tabla 13: Valores del coeficiente de decantación “a”

Diámetro D	Coeficiente a
D < 0.1 mm.	51
0.1 mm < D < 1 mm	44
D > 1 mm	36

Nota. Tomado de “Tomas tirolesa. Serie de investigación aplicada N°1: Criterios de diseño y construcción de obras de captación para riego”, por PRONAR (Bolivia), 2002.

- Determinar el ancho de la cámara de sedimentación, por ello es necesario considerar las limitaciones topográficas que puedan presentarse en zonas de montañas.
- Determinar la altura de la cámara de sedimentación, para desarenadores de secciones rectangulares se considera la fórmula 83:

$$H = \frac{Q}{Vd * B} \dots (83)$$

Donde:

H: Altura de la cámara de sedimentación (m)

Q: Caudal (m³/s)

Vd: Velocidad de escurrimiento (m/s)

B: Ancho de cámara de sedimentación (m)

Teniendo en cuenta ciertas condiciones de pared y la formación de líneas de corriente, es recomendable verificar la siguiente premisa:

$$0.8 < \frac{B}{H} < 1.0$$

5. Determinar la velocidad de sedimentación, cabe mencionar que la velocidad de sedimentación depende del diámetro de la partícula. Se mostrará la tabla 14 de Arkhangelski, que muestra las velocidades para ciertos diámetros:

Tabla 14: Velocidad de sedimentación según diámetro de partículas

D (mm)	Vs (cm/s)	D (mm)	Vs (cm/s)
0.05	0.178	0.50	5.400
0.10	0.692	0.55	5.940
0.15	1.560	0.60	6.480
0.20	2.160	0.70	7.320
0.25	2.700	0.80	8.070
0.30	3.240	1.00	9.440
0.35	3.780	2.00	15.290
0.40	4.320	3.00	19.250
0.45	4.860	5.00	24.900

Nota. Tomado de “Tomas tirolesa. Serie de investigación aplicada N°1: Criterios de diseño y construcción de obras de captación para riego”, por PRONAR (Bolivia), 2002.

6. Determinar el tiempo de retención, esto mediante la fórmula 84:

$$ts = \frac{H}{Vs} \dots (84)$$

Donde:

ts: Tiempo de retención (s)

7. Determinar la longitud de la cámara, para ello se utiliza la fórmula 85:

$$L = K * Vd * ts \dots (85)$$

Donde:

L: Longitud de la cámara (m)

K: Coeficiente de seguridad que depende de la velocidad de escurrimiento

El valor del coeficiente de seguridad que depende de la velocidad de escurrimiento que se utiliza en la fórmula 85 se obtiene de la tabla 15

Tabla 15: Coeficientes de seguridad K

Vd (m/s)	K
0.20	1.25
0.30	1.50
0.50	2.00

Nota. Tomado de “Tomas tirolesa. Serie de investigación aplicada N°1: Criterios de diseño y construcción de obras de captación para riego”, por PRONAR (Bolivia), 2002.

8. Determinar la transición de entrada, por el criterio de Hinds mediante la fórmula

86:

$$Lt = \frac{T2 - T1}{2 * \tan(12.5^\circ)} \dots \dots (86)$$

Donde:

Lt: Longitud de la transición (m)

T2: Espejo de agua en la cámara de sedimentación (m)

T1: Espejo de agua en el canal de entrada (m)

2.8.3.1 Sistema de purga del desarenador.

El sistema o compuerta de purga sirve para eliminar el material que pasa por las rejillas y se deposita en el fondo del desarenador para asegurar una adecuada eliminación de dichos materiales la pendiente del desarenador debe estar comprendido entre 2 y 6%. Además, en un sistema de purga eficiente es importante analizar la carga de agua sobre el orificio de salida y la velocidad de descarga que debe estar comprendida entre 3 y 5 m/s, con la finalidad de evitar un efecto erosivo en el concreto.

2.8.4 Criterios de diseño de canales.

Los canales son sistemas abiertos de conducción y servirán para transportar el agua hasta el lugar de riego, la elección de la ruta de los canales depende en gran medida de la topografía del lugar. Luego de realizar el trazo, se procede a realizar los cálculos para el diseño

del canal, el parámetro más importante en el diseño de un canal es el caudal a transportar. Además, es necesario conocer la pendiente del canal, que se obtiene de dividir la diferencia de cotas entre la longitud del canal. Finalmente, estimamos el valor del número de Manning dependiendo del material del canal, para canales de irrigación es recomendable el uso de canales revestidos no erosionables, para de esta manera evitar la pérdida del agua por infiltración y la erosión del material.

Con estos datos iniciales podremos calcular las dimensiones del canal, la velocidad de diseño y el borde libre para tener el diseño del canal completo. Se recomienda que la velocidad mínima del canal sea de 0.6 m/s y tenga una velocidad máxima en canales no erosionables (revestidos) de 6 m/s.

$$Q = \frac{A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n} \dots \dots (87)$$

Donde:

A: Área del canal considerando como altura el tirante máximo.

R: Radio hidráulico (área/perímetro).

S: Pendiente longitudinal del canal.

n: número de Manning.

El borde libre se calcula de la siguiente manera.

$$fb = Q/A \dots \dots (88)$$

Donde:

fb: Borde libre.

A: Área del canal.

Capítulo 3: Estudios básicos de ingeniería

3.1. Topografía.

Para el presente trabajo se realizó el levantamiento topográfico de la zona, donde se ubicará la toma tirolesa, tomando en cuenta ciertas características físicas como: orografía, pendiente, encauzamiento natural del río, además de la cercanía a la entrada al canal Wich Wich, tramo 0 km+000; además, la zona en cuestión es el punto donde los pobladores desvían el agua del río fortaleza por un canal rústico y mediante una enrocado que sirve para el almacenamiento de agua. Tal como se muestra en las figuras 13, 14, 15 y 16:



Figura 13. Imagen satelital del punto de captación de agua.

Tomado de Google Earth. (Perú), 2022

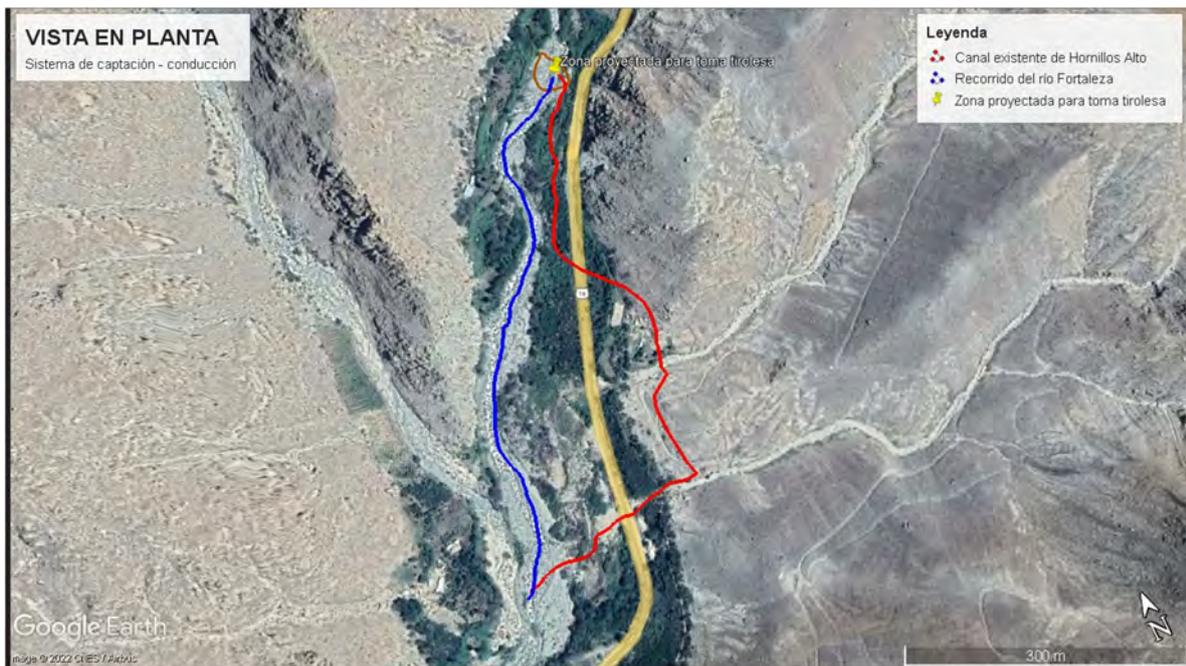


Figura 14. Imagen satelital del recorrido del canal existente.

Tomado de Google Earth. (Perú), 2022



Figura 15. Imagen del enrocado para desviar agua al canal Wich Wich en época de lluvias.

(fuente propia) (Perú), 2022



Figura 16. Imagen del enrocado para desviar agua al canal Wich Wich en época de sequía. (fuente propia). (Perú), 2022.

El levantamiento topográfico servirá para poder conocer datos básicos del río como: pendiente, ancho del cauce del río, longitud del encauzamiento natural, y distancia de la toma a la entrada del canal, los cuales se usarán, posteriormente, en el diseño. El levantamiento tuvo una longitud aproximada de 140 metros en un ancho de entre 8 a 13 metros, cuyos puntos se ubicaron en ambas orillas del río y en el eje central del mismo, por condiciones naturales y el caudal del río. Se hizo el levantamiento enfocándose en los puntos más importantes: la ubicación de la toma, el encauzamiento natural y la zona donde se proyectará el canal de transición, rejillas y el canal Wich Wich. Para ello, se utilizaron una estación total, dos jalones, dos miras, un trípode, GPS y la mano de obra calificada de un técnico topográfico. Los resultados y datos necesarios del estudio servirán para el desarrollo del capítulo 5.1: Elección de obra de captación y el capítulo 5.2.1: parámetros preliminares de diseño; además, los planos se adjuntarán en el capítulo 6.1: Planos y los resultados se presentarán en el anexo.

3.2. Estudio geotécnico

Para el presente trabajo se realizaron dos calicatas, la primera ubicada en el eje de proyección de la toma y la segunda ubicada a aproximadamente 60 metros antes del punto de la toma, estas calicatas se extrajeron de la orilla del río, ya que por el caudal presente en el río fue imposible extraerlas del eje longitudinal. Ambas muestras tienen una dimensión de 0.70x0.70 m y una profundidad de 0.90 metros punto donde se encontró la napa freática. La estratigrafía presente en ambas calicatas fue la siguiente: de 0 – 0.20 m. se encontró material orgánico y de 0.20 – 0.90 m. grava arenosa (material granular) y de 0.90 m. a más napa freática. Con respecto al estudio de mecánica de suelos (Estudio Granulométrico) se utilizará las recomendaciones de la Norma técnica ASTM D 422 análisis granulométrico que es la norma aplicable según la Norma E 0.50 Suelos y cimentaciones. Para esto, se extrajeron aproximadamente muestras de 10 kg. por cada calicata, además las herramientas que se usaron para extraer las muestras fueron: dos picos, dos palas, una barreta y la mano de obra no calificada de un peón como se muestra en las figuras 17 y 18.



Figura 17. Imagen de la calicata N° 1 ubicada a la proyección del lugar de la toma. (fuente propia). (Perú), 2022.



Figura 18. Imagen de la calicata N° 2 ubicada a la proyección de la entrada del encauzamiento. (fuente propia). (Perú), 2022.

El estudio de suelos servirá para conocer el tipo de suelo de fundación que es el dato más importante de este estudio, con el cuál mediante bibliografías podremos obtener algunos otros datos que sean necesarios. El procesamiento de las muestras se realizó en el laboratorio de Mecánica de Suelos de la PUCP, para ello, se procedió a colocar las muestras extraídas en bandejas para secarlas en los hornos y obtener el peso seco; al día siguiente, se extrajo una muestra de 6 kg. aproximadamente para ambas muestras y se procedió a cuartear por norma, luego utilizando la malla #10 se tamizó y se pesaron las muestras retenidas y las que pasaban dicha malla. Por último, se lavaron las muestras utilizando la malla #200 para los finos y la malla #10 para la grava. Al día siguiente, se tamizaron ambas muestras por las mallas de 3", 2", 1 ½", 1", ¾", 3/8", #4 y #10 para el material grueso; mientras que, para el material fino se usaron las mallas #20, #40, #60, #140, #200 y la bandeja para material menor a #200. Con esto podemos obtener los pesos retenidos por cada malla, % retenido y % que pasa cada malla, lo cual servirá para dibujar la curva granulométrica y clasificar el suelo. Los resultados servirán para el desarrollo del capítulo 5.1: Elección de obra de captación, además se presentarán en el anexo.

Capítulo 4: Análisis hidrológico

En este capítulo se estudiará y analizará la oferta del recurso hídrico, así como la demanda del mismo para el proyecto, se trabajará con datos proporcionados por la ANA, el Senamhi y extraídos del expediente: “Mejoramiento del camino vecinal AN-8: EMP. PE-16 (Chasquitambo) – Llampá del distrito de Colquioc – provincia de Bolognesi – departamento de Ancash”. Para el proceso de análisis de datos pluviométricos se usarán los datos de la estación más cercana a la altitud representativa de la cuenca, la cual será calculada en el apartado 4.2.1 Características del río fortaleza.

4.1. Análisis de demanda de agua

4.1.1. Cálculo de la evapotranspiración

Para calcular la evapotranspiración del cultivo de referencia se utilizará el método de Penman – Monteith, descrito en el capítulo 2.4. Este método es utilizado por el programa Cropwat de la FAO en base a la fórmula 21.

A continuación, en las tablas 16, 17, 18 y 19, se mostrarán los datos meteorológicos de la estación Chamana que se utilizarán para calcular el ETo y los resultados obtenidos del programa Cropwat:

Tabla 16: Temperatura Máxima Mensual (°C)

Año/Mes	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.
2015	26.05	26.21	25.92	26.56	26.72	26.56	26.91	27.24	27.06	26.99	27.16	26.76
2016	26.9	26.38	27.01	26.86	27.23	26.87	27.08	26.98	27.24	27.14	27.33	26.5
2017	26.48	26.08	25.89	27.43	27.11	27.09	27.44	26.99	26.62	26.61	26.83	26.61
2018	26.87	27	26.75	27.23	27.47	27.25	27.29	27.26	27.23	27.18	27.3	27.22
2019	26.72	26.75	26.9	27.48	27.39	27.5	26.5	26.79	26.9	26.93	26.69	26.84

Nota. Tomado de la estación Chamana, por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú – Senamhi (Perú, Ancash), 2022.

Tabla 17: Temperatura Mínima Mensual(°C)

Año/Mes	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.
2015	11.79	11.28	10.94	11.61	11.43	11.22	11.35	12.26	11.97	11.71	11.68	11.15
2016	10.92	10.57	11.56	11.89	12.45	12.17	12.37	12.4	12	11.79	11.6	11.6
2017	11.07	11.15	11.08	12.05	12.1	12.04	12.13	11.39	11.45	11.52	11.66	11.35
2018	11.48	11.05	11.29	11.43	11.18	10.6	11.37	11.52	11.52	11.06	11.24	11.1
2019	11.04	11.89	11.35	11.63	11.18	10.99	11.1	11.39	11.4	11.28	11.47	11.16

Nota. Tomado de la estación Chamana, por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú – Senamhi (Perú, Ancash), 2022

Tabla 18: Humedad Relativa Mensual (%)

Año/Mes	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.
2017	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	72.77	70.74	69.39	69.91	71.24	72.42	70.54
2018	70.69	70.76	69.35	68.45	67.62	69.65	68.52	71.27	70.34	70.27	70.71	68.42
2019	68.79	69.51	71.05	68.86	69.14	69.12	69.39	69.23	70.35	70.14	69.90	69.67

Nota. Tomado de la estación Chamana, por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú – Senamhi (Perú, Ancash), 2022.

Tabla 19: Velocidad Media del Viento Mensual (m/s)

Año/Mes	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.
2015	2.4	2.4	2.4	2.7	2.6	2.3	2.3	3	2.6	2.2	2.6	2.7
2016	3	2.8	3	3.5	3.4	3.4	3.4	3.9	3.4	3.3	3.3	3.1
2017	3	2.9	2.8	3.3	3.3	3.7	3.6	4	3.9	4	3.7	4.5
2018	4.1	3.7	4	4	3.7	3.9	4.3	3.8	3.5	3.8	3.7	4.2
2019	4.1	3.2	3.4	4	3.9	4	3.8	3.6	4.1	3.5	3.3	3.5

Nota. Tomado de la estación Chamana, por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú – Senamhi (Perú, Ancash), 2022.

Para poder estimar de la cantidad de horas de sol del día, se utilizará la tabla 20 propuesta por la FAO en la guía para la determinación de requerimientos de agua de cultivo, ya que el Senamhi ni la ANA cuentan con estos datos disponibles.

Tabla 20: Horas de Sol Mensual diario (h)

Lat. Grad.	HEMISFERIO SUR											
	Ene.	Feb.	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
10	12,5	12,3	12,1	11,8	11,5	11,4	11,5	11,7	11,9	12,2	12,5	12,6

Nota. Adaptado de “Evapotranspiración del cultivo: Guías para la determinación de los requerimientos de agua de los cultivos”, por FAO (EE.UU.), 2006.

Para poder estimar el promedio por mes de horas del sol, se utilizó la tabla 20 extraída de la FAO y se eligió la latitud de 10°, ya que la latitud de la estación de estudio, Chamana, tiene una latitud de 10° 12' 26.06". Se observa que existe una diferencia entre la latitud de la

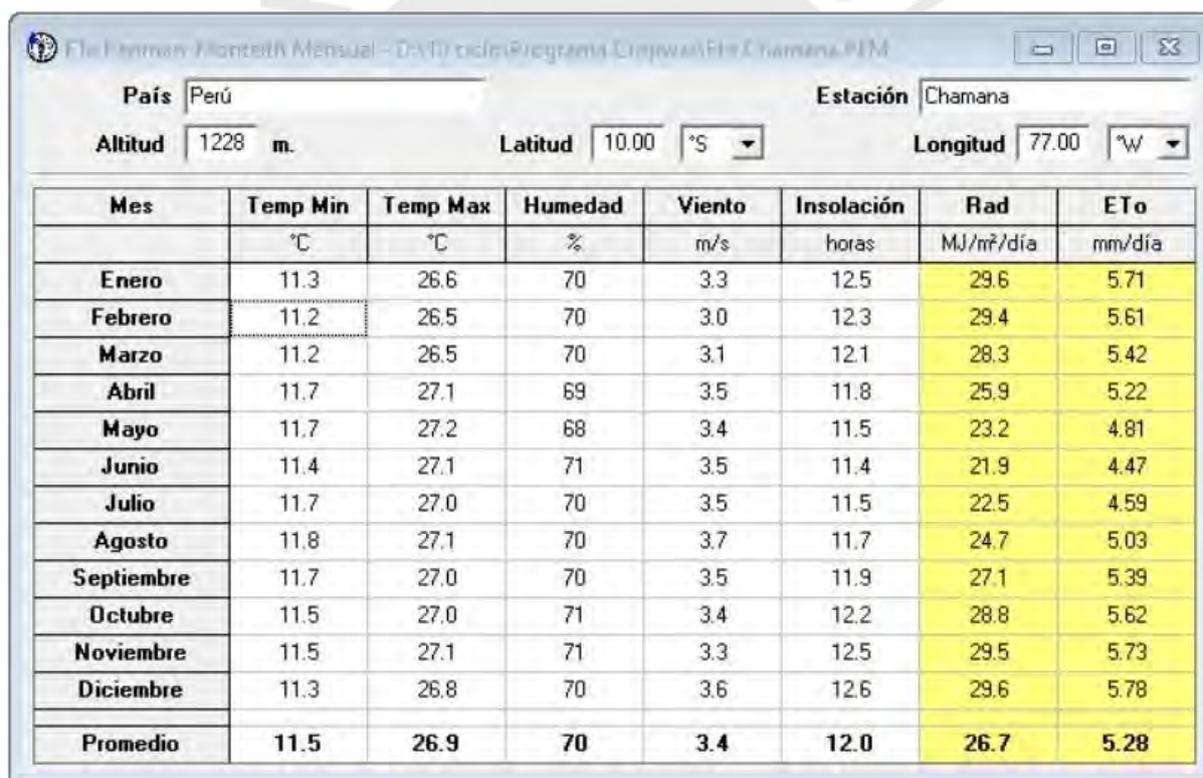
zona y la latitud de la tabla; sin embargo, se considerarán los mismos valores mostrados en la tabla, ya que al ser valores estimados y al tener una diferencia pequeña en la interpolación no arrojará un valor preciso.

A continuación, en la tabla 21, se muestran los resultados que se obtuvieron usando el programa Cropwat, con el método Penman-Monteith, para el cálculo del ETo y la radiación mensual.

Tabla 21: Valores mensuales de ETo (mm/día)

Mes	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.
Rad (MJ/m ² /día)	29.60	29.40	28.30	25.90	23.20	21.90	22.50	24.70	27.10	28.80	29.50	29.60
ETo (mm/día)	5.71	5.61	5.42	5.22	4.81	4.47	4.59	5.03	5.39	5.62	5.73	5.78

Nota. Tomado de Demanda de agua – Fuente propia – Todos los derechos reservados



The screenshot shows the 'Penman-Monteith Mensual' program interface. The input fields are: País: Perú, Estación: Chamana, Altitud: 1228 m, Latitud: 10.00 °S, Longitud: 77.00 °W. The results table is as follows:

Mes	Temp Min °C	Temp Max °C	Humedad %	Viento m/s	Insolación horas	Rad MJ/m ² /día	ETo mm/día
Enero	11.3	26.6	70	3.3	12.5	29.6	5.71
Febrero	11.2	26.5	70	3.0	12.3	29.4	5.61
Marzo	11.2	26.5	70	3.1	12.1	28.3	5.42
Abril	11.7	27.1	69	3.5	11.8	25.9	5.22
Mayo	11.7	27.2	68	3.4	11.5	23.2	4.81
Junio	11.4	27.1	71	3.5	11.4	21.9	4.47
Julio	11.7	27.0	70	3.5	11.5	22.5	4.59
Agosto	11.8	27.1	70	3.7	11.7	24.7	5.03
Septiembre	11.7	27.0	70	3.5	11.9	27.1	5.39
Octubre	11.5	27.0	71	3.4	12.2	28.8	5.62
Noviembre	11.5	27.1	71	3.3	12.5	29.5	5.73
Diciembre	11.3	26.8	70	3.6	12.6	29.6	5.78
Promedio	11.5	26.9	70	3.4	12.0	26.7	5.28

Figura 19. Imagen de resultados de ETo por el método Penman-Monteith.

Tomado del programa Cropwat - FAO (Perú), 2022.

En la figura 19, se observa, de los resultados obtenidos por el método Penman - Monteith que el ETo tiene un intervalo entre 4.47 mm/día a 5.78 mm/día, valores que servirán para estimar los valores de los caudales demandados mensuales para riego. Por otro lado, estos

valores guardan relación con el tipo de zona, ya que al ser valores relativamente altos darán como resultado un requerimiento mayor de agua lo que tiene sentido al ser una quebrada.

4.1.2 Cédula de cultivo

La cédula de cultivo es la proporción cuantitativa y porcentual de las tierras destinadas a cultivo de manera anual. Para que una cédula de cultivo sea útil debe de distinguirse de manera precisas y confiable las tierras destinadas a cada vegetal en cada tipo de tierra. Para poder determinar la cédula de cultivo se pueden utilizar planos catastrales parcelarios de cultivos, cartas nacionales, padrones, encuestas y censos. Para el estudio en cuestión, se realizó una encuesta al presidente del comité de usuarios de la toma Camotillo – Wich Wich centro poblado de Hornillos el señor Jesús Lázaro Romero Riquelme, quién explico que se cuenta con un total de 62 Ha de las cuales 37 Ha se encuentra en la parte alta y 25 Ha en la parte baja, divididas de la manera en que se muestra en la tabla 22:

Tabla 22: Cédula de cultivo

	Cantidad de Hectáreas (ha)	Porcentaje (%)
Palta	18.6	30
Manzana	43.4	70
Totales	62.00	100

Nota. Tomado de “Demanda de agua” – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

4.1.3 Factor de cultivo (Kc)

El factor de cultivo permite calcular la evapotranspiración del cultivo ET_c e indica el desarrollo que tiene el cultivo según el mes del año y la temporada. Este coeficiente adimensional depende de las características del cultivo, duración del periodo de cultivo, clima, precipitación y riego, el K_c varía en función al crecimiento del cultivo. Para casos prácticos es recomendable usar valores ya conocidos según el tipo de cultivo. Para este proyecto se usarán los valores presentes en las tablas 23 y 24 proporcionadas por el “Estudio FAO Riego y Drenaje” y por la guía: Sistema de riego en el cultivo de palto por Agrobanco respectivamente.

Tabla 23: Valores de Kc mensuales manzana

	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
Manzana	0.95	0.95	0.95	0.70	-	-	-	-	-	0.45	0.60	0.85

Nota. Adaptado de “Evapotranspiración del cultivo: Guías para la determinación de los requerimientos de agua de los cultivos”, por FAO (EE.UU.), 2006.

Tabla 24: Valores de Kc mensuales palta

	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
Palta	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.75	0.75

Nota. Adaptado de “Guía: sistema de riego en el cultivo de palto por Agrobanco - UNALM (La fortaleza – Barranca - Perú)”, 2012.

4.1.4 Cálculo de la eficiencia de riego

La eficiencia de agua para riego se refiere a la relación que existe entre la cantidad de agua que se capta y el agua que se aprovecha para riego. Este valor depende de dos factores: la conducción-distribución y la aplicación. La cantidad de agua que se capta es conducida por algún canal natural o artificial, a esto se le llama eficiencia de conducción; mientras que, en el punto de aplicación se puede regar por gravedad o aspersión y dependiendo de cuál método se utilice se tiene la eficiencia de aplicación. La eficiencia de conducción según las diapositivas de demanda de agua del ingeniero Manuel García Naranjo Bustos, para canales revestidos de concreto, varía entre 90 y 95%; por otro lado, cuando se realiza el riego por gravedad se tiene una eficiencia de aplicación de entre el 30 y 60%, este porcentaje variado está en función al tipo de suelo con el que se cuenta para el cultivo. El agua que se capta del río fortaleza es transportada por el canal Wich Wich, el cual presenta varias fallas y puntos en los que se pierde el agua, por esto utilizaremos una eficiencia de conducción de 90% ($E_{fc} = 90\%$); mientras que, el riego que se tiene es por gravedad y el suelo de la zona es grava seca por lo que se estimará un factor de riego de aplicación de 30% ($E_{fd} = 30\%$). A continuación, mostramos el cálculo de la eficiencia de riego total.

$$E_{fr} = 0.90 \times 0.30 = 0.27 \dots\dots (89)$$

Por otro lado, el MIDRAGRI estima valores de eficiencia según el sistema de riego los cuales son:

Tabla 25: Valores de eficiencia de sistema de riego.

Eficiencia del sistema de riego	
Ef. Riego (gravedad)	0.40
Ef. Riego (aspersión)	0.70
Ef. Riego (goteo)	0.90

Nota. Tomado de “Manual del cálculo de eficiencia de para sistema de riego”, por MINAGRI (Lima - Perú), 2015.

Con la ecuación 89 el valor de la eficiencia de riego por gravedad es de 0.27 y el valor estimado por el MIDAGRI es de 0.40. Usaremos el valor de 0.27 por ser el más crítico.

4.1.5 Cálculo de precipitación efectiva

La precipitación efectiva es la cantidad de agua proveniente de la precipitación que se puede aprovechar para fines de riego. Los factores que determinan esta cantidad son los siguientes: la intensidad de la precipitación, contenido de humedad del suelo, velocidad de infiltración, etc. Para calcular el valor de la precipitación efectiva se usarán los siguientes métodos, mediante las fórmulas 90, 91, 92, 93, 94 y 95.

- **Método de la precipitación confiable (Fórmula FAO/AGLW)**

$$Pe = 0.6Pt - 10 \quad \text{para } Pt < 70m..... (90)$$

$$Pe = 0.8Pt - 24 \quad \text{para } Pt > 70mm..... (91)$$

- **Método de la precipitación empírica**

$$Pe = 0.5Pt - 5 \quad \text{para } Pt < 50mm..... (92)$$

$$Pe = 0.7Pt + 20 \quad \text{para } Pt > 50mm..... (93)$$

- **USDA S.C.S (P)**

$$Pe = Pt \left(125 - \frac{0.2Pt}{125} \right) \quad \text{para } Pt < 250mm..... (94)$$

$$Pe = 125 + 0.1Pt \quad \text{para } Pt > 250mm..... (95)$$

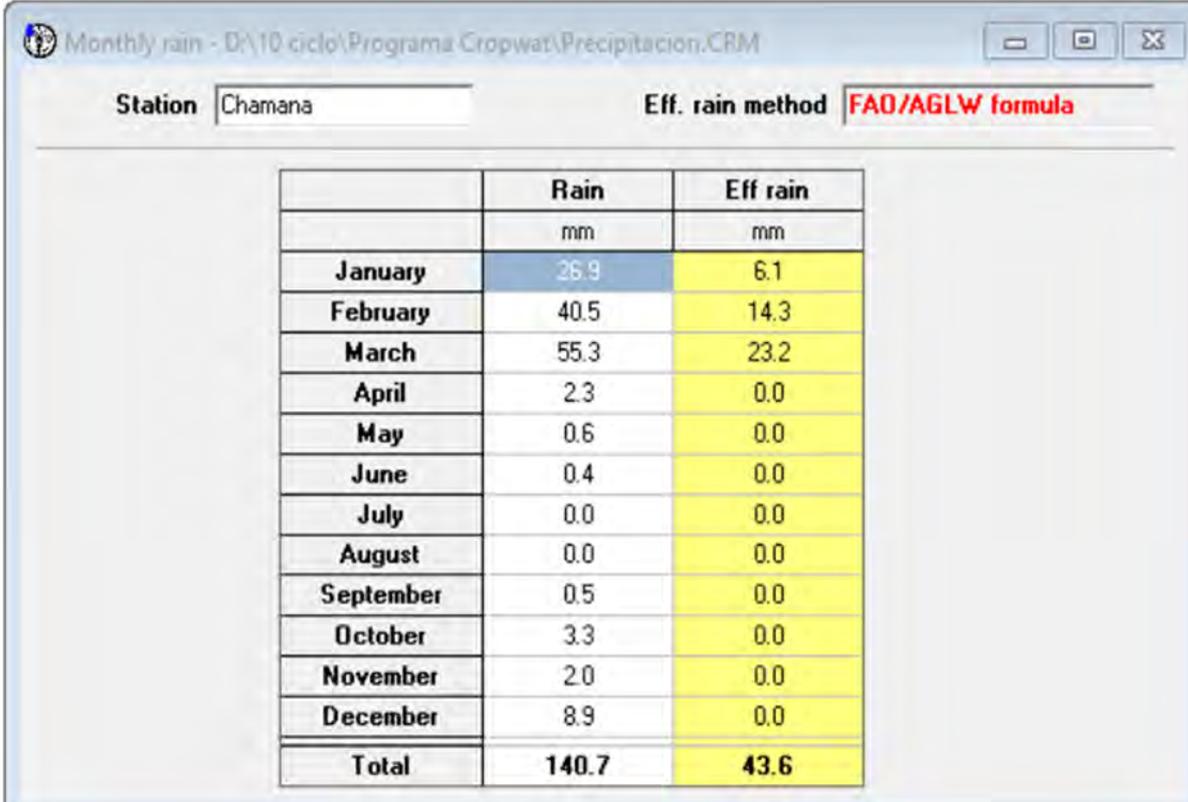
El cálculo de la Pe se realizará con el programa Cropwat mediante los tres métodos descritos y elegiremos el valor crítico por cada mes, además se utilizará los valores de las precipitaciones totales mensuales que se muestran en la tabla 26.

Tabla 26: Precipitación Total Mensual (mm)

AÑO/MES	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
2015	15.5	46.0	70.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	8.0	1.0	20.0
2016	9.4	22.0	11.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	19.5
2017	84.0	64.6	176.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.4	0.6	2.4
2018	16.9	22.9	14.4	2.3	0.6	0.4	0.0	0.0	0.0	0.6	4.5	1.8
2019	8.6	46.8	4.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.8	0.0	0.0	0.7
PROMEDIO	26.9	40.5	55.3	2.3	0.6	0.4	0.0	0.0	0.5	3.3	2.0	8.9

Nota. Tomado de Municipalidad Distrital de Colquioc. “Mejoramiento del camino vecinal AN-8: EMP. PE-16 (Chasquitambo) – Llama del distrito de Colquioc – provincia de Bolognesi – departamento de Ancash” (Perú), 2002.

A continuación, en las tablas 20, 21 y 22, se mostrarán los resultados para los valores para la precipitación efectiva y el ETo obtenidos por el programa Cropwat y evaluados por los métodos antes mencionados.



	Rain	Eff rain
	mm	mm
January	26.9	6.1
February	40.5	14.3
March	55.3	23.2
April	2.3	0.0
May	0.6	0.0
June	0.4	0.0
July	0.0	0.0
August	0.0	0.0
September	0.5	0.0
October	3.3	0.0
November	2.0	0.0
December	8.9	0.0
Total	140.7	43.6

Figura 20. Imagen de resultados de Pe por el método Formula FAO/AGLW.

Tomado del programa Cropwat - FAO (Perú), 2022

Monthly rain - D:\10 ciclo\Programa Cropwat\Precipitacion\CRM

Station Eff. rain method **Empirical formula**

	Rain	Eff rain
	mm	mm
January	26.9	8.4
February	40.5	15.3
March	55.3	58.7
April	2.3	0.0
May	0.6	0.0
June	0.4	0.0
July	0.0	0.0
August	0.0	0.0
September	0.5	0.0
October	3.3	0.0
November	2.0	0.0
December	8.9	0.0
Total	140.7	82.4

Figura 21. Imagen de resultados de Pe por el método Formula Empírica.

Tomado del programa Cropwat - FAO (Perú), 2022.

Monthly rain - D:\10 ciclo\Programa Cropwat\Precipitacion\CRM

Station Eff. rain method **USDA S.C. Method**

	Rain	Eff rain
	mm	mm
January	26.9	25.7
February	40.5	37.9
March	55.3	50.4
April	2.3	2.3
May	0.6	0.6
June	0.4	0.4
July	0.0	0.0
August	0.0	0.0
September	0.5	0.5
October	3.3	3.3
November	2.0	2.0
December	8.9	8.8
Total	140.7	131.9

Figura 22. Imagen de resultados de Pe por el método USDA S.C.

Tomado del programa Cropwat - FAO (Perú), 2022.

A continuación, en la tabla 27, se mostrará una tabla resumen y el valor de la Pe de diseño.

Tabla 27: Precipitación Efectiva Mensual (mm)

Método	Mes/mm	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.
FAO/AGLW	Prec. Efec.	6.10	14.30	23.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EMPÍRICO	Prec. Efec.	8.40	15.30	58.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
USDA S.C	Prec. Efec.	25.70	37.90	50.40	2.30	0.60	0.40	0.00	0.00	0.50	3.30	2.00	8.80
Pe de diseño		6.10	14.30	23.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Nota. Tomado de “Demanda de agua – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

De la tabla 27, se nota que los valores elegidos como valores de diseño son los menores, esto debido a que se usarán los valores críticos, valores calculados por el método de la FAO/AGLW, para tener un diseño seguro. Por otro lado, entre los meses de abril y diciembre se tiene valores de cero lo que corresponde al tiempo que no llueve en la sierra de Perú.

4.1.6 Cálculo de agua requerida para riego.

Para poder determinar la demanda del recurso hídrico que se requiere para riego, es necesario conocer el total de horas que el cultivo se riega, además de los parámetros descritos en los ítems anteriores: ETo, precipitación efectiva (Pe), eficiencia de riego (Efr), Kc y total de hectáreas. Con estos valores se procede, en primer lugar, a calcular el valor de Evapotranspiración de cultivo (ETc). Esto mediante la fórmula 96:

$$ETc \left(\frac{mm}{día} \right) = ETo * Kc \dots \dots (96)$$

Seguidamente, se calcula el requerimiento de agua en volumen y el requerimiento neto de agua (m³/ha) mediante las fórmulas 97 y 98:

$$Requ. Agua. Vol = 10 * (ETc - Pe) \dots \dots (97)$$

$$Requ. Neto. Agua = Requ. Agua. Vol / Efr \dots \dots (98)$$

Luego, se obtiene el módulo de riego (l/s/ha), mediante la fórmula 99:

$$Mod. Riego = Requ. Neto. Agua * \frac{1000}{3600 * Horas \ de \ riego * número \ de \ días} \dots \dots (99)$$

Finalmente, se calcula el caudal demandado en m^3/s mediante la fórmula 100:

$$Q_{demandado} = \frac{Mod.Riego * TotalHa}{1000} \dots\dots (100)$$

A continuación, en la tabla 28, se muestra la tabla de resultados con el requerimiento total de agua para el cultivo de palta y manzana, para lo cual se utilizaron las fórmulas de la 96 a la 100.

Tabla 28: Requerimiento de agua total mensual (m^3/s)

MES	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
Q total demandado (m^3/s)	0.44	0.40	0.35	0.33	0.12	0.09	0.10	0.12	0.13	0.26	0.33	0.41

Nota. Tomado de “Demanda de agua – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

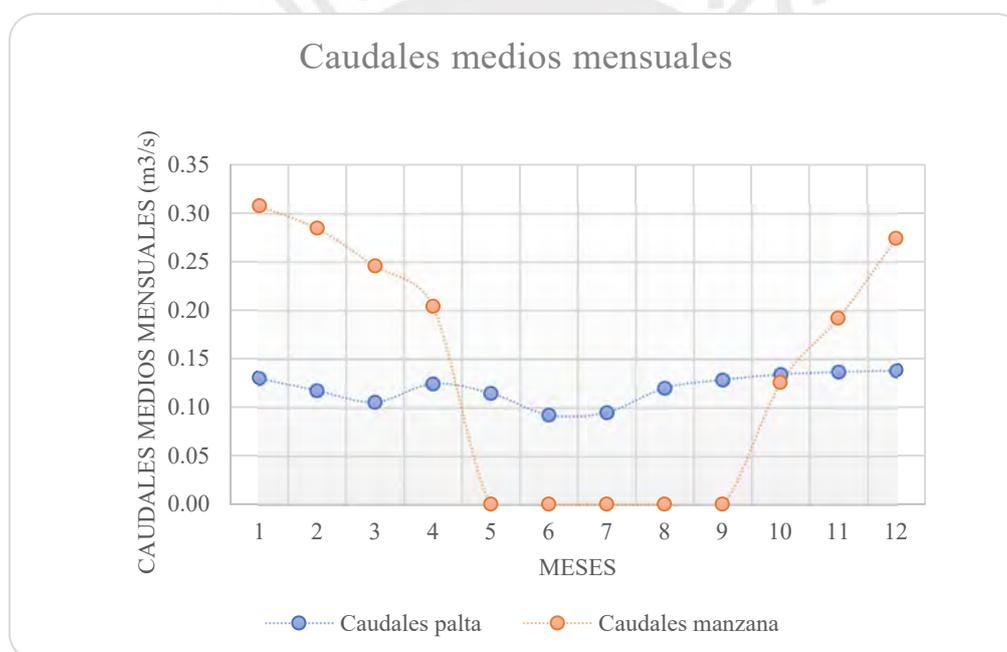


Figura 23. Requerimiento total mensual por cultivo (m^3/s).

Tomado de Demanda de agua – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

De la tabla 28, se observa que los meses de mayor demanda hídrica son noviembre a abril. Ello tiene sentido al ser estos los meses que se cultivan palta y manzana al mismo tiempo, esto se refleja, también, en la figura 23 que muestra el requerimiento de agua por cultivo al año.

4.2 Análisis de oferta de agua

4.2.1 Características del río Fortaleza

- **Características de la cuenca fortaleza según la ANA**

Las características geomorfológicas más importantes de los ríos son el área de drenaje, perímetro de cuenca, longitud de río principal, forma de cuenca, factor de forma factor de compacidad y densidad de drenaje. Estas características nos ayudarán a poder calcular los caudales máximos, medios y ecológicos, para poder realizar el diseño. A continuación, en la tabla 29, se presenta las características representantes del río Fortaleza recopilados por la ANA; mientras que en la figura 24, se muestra la delimitación de la cuenca en fortaleza.

Tabla 29: Características geomorfológicas de la cuenca Fortaleza

Características Geomorfológicas de la cuenca	Valor
Área (Km ²)	2,341.00
Perímetro (Km)	282.97
Longitud de río (Km)	114.38
Pendiente de cauce principal (%)	4.08
Ancho promedio (Km)	20.47
Índice Compacidad o coeficiente de Gravelius (kc)	1.65
Rectángulo Equivalente, lado mayor (km)	122.35
Rectángulo Equivalente, lado menor (km)	19.13
Tiempo de Concentración (minutos)	524.00
Tiempo de Concentración (metodología)	Kirpich

Nota. Tomado de “Observatorio del agua Cuenca Fortaleza 137592 (Perú)”, por ANA, 2002
<https://snirh.ana.gob.pe/ObservatorioSNIRH/>



Figura 24. Delimitación de la cuenca hidrográfica Fortaleza.

Tomado de ANA. Observatorio del agua Cuenca Fortaleza 137592 (Perú), 2002

<https://snirh.ana.gob.pe/ObservatorioSNIRH/>

- **Delimitación y características de la Cuenca Fortaleza mediante el software ArcGis**

Para delimitar la cuenca fortaleza mediante el uso del software ArcGIS, primero se extrajo una imagen satelital de la zona en la que se encuentre la cuenca fortaleza mediante la página OpenTopography y se generó un raster para poder insertarlo en el ArcGIS. Seguidamente, se generó un formato tif en el programa para seleccionar el área delimitada anteriormente y con ayuda de los comandos Flow direction, Flow accumulation, StreamO, SnapPou y Watersh_Flow, se delimitó la cuenca del río fortaleza en base a un punto de aforo de aguas arriba y las ramas de los flujos de agua. Por otro lado, con ayuda de las herramientas Reclassify, extract by mask, raster to polygon y dissolve se calcularon las áreas y los intervalos de cotas para dibujar la curva hipsométrica y la frecuencia de altitudes. La delimitación de la cuenca en mención se muestra en la figura 25.

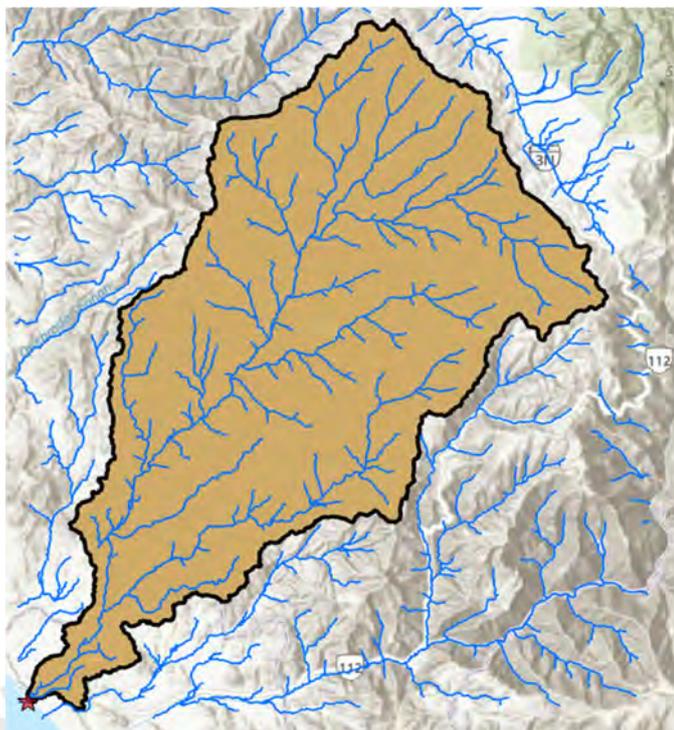


Figura 25. Delimitación de la cuenca hidrográfica Fortaleza mediante el Software ArcGIS.

Tomado del Software ArcGIS – Cuenca Fortaleza – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

Las propiedades extraídas del programa fueron el área de la superficie y el perímetro total. Para calcular la longitud del río principal se exportó la cuenca de ArcGIS a AutoCAD para poder calcular la longitud de la polilínea principal, además la pendiente de cauce principal se calculó dividiendo la diferencia de cotas entre la longitud principal del río. Las demás propiedades se calcularon mediante las fórmulas expuestas en el capítulo 2.1: Teoría de cuenca, finalmente la altitud media se calculó interpolando las alturas que están entre el 50% de área acumulada. Todos estos resultados se muestran en la tabla 30 y en las figuras 26 y 27.

Tabla 30: Características geomorfológicas de la cuenca Fortaleza mediante el software ArcGIS

Área de drenaje (km²)	2362.42
Perímetro de la cuenca (km)	293.08
Longitud del río principal (km)	113.51
Altitud media de la cuenca (m.s.n.m)	2282.80
Cota mínima (m.s.n.m)	0.00
Cota máxima (m.s.n.m)	5034.60
Pendiente de cauce principal (%)	4.44

Nota. Tomado de “Características de la cuenca Fortaleza – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

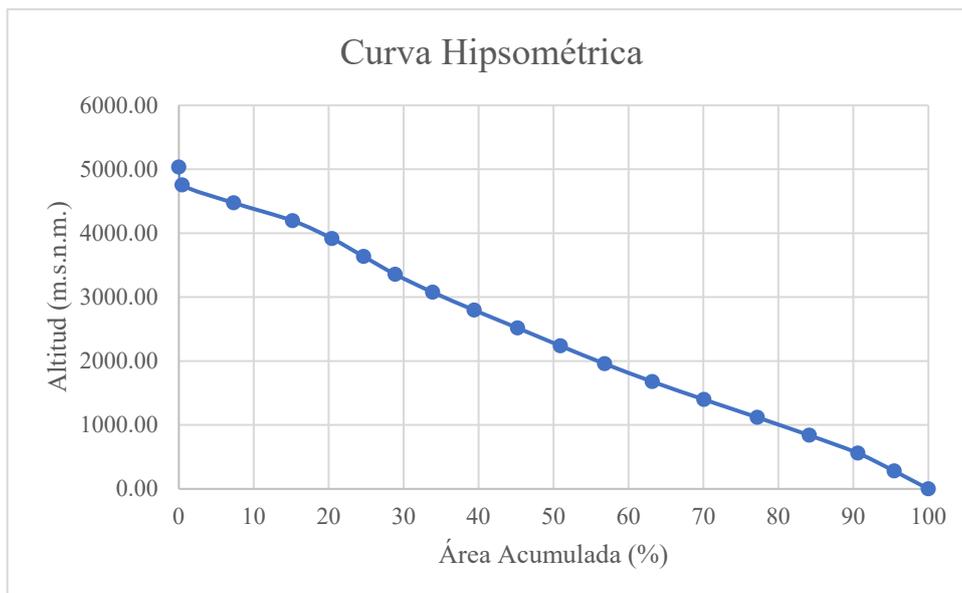


Figura 26. Curva hipsométrica.

Tomado de Características de la cuenca Fortaleza – Fuente propia – Todos los derechos reservados

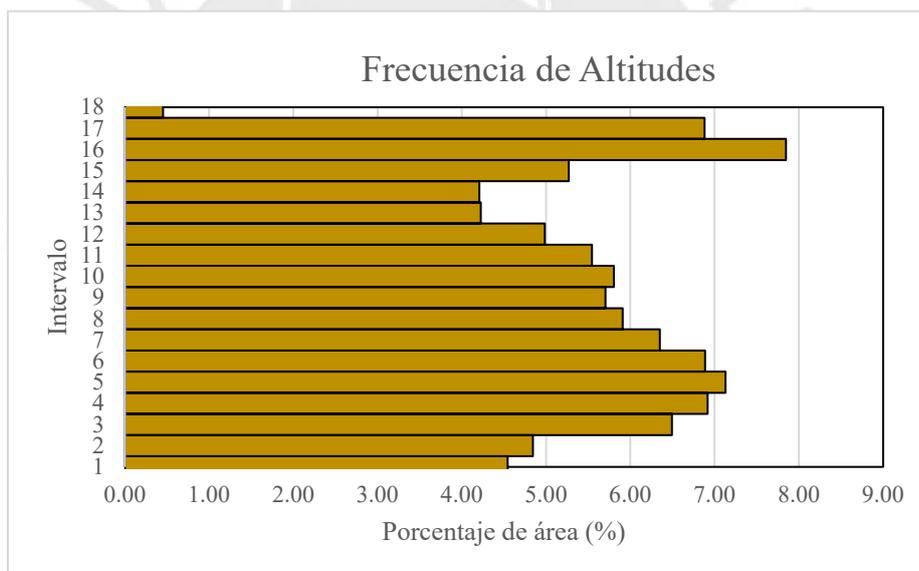


Figura 27 Frecuencia de altitudes.

Tomado de Características de la cuenca Fortaleza – Fuente propia – Todos los derechos reservados

De la figura 26, se puede afirmar que la curva hipsométrica tiene una pendiente constante a lo largo de las altitudes y la longitud. Esto significa que el río principal no tendrá variaciones en su pendiente y que puede ser extrapolada a toda la cuenca.

A continuación, se mostrará la tabla 31, tabla resumen comparando las propiedades que se tienen en común entre las extraídas del ANA y las calculadas por el software ArcGIS.

Tabla 31: Comparación de características de la cuenca fortaleza

Características Geomorfológicas de la cuenca	Valor ArcGIS	Valor ANA	Diferencia (%)
Área (Km ²)	2 362.42	2 341.00	0.91
Perímetro (Km)	293.08	282.97	3.45
Longitud de río (Km)	113.51	114.38	-0.77
Pendiente de cauce principal (%)	4.11	4.08	0.73
Índice Compacidad o coeficiente de Gravelius (kc)	1.7	1.65	2.94

Nota. Tomado de “Características de la cuenca Fortaleza – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

En la tabla 31 se observa que las diferencias son menores al 4% que estadísticamente están dentro del rango aceptable de error. Por esto, usaremos los datos extraídos del software ArcGIS para el análisis hidrológico y el diseño de las estructuras; además, de que se complementará con algunos datos de la ANA en caso sea necesario.

4.2.2 Análisis de datos meteorológicos.

Los datos meteorológicos que se usarán en el presente estudio fueron obtenidos de la data histórica presentada por la ANA en su portal del Sistema Nacional de Información de Recursos Hídricos (SNRH) de las estaciones pluviométricas Chamana (latitud: 10° 12' 26.06" "S", longitud: 77° 33' 31.41" "W", altura:1228msnm) y Mayorarca (latitud: 10° 9' 27.91" "S", longitud: 77° 20' 56.01" "W", altura:3335 msnm). Las tablas con los valores procesados para la precipitación máxima a veinticuatro horas y la precipitación máxima acumulada mensualmente se obtuvieron filtrando los datos de la ANA y realizando una prueba de datos dudosos mediante el método del Water Resources Council para eliminar valores que no tengan consistencia con la data general. Los datos de la estación de Chamana se usarán para estimar la disponibilidad de agua por presentar precipitaciones menores lo que se transformará en caudales menores a comparación de la estación Mayorarca; mientras que, los datos de la estación Mayorarca se usarán para el análisis de máximas avenidas para el diseño de las estructuras hidráulicas. A continuación, se muestra la tabla 32 con los datos para la estación de Chamana:

Tabla 32: Precipitación acumulada estación Chamana

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	Pmax
1985	8.10	17.80	46.00	11.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.70	12.00	46.00
1986	2.60	12.50	7.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.40	16.70	16.70
1987	17.50	9.90	0.00	1.10	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	17.50
1988	13.40	11.50	26.00	4.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.40	3.60	12.10	26.00
1989	31.30	73.50	36.70	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.40	73.50
1990	9.20	10.10	19.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.50	0.00	19.50
1991	0.00	0.00	12.20	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	14.70	14.70
1992	0.00	12.40	17.70	0.00	5.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	17.70
1993	0.00	49.70	123.20	28.80	4.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13.20	123.20
1994	33.80	42.40	5.30	4.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	14.70	42.40
1995	30.80	10.10	10.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.20	1.00	4.20	30.80
1996	16.00	36.50	35.40	4.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.70	0.50	9.90	36.50
1997	12.40	37.10	6.40	3.40	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	3.20	6.00	52.40	52.40
1998	110.90	99.80	111.00	9.80	5.50	0.00	0.00	0.40	0.00	5.40	0.80	2.90	111.00
1999	14.10	142.00	21.80	16.80	11.60	0.00	0.00	0.00	0.00	3.50	0.00	10.00	142.00
2000	29.10	34.80	43.20	2.80	5.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.50	8.90	43.20
2001	22.20	21.20	38.50	18.60	0.10	0.00	0.00	0.00	0.00	1.10	5.00	3.20	38.50
2002	0.90	48.90	28.40	14.30	0.00	0.00	0.00	0.00	1.40	0.50	9.20	0.30	48.90
2003	11.50	14.80	15.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00	20.30	20.30
2004	5.10	22.50	10.40	3.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	1.00	10.20	22.50
2005	5.70	6.80	6.70	1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	1.50	5.00	6.80
2006	17.70	22.20	25.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	8.30	25.70
2007	9.70	21.20	28.30	1.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.50	28.30
2008	35.70	24.80	41.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	8.30	1.00	41.70
2009	41.50	40.10	50.80	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.70	4.40	0.00	50.80
2010	9.30	11.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.80	11.50
2011	27.10	2.50	10.40	9.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.50	18.30	27.10
2012	5.10	30.80	31.50	1.80	0.00	0.00	0.00	0.00	1.60	10.00	1.50	0.00	31.50
2013	0.50	5.70	29.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.10	0.00	0.00	29.80
2014	17.00	18.20	40.10	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80	11.10	40.10
2015	14.90	46.60	70.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	8.00	1.00	20.00	70.20
2016	9.40	22.00	11.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	19.50	22.00
2017	84.00	64.60	176.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.40	0.60	2.40	176.00
MAX	110.90	142.00	176.00	28.80	11.60	0.60	0.00	0.40	1.60	10.00	9.20	52.40	176.00
MED	19.59	31.05	34.49	4.27	1.05	0.02	0.00	0.01	0.12	1.37	2.15	9.15	45.60
MIN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.80
VARIANZA	543.54	875.81	1410.89	46.00	6.61	0.01	0.00	0.00	0.14	5.72	8.26	105.38	1524.56
DESV.E	23.31	29.59	37.56	6.78	2.57	0.10	0.00	0.07	0.37	2.39	2.87	10.27	39.05
COEF. ASIM	2.61	2.15	2.37	2.14	2.83	5.74	0.00	5.74	3.47	2.39	1.26	2.43	2.01

Nota. Tomado de "Data histórica Chamana – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

Para verificar la validez de todos los datos de la tabla 32 se realiza una prueba de datos dudosos, la cual consiste en encontrar un rango de valores dentro del cual se deben de ubicar todos los datos mostrados. El procedimiento para esta evaluación es el siguiente:

- Contabilizar el total de datos existentes.
- Calcular datos estadísticos básicos como: la media, la mediana, la desviación estándar, el mínimo valor y el máximo valor. Esto dará una idea de la distribución general de los datos.
- Identificar valores anormales mediante el método de valores dudosos, lo cual permitirá encontrar el rango aceptable para los datos.
- Buscar los datos fuera del rango y realizar la corrección correspondiente en caso sea necesario.

La evaluación de datos dudosos se muestra en la tabla 33.

Tabla 33: Prueba de datos dudosos para precipitaciones mensuales medias de la estación Chamana

PARÁMETROS ESTADÍSTICOS	Pmax	Log (P24h)
Número de datos (N)	33	33
Sumatoria	1504.80	50.90
Valor Máximo	176.00	2.25
Valor Mínimo	6.80	0.83
Media:	45.60	1.54
Varianza:	1524.56	0.10
Desviación Estándar:	39.05	0.32
Coefficiente Variación:	1.17	4.90
Coefficiente de Sesgo:	2.01	0.31
Se Considera:	Detectar Datos Dudosos bajos	
Kn	2.604	
Valores altos		
Xh	2.36	
Pmax aceptable	230.51	
Existen datos dudosos	NO	
Valores bajos		
Xl	0.72	
Pmin aceptable	5.27	
Existen datos dudosos	NO	

Nota. "Tomado de Data histórica Chamana – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

En la tabla 33, se muestran los valores máximos y mínimos aceptables para los datos de la estación Chamana, además en la tabla 32 se muestran los valores históricos de la precipitación acumulada de la misma estación. Con estos dos valores se realiza una gráfica para observar si los valores de precipitación acumulada se encuentran dentro del rango aceptable lo que se muestra en la figura 28:



Figura 28. Precipitación mensual media vs máximos y mínimos valores de la estación Chamana – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

A continuación, en la tabla 34 se muestran los valores históricos de precipitación máxima a 24 horas de la estación Mayorarca, los cuales al igual que los datos de la estación Chamana se evaluarán para comprobar la existencia de algún dato dudoso.

Tabla 34: Pmax 24 horas estación Mayorarca

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	Pmax
1990	8.40	10.90	10.00	1.00	2.40	5.60	0.00	0.00	2.20	11.50	8.10	10.00	11.50
1991	8.90	12.70	10.00	6.40	13.30	0.00	0.00	0.70	0.00	13.50	11.00	6.50	13.50
1992	10.00	10.00	10.40	7.20	6.20	0.00	0.00	0.00	0.00	8.50	5.20	2.00	10.40
1993	8.70	10.00	20.00	10.00	4.10	0.00	0.00	0.00	3.00	7.00	8.40	6.60	20.00
1994	7.00	8.30	10.00	5.30	5.40	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	10.00	5.30	10.00
1995	35.00	6.00	7.30	5.30	2.20	0.00	0.00	0.00	0.00	3.30	5.20	10.00	35.00
1996	21.00	10.20	15.00	4.20	3.50	0.00	0.00	0.00	2.30	3.20	4.20	8.00	21.00
1997	10.60	10.20	10.00	4.20	2.20	0.00	0.00	0.00	3.20	10.00	10.00	8.20	10.60
1998	17.00	12.40	12.20	5.50	0.00	0.00	0.00	0.00	2.20	6.20	2.30	3.20	17.00
1999	10.30	10.50	5.90	3.20	4.20	4.50	2.20	0.00	2.20	4.20	8.90	9.50	10.50
2000	6.20	12.30	10.30	5.20	3.20	0.00	0.00	2.20	3.20	3.30	5.20	10.00	12.30
2001	10.50	8.20	6.20	4.20	2.20	0.00	0.00	0.00	3.20	10.90	7.50	4.50	10.90
2002	4.40	8.20	8.40	5.60	0.00	0.00	0.00	0.00	2.30	8.00	10.00	5.80	10.00
2003	6.20	18.30	8.20	10.20	0.30	0.00	1.20	0.00	0.10	5.00	4.30	10.40	18.30
2004	5.00	10.20	7.00	13.90	0.00	1.20	0.60	0.00	2.30	6.30	8.90	10.50	13.90
2005	11.10	4.40	7.10	3.40	2.20	0.00	0.00	1.30	0.00	2.90	8.00	14.60	14.60
2006	12.10	18.10	15.10	9.50	0.00	0.00	0.00	4.20	1.20	3.50	4.20	9.00	18.10
2007	9.00	10.00	12.20	15.70	6.50	0.00	0.00	0.00	0.00	5.50	3.30	8.50	15.70

2008	13.10	10.00	10.00	4.20	0.00	6.50	0.00	0.00	0.00	4.30	7.00	11.80	13.10
2009	15.60	18.20	10.20	5.80	1.40	0.00	0.00	1.30	0.00	15.60	13.00	8.30	18.20
2010	14.70	8.60	16.40	7.20	1.80	2.40	0.00	1.10	2.80	4.40	8.10	13.00	16.40
2011	13.80	7.50	8.10	13.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.50	8.90	11.50	13.80
2012	11.90	15.20	11.50	10.40	2.90	0.00	0.00	0.00	3.20	3.70	7.60	13.40	15.20
2013	12.40	14.00	17.40	7.10	0.50	0.00	0.70	0.00	0.00	11.30	8.30	10.00	17.40
2014	10.00	7.30	13.00	5.20	7.80	0.00	0.00	2.10	3.00	4.30	10.00	21.00	21.00
2015	12.40	12.40	15.40	14.80	7.30	4.60	0.00	3.50	1.00	6.50	12.20	25.60	25.60
2016	8.00	16.50	18.70	8.70	3.70	0.00	0.00	0.00	2.40	2.10	0.00	16.80	18.70
2017	10.40	16.50	23.90	17.90	5.30	2.40	0.00	0.00	6.40	8.60	3.70	6.80	23.90
MAX	35.00	18.30	23.90	17.90	13.30	6.50	2.20	4.20	6.40	15.60	13.00	25.60	35.00
MED	11.56	11.33	11.78	7.66	3.16	0.97	0.17	0.59	1.66	6.26	7.27	10.03	17.01
MIN	4.40	4.40	5.90	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00	2.00	10.00
VARIANZA	34.47	13.99	20.09	17.86	9.57	3.76	0.23	1.28	2.57	14.38	9.63	25.41	31.60
DESV.E	5.87	3.74	4.48	4.23	3.09	1.94	0.48	1.13	1.60	3.79	3.10	5.04	5.62
COEF. ASIM	2.52	0.46	0.98	0.91	1.42	1.89	3.37	2.10	0.78	0.78	-0.35	1.32	1.47

Nota. Tomado de “Data histórica Mayorarca – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

La tabla 35 y la figura 29 muestran los datos y resultados de la prueba de datos dudosos realizada con la data histórica de la estación Mayorarca, el resultado se obtuvo mediante el mismo método descrito para la prueba de datos dudosos de la estación Chamana.

Tabla 35: Prueba de datos dudosos para Pmax 24 horas - estación Mayorarca

PARÁMETROS ESTADÍSTICOS	Pmax	Log (P24h)
Número de datos (N)	28	28
Sumatoria	456.60	33.33
Valor Máximo	35.00	1.54
Valor Mínimo	10.00	1.00
Media:	17.01	1.21
Varianza:	31.60	0.02
Desviación Estándar:	5.62	0.14
Coefficiente Variación:	3.03	8.91
Coefficiente de Sesgo:	1.47	0.51
Se Considera:	Detectar Datos Dudosos Altos	
Kn	2.519	
Valores altos		
Xh	1.55	
Pmax aceptable	35.62	
Existen datos dudosos	NO	
Valores bajos		
Xl	0.87	
Pmin aceptable	7.37	
Existen datos dudosos	NO	

Nota. Tomado de “Data histórica Mayorarca – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

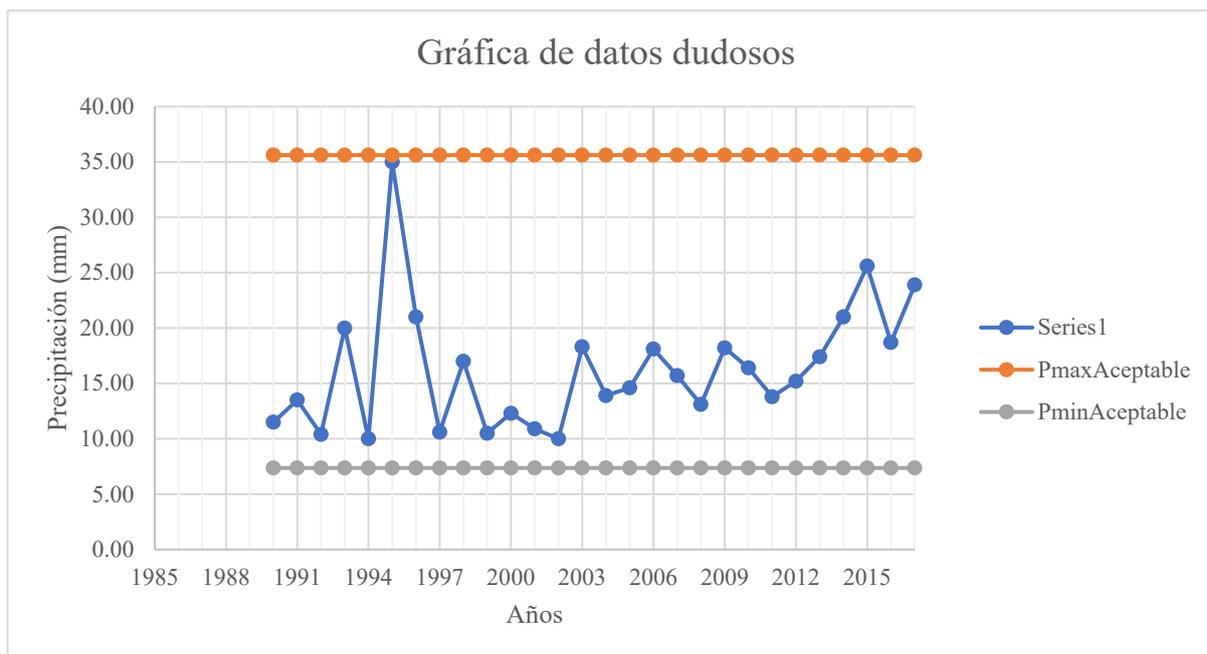


Figura 29. Precipitación máxima 24h vs máximos y mínimos valores de la estación Mayorarca. Tomado de Data histórica Mayorarca – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

4.2.3 Caudales medios mensuales.

Para determinar los caudales medios mensuales se usará el método de Lutz Scholz descrito en el ítem 2.6.2: Criterios de cálculo de oferta y se realizará una comparación con los caudales disponibles en la página de la ANA generados mediante el producto Pisco y HyM en base a los resultados se elegirá el caudal conveniente para el trabajo.

- **Coefficiente de escurrimiento.**

Los valores que se presentarán en la tabla 36, fueron calculados mediante las fórmulas presentadas en el acápite 2.6.1.2: Coeficiente de escurrimiento, además se puede observar que el valor de C es negativo, lo que se debe a que el déficit de escurrimiento es mayor a la precipitación total anual promedio.

Tabla 36: Coeficiente de escorrentia para la generación de caudales medios.

T (Temperatura media anual)	19.20
L (Coeficiente de temperatura)	1133.69
P (Precipitación total anual promedio)	103.26
D (Déficit de escurrimiento mm/año)	108.35
C (Coeficiente de escurrimiento)	-0.0493

Nota. Tomado de “Caudales medios y avenidas máximas – Fuente propia – derechos reservados.

- **Precipitación efectiva.**

En la tabla 36 se obtuvo un valor de C igual a -0.0493 (debido a que el déficit de escurrimiento es mayor a la precipitación total anual promedio), lo que está fuera del rango de 0.15 – 0.45 para elección de la curva a trabajar para la estimación de precipitaciones efectivas según el método recomendado por Lutz Scholz. Por ello, usaremos el método de la USDA S.C mencionado en el acápite de demanda de agua y en caso esta precipitación efectiva sea mayor a la precipitación total por mes tomaremos el valor de la precipitación total mensual promedio como precipitación efectiva. Los resultados obtenidos mediante el método de la USDA S.C, se muestran en la tabla 37.

Tabla 37: Precipitación efectiva estimada para oferta de agua cuenca Mayorarca.

MES	USDA S.C	PE
	Prec. Efec. (mm)	(mm/mes)
ENE	25.70	19.59
FEB	37.90	31.05
MAR	50.40	34.49
ABR	2.30	2.30
MAY	0.60	0.60
JUN	0.40	0.02
JUL	0.00	0.00
AGO	0.00	0.00
SET	0.50	0.12
OCT	3.30	1.37
NOV	2.00	2.00
DIC	8.80	8.80

Nota. Tomado de “Caudales medios y avenidas máximas – Fuente propia – derechos reservados.

- **Retención de la cuenca.**

Como se explicó en el acápite de criterios de la oferta de agua, existen 3 tipos de fuentes principales para el almacenamiento: acuíferos, lagunas – pantanos y nevados, los cuales aportan de manera diferente a la cuenca y el experto Lutz Scholz recomienda la siguiente ecuación (101) para la retención de la cuenca:

$$R = 450.34 - 488108 * \Delta + 14.367 * s - 869.359 * I_p + 1.092 * A_g \dots \dots (101)$$

Para el presente estudio no se cuenta con datos necesarios para la estimación de la retención, por lo que se usará el valor mínimo recomendada por la ANA.

$$R = 40$$

- **Coefficiente de agotamiento.**

Para el cálculo del valor se escogió el primer método que se presenta en el ítem 2.6.2.6, que se usa para cuencas de agotamiento muy rápido por temperaturas elevadas ($>10^{\circ}\text{C}$) y retención reducida a mediana (50 – 80 mm/año), ya que presenta una temperatura media mayor a 10° . El valor elegido se muestra en la tabla 38:

Tabla 38: Coeficiente de agotamiento.

AR	2362.42
a1	0.01443
a2	0.01043
a3	0.00643
a4	0.00643

Nota. Tomado de “Caudales medios y avenidas máximas – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

- **Gasto de la retención.**

Para el cálculo del gasto de la retención, se usará las ecuaciones descritas anteriormente considerando los meses de abril a noviembre como secos y el resultado se muestra en la tabla 39.

Tabla 39: Gasto de la retención

Mes	N (cantidad de días)		bi (coef. de gasto de retención)	Gi (mm/mes) (gasto mensual de retención)
Enero	31			
Febrero	28			
Marzo	31			
Abril	30	30	0.6487	15.838
Mayo	31	61	0.4148	10.127
Junio	30	91	0.2691	6.569
Julio	31	122	0.1720	4.201
Agosto	31	153	0.1100	2.686
Septiembre	30	183	0.0714	1.742
Octubre	31	214	0.0456	1.114
Noviembre	30	244	0.0296	0.723
Diciembre	31			
Año			1.7612	

Nota. Tomado de “Caudales medios y avenidas máximas – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

- **Abastecimiento de la retención.**

El abastecimiento de la cuenca se calculará mediante las fórmulas explicadas en el ítem 2.6.2.10 abastecimiento de la retención, sin embargo, el método no tiene factores para la región Huaraz – Ayacucho por lo que estos valores se calcularán dividiendo la precipitación promedio mensual entre la precipitación anual total, se tendrá en cuenta los meses que recomienda el método y los resultados se muestran en la tabla 40.

Tabla 40: Abastecimiento de la retención

Mes	P (Precipitación total)	ai (coeficiente de abastecimiento %)	Ai (abastecimiento mensual déficit de la precipitación efectiva mm/mes)
Enero	19.59	0.19	8.17
Febrero	31.05	0.3	12.9
Marzo	34.49	0.33	14.19
Abril	4.27	0.04	1.72
Mayo	1.05	0.01	0.43
Junio	0.02		
Julio	0.00		
Agosto	0.01		
Septiembre	0.12		
Octubre	1.37	0.01	0.43
Noviembre	2.15	0.02	0.86
Diciembre	9.15	0.1	4.3
	103.26	1.00	43.00

Nota. Tomado de “Caudales medios y avenidas máximas – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

- **Generación de caudales medios.**

A continuación, en la tabla 41 se muestran los caudales medios mensuales estimados por el método Lutz Scholz.

Tabla 41: Caudales generados para año promedio

Mes	N de días	Precipitación mensual		Contribución de la retención				Caudales generados	
		Ptotal (mm/mes)	Pefectiva (mm/mes)	Gasto		Abastecimiento		mm/mes	m3/s
				Bi	Gi (mm/mes)	ai	Ai (mm/mes)		
Enero	31	19.59	19.59	0	0.000	0.19	8.17	11.42	1.24
Febrero	28	31.05	31.05	0	0.000	0.3	12.9	18.15	2.19
Marzo	31	34.49	34.49	30	0.650	0.33	14.19	20.95	2.28
Abril	30	4.27	2.30	61	0.410	0.04	1.72	0.99	0.11
Mayo	31	1.05	0.60	91	0.270	0.01	0.43	0.44	0.05
Junio	30	0.02	0.02	122	0.170	0.00	0.00	0.19	0.02
Julio	31	0.00	0.00	153	0.110	0.00	0.00	0.11	0.01

Agosto	31	0.01	0.00	183	0.070	0.00	0.00	0.07	0.01
Septiembre	30	0.12	0.12	214	0.050	0.00	0.00	0.17	0.02
Octubre	31	1.37	1.37	244	0.030	0.01	0.43	0.97	0.11
Noviembre	30	2.15	2.00	0	0.000	0.02	0.86	1.14	0.13
Diciembre	31	9.15	8.80	0	1.760	0.1	4.3	6.26	0.68

Nota. Tomado de “Caudales medios y avenidas máximas” – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

Los caudales generados necesitan ser calibrados; sin embargo, como en el presente trabajo se está realizando con dos estaciones para usar datos críticos no se realizará una calibración, pero sí se compararán con los caudales mensuales presentados por la ANA calculados por el producto PISCO y H&M.

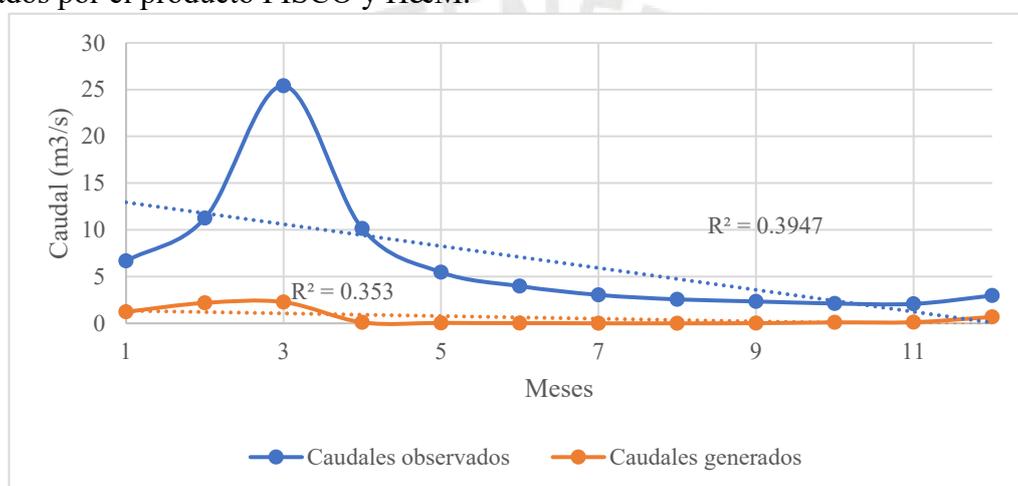


Figura 30. Caudales medios mensuales generados vs observados.

Tomado de Caudales medios y máximos – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

Como se puede observar en la figura 30, los caudales generados son menores a los caudales observados; sin embargo, tienen la misma forma y la correlación tiene un error de 10% lo que es aceptable por las consideraciones que se hicieron respecto a la retención y a las precipitaciones efectivas. Si bien la diferencia de magnitudes es considerable, ello se debe a que, como ya se explicó, los caudales generados fueron calculados con data de la estación Chamana, esto por la cercanía geográfica que presenta y que presenta data mucho menor al promedio de la cuenca por estar en la costa del Perú, pero representa valores más reales por la cercanía a la zona del proyecto. Por otro lado, los caudales observados fueron obtenidos de la data que presenta la ANA calculados por el producto PISCO y H&M, que generan el cálculo

de la evaluación total de la cuenca, la cual nace en la sierra y presenta gran precipitación y caudales mucho mayores a los que pasan por la zona proyectada de la captación de agua.

- **Extensión de caudales para la cuenca Fortaleza.**

A continuación, en la tabla 42, se muestran los valores de los caudales extendidos entre los años 1985 – 2017, los cuales se obtuvieron de SNIRH ANA.

Tabla 42: Extensión de caudales – Cuenca fortaleza.

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
N° Días	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
1985	0.41	0.67	1.11	0.09	0.04	0.02	0.01	0.47	0.01	0.02	0.1	0.15
1986	2.39	3.39	1.25	0.09	0.04	0.02	0.01	0.47	0.01	0.02	0.1	0.18
1987	1.42	1.98	0.79	0.06	0.03	0.02	0.01	0.42	0.01	0.02	0.09	0.16
1988	1.59	1.27	0.59	0.06	0.03	0.02	0.01	0.42	0.01	0.02	0.09	0.14
1989	1.63	2.96	2.63	0.13	0.05	0.02	0.01	0.5	0.01	0.02	0.1	0.12
1990	0.48	0.54	0.39	0.04	0.02	0.01	0.01	0.37	0.01	0.02	0.1	0.2
1991	0.65	0.8	2.72	0.13	0.05	0.02	0.01	0.5	0.01	0.02	0.11	0.12
1992	0.36	0.48	0.46	0.05	0.03	0.01	0.01	0.39	0.01	0.01	0.09	0.11
1993	0.52	0.78	2.15	0.14	0.06	0.02	0.01	0.52	0.01	0.02	0.11	0.29
1994	2.44	3.97	2.74	0.14	0.06	0.02	0.01	0.51	0.01	0.02	0.1	0.15
1995	0.63	0.83	0.42	0.04	0.03	0.01	0.01	0.39	0.01	0.01	0.09	0.15
1996	1.12	1.93	2.83	0.13	0.05	0.02	0.01	0.5	0.01	0.02	0.1	0.12
1997	0.54	1.3	0.45	0.04	0.03	0.01	0.01	0.39	0.01	0.01	0.09	0.59
1998	5.46	5.46	5.05	0.15	0.06	0.02	0.01	0.52	0.01	0.02	0.1	0.14
1999	1.58	6.22	3.07	0.15	0.06	0.02	0.01	0.52	0.01	0.02	0.11	0.15
2000	0.8	2.57	1.64	0.13	0.05	0.02	0.01	0.5	0.01	0.02	0.1	0.21
2001	2.7	2.27	5.66	0.16	0.06	0.03	0.01	0.53	0.01	0.02	0.11	0.13
2002	0.49	1.84	2.41	0.13	0.05	0.02	0.01	0.51	0.01	0.02	0.11	0.17
2003	0.96	1.14	1.55	0.09	0.04	0.02	0.01	0.47	0.01	0.02	0.1	0.3
2004	0.76	1.11	0.65	0.06	0.03	0.02	0.01	0.42	0.01	0.02	0.1	0.23
2005	1	0.93	0.81	0.06	0.03	0.02	0.01	0.43	0.01	0.02	0.09	0.21
2006	0.89	2.03	5.41	0.21	0.07	0.03	0.01	0.55	0.01	0.02	0.12	0.3
2007	2	1.54	4.06	0.16	0.06	0.03	0.01	0.53	0.01	0.02	0.11	0.12
2008	1.45	3.28	4.37	0.16	0.06	0.03	0.01	0.53	0.01	0.02	0.11	0.13
2009	2.65	3.34	5.72	0.18	0.06	0.03	0.01	0.54	0.01	0.02	0.11	0.17
2010	0.85	1.17	1.09	0.07	0.04	0.02	0.01	0.44	0.01	0.02	0.1	0.19
2011	1.03	1.23	0.88	0.08	0.04	0.02	0.01	0.45	0.01	0.02	0.1	0.21
2012	1.19	2.12	3.65	0.18	0.07	0.03	0.01	0.54	0.01	0.02	0.11	0.17
2013	0.52	1.19	3.52	0.13	0.05	0.02	0.01	0.51	0.01	0.02	0.11	0.16
2014	0.96	1.67	1.79	0.11	0.05	0.02	0.01	0.49	0.01	0.02	0.1	0.16
2015	0.78	1.61	2.33	0.12	0.05	0.02	0.01	0.49	0.01	0.02	0.1	0.14
2016	0.39	1.75	1.03	0.08	0.04	0.02	0.01	0.45	0.01	0.02	0.1	0.15

2017	1.49	2.2	3.72	0.14	0.06	0.02	0.01	0.51	0.01	0.02	0.1	0.14
MAX	5.46	6.22	5.72	0.21	0.07	0.03	0.01	0.55	0.01	0.02	0.12	0.59
MED	1.28	1.99	2.33	0.11	0.05	0.02	0.01	0.48	0.01	0.02	0.10	0.18
MIN	0.36	0.48	0.39	0.04	0.02	0.01	0.01	0.37	0.01	0.01	0.09	0.11
DESV.E	1.01	1.34	1.65	0.05	0.01	0.01	0.00	0.05	0.00	0.00	0.01	0.09

Nota. Tomado de “Caudales medios y avenidas máximas – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

De la tabla 42, se observa que para los meses desde abril hasta noviembre el caudal es casi 0, esto coincide con lo indicado por los pobladores en el trabajo a campo quienes tienen la necesidad de aprovechar la poca agua que pasa por el punto donde se planea poner la toma.

La ANA reglamenta que hasta el 75% de persistencia de los caudales máximos obtenidos con el método Lutz Scholz puede utilizarse para la oferta de riego. A continuación, en la tabla 43 se muestran los caudales a diferentes persistencias, además en la figura 31 se muestran las gráficas de dichos caudales

Tabla 43: Caudales a diferentes persistencias.

% Persistencia	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
P (25%)	1.585	2.42	3.585	0.145	0.06	0.02	0.01	0.52	0.01	0.02	0.11	0.205
P (50%)	0.96	1.67	2.15	0.13	0.05	0.02	0.01	0.5	0.01	0.02	0.1	0.16
P (75%)	0.585	1.125	0.845	0.065	0.035	0.02	0.01	0.435	0.01	0.02	0.1	0.14

Nota. Tomado de “Caudales medios y avenidas máximas – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

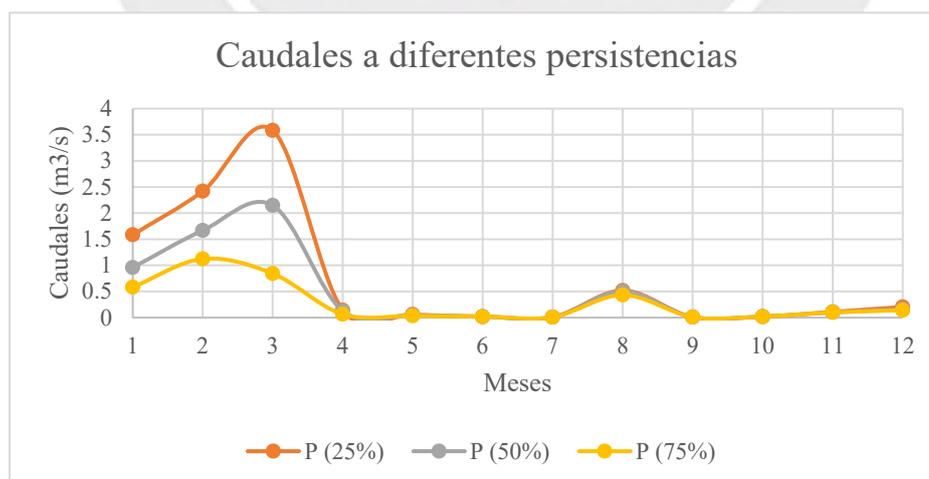


Figura 31. Caudales a diferentes persistencias.

Tomado de Caudales medios y avenidas máximas – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

4.2.4 Caudal ecológico.

Para el cálculo del caudal ecológico se seguirán los lineamientos de la normativa dispuesta por la ANA en el R.J. N° 267 – 2019 – ANA. En este reglamento se indica que el caudal ecológico para riego (Tipo I) será el 15% del caudal medio mensual lo cual se muestra en la tabla 44.

Tabla 44: Caudal ecológico.

Caudal (m3/s)	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
Medio	1.28	1.99	2.33	0.11	0.05	0.02	0.01	0.48	0.01	0.02	0.10	0.18
Ecológico	0.19	0.3	0.35	0.02	0.01	0	0	0.07	0	0	0.02	0.03

Nota. Tomado de Caudales medios y avenidas máximas – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

4.2.5 Disponibilidad hídrica.

La actual disponibilidad hídrica con la que cuenta la junta de regantes es el río Fortaleza el cuál es alimentado por los lagos y lagunas existente aguas arriba; sin embargo, en el punto de estudio o cerca al punto de estudio no existe alguna fuente que aporte agua a los regantes. Estos, en época de estiaje tienen que transportar agua desde el río Purísima para lo cual demandan una gran cantidad de tiempo y dinero, además de no contar con una manera eficaz de transporte. Por eso, en las recomendaciones se plantearán una serie de propuestas que junto a la toma de agua buscarán solucionar este problema.

4.2.6 Balance hídrico

Con los valores de oferta y demanda que se calcularon previamente y se muestran en la tabla 43 y en la tabla 28, se puede realizar el balance hídrico del proyecto que se muestra en la tabla 45 y la gráfica de la misma se muestra en la figura 32.

Tabla 45: Demanda y oferta de del recurso hídrico de la cuenca Fortaleza.

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
Oferta	0.59	1.13	0.85	0.07	0.04	0.02	0.01	0.44	0.01	0.02	0.10	0.14
Demanda	0.44	0.40	0.35	0.33	0.12	0.09	0.10	0.12	0.13	0.26	0.33	0.41
Superávit	0.15	0.73	0.50					0.32				
Déficit				0.27	0.09	0.07	0.09		0.12	0.24	0.23	0.27

Nota. Tomado de “Balance hídrico” – Fuente propia – Todos los derechos reservados

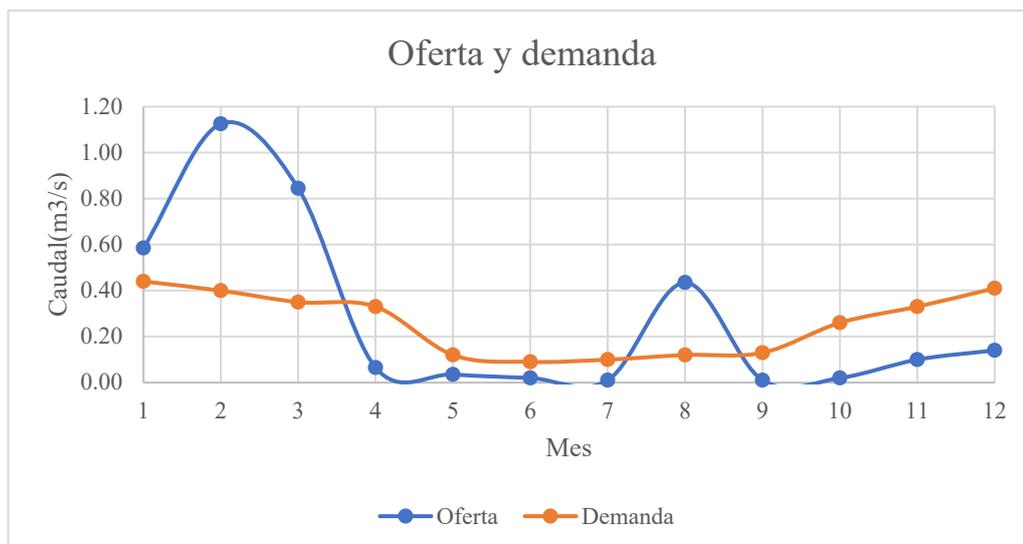


Figura 32. Oferta vs Demanda.

Tomado de Balance hídrico para riego – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

Como se puede observar en la figura 32 y la tabla 45, algunos meses presentan mayor demanda que oferta. Sin embargo, la población de Hornillos carece de agua para riego debido a una ineficiente captación de agua, pues la única manera en que consiguen transportar el agua desde el río hasta las tierras de cultivo es mediante un canal en mal estado, al cual entra agua de río mediante un enrocado que simula el trabajo de una obra de captación. Por ello, se plantea como solución, al problema con el que cuentan, el diseño de una obra hidráulica que se adapte a las condiciones geográficas de la zona para poder captar el agua de manera adecuada y optimizar el uso del recurso hídrico para mejorar y aumentar el volumen de cultivo en los meses de precipitaciones intensas.

Por otro lado, en los meses de estiaje los pobladores que se dedican al cultivo de manzana cambian de rubro para dedicarse a la ganadería debido a que el río se seca en su totalidad, esto se ve reflejado en la variación de demanda de agua que disminuye a menos de la mitad, la cual cubren mediante el transporte de agua desde el río Purísima cotas arriba y es suficiente para el cultivo de palta que se tiene en dichas fechas. Finalmente, se puede observar en la tabla y gráfica anteriores que el máximo valor de caudal de oferta es de $1.13 \text{ m}^3/\text{s}$, valor

que se elegirá como caudal de diseño para el posterior cálculo de las dimensiones de las estructuras hidráulicas correspondientes.

4.2.7 Análisis de máximas avenidas.

Los caudales máximos o avenidas máximas se estimarán mediante los métodos de Creager, el método racional de Temez modificado y el método S.C.S. Por ello, es importante establecer el tiempo de retorno, la cual puede variar teniendo en cuenta la probabilidad de ocurrencia de cierta intensidad de lluvia que puede aumentar con la disminución del área de drenaje. El tiempo de retorno considerado para dicho proyecto se tomará teniendo en cuenta las recomendaciones del ingeniero Víctor M. Ponce. Para ello, es importante considerar que contamos con un área de drenaje grande y considerando la estimación del riesgo, se seleccionará un tiempo de retorno de 50 años para el presente proyecto.

- **Método de Creager.**

La cuenca fortaleza se encuentra en la región 4 del mapa de regionalización, por lo que se calculará el caudal máximo para dicha región. Para un área de 2362.42 km² y un tiempo de retorno de 50 años y utilizando la fórmula 4 descrita en el ítem 2.3.2.1 se obtienen los resultados que se muestra en la tabla 46:

Tabla 46: Valores de avenidas máximas para la región 4 mediante el método de Creager.

	Q (m ³ /s)
Región 4	216.11

Nota. Tomado de Avenidas máximas – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

- **Método de Temez modificado.**

Para este método se necesita estimar el Pmax (24 horas) para el tiempo de retorno seleccionado para el proyecto, 50 años. Esta estimación se realizó con la data presentada en la tabla 33 de Pmax mensuales a 24 horas de la estación Mayorarca y mediante el uso de las distribuciones estadísticas recomendadas por el manual de hidrología, hidráulica y drenaje del MTC mencionadas en el ítem 2.3.2.2 de avenidas de diseño. Los valores de delta tabular y

teórico resultantes de cada distribución se muestran a continuación en la tabla 47, mientras que las tablas de las distribuciones se mostrarán en los anexos (Anexo A):

Tabla 47: Resultados de las distribuciones recomendadas por el MTC.

Distribución	Delta tabular	Delta teórico
Normal	0.257	0.0965
Normal 2 parámetros	0.257	0.0758
Normal 3 parámetros	0.257	0.0945
Gamma 2 parámetros	0.257	0.0702
Gamma 3 parámetros	0.257	0.0764
Log Pearson Tipo III	0.257	0.0845
Gumbel	0.257	0.0614
Log Gumbel	0.257	0.113
Menor		0.0614
Distribución elegida		Gumbel

Nota. Tomado de “Avenidas máximas – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

Como se observa en la tabla 47 todas las distribuciones se adecúan a los datos con los que se cuenta, ya que el delta teórico es menor al delta tabular. Por otro lado, la distribución escogida es la distribución Gumbel por presentar un menor Delta teórico. Seguidamente, se calculan los Pmax a 24 horas para diferentes tiempos de retorno lo cual se muestra en la tabla 48.

Tabla 48: Precipitaciones máximas a distintos tiempos de retorno obtenidos mediante la distribución Gumbel.

T (años)	Pmax
5	20.35
10	23.64
25	27.80
50	30.88
100	33.94
200	36.99
500	41.01

Nota. Tomado de “Avenidas máximas – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

Seguidamente, se calculan las intensidades y se dibujan las curvas IDF con la metodología explicada en el capítulo 2.3.2.2. Las tablas de intensidades, precipitaciones y las curvas IDF para los diferentes TR se mostrarán en los anexos (Anexo B). A continuación, en la figura 33, se mostrará la curva IDF para 50 años de TR con la intensidad a una hora.

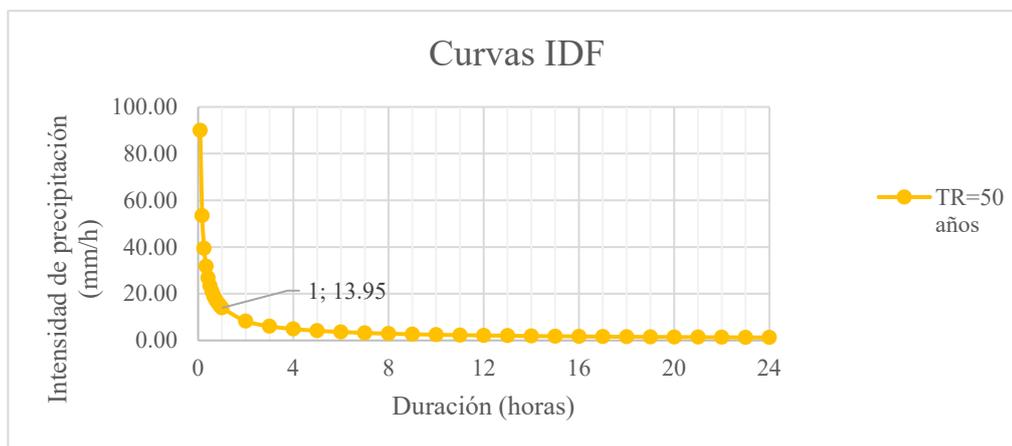


Figura 33. Curva IDF para 50 años de tiempo de retorno.

Tomado de avenidas máximas – Fuente propia.

Una vez obtenido la intensidad para una hora se procede con el cálculo del caudal máximo. Para esto se muestran los datos a usar en la tabla 49:

Tabla 49: Datos a usar para el cálculo del caudal máximo

Área de cuenca (Km²)	2362.42
Cota superior (msnm)	5034.6
Cota inferior (msnm)	0
Longitud del río principal (m)	113510
Pmax para TR=50 años (24 horas)	30.88

Nota. Tomado de “Avenidas máximas – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

A continuación, se muestran los resultados de los valores necesarios para calcular el caudal máximo, para ello se usaron las fórmulas y la metodología descrita en el ítem 2.3.2.2: Método racional modificado de Temez.

Para el cálculo del tiempo de concentración primero se calculó la pendiente del río mediante la fórmula 5, para luego calcular el tiempo de concentración mediante la fórmula 6. Los valores obtenidos se muestran en la tabla 50.

Tabla 50: Tiempo de concentración

J	0.044
Tiempo de concentración (horas)	19.771
Tiempo pico (horas)	16.309

Nota. Tomado de “Avenidas máximas – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

Para calcular la máxima precipitación diaria es necesario calcular primero el factor de reducción (K_a) mediante las fórmulas 7 o 8, para luego calcular la precipitación máxima diaria final mediante la fórmula 9. Los valores obtenidos se muestran en la tabla 51.

Tabla 51: Máxima precipitación diaria.

Ka	0.775
Precipitación máxima diaria (mm)	30.880
Precipitación máxima diaria final (mm)	23.932

Nota. Tomado de “Avenidas máximas – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

Para calcular la intensidad media diaria se utilizará la fórmula 10, para luego calcular la intensidad media mediante la fórmula 13. Los valores obtenidos se muestran en la tabla 52.

Tabla 52: Intensidad media diaria.

Intensidad media diaria (mm/h)	0.997
Intensidad para 1 hora y TR=50 años (mm/h)	13.95
Intensidad media (mm/h)	1.371

Nota. Tomado de “Avenidas máximas – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

Para calcular el coeficiente de escorrentía se utilizará la tabla N° 03 y la figura N° 06, para estimar el umbral de escorrentía y el grupo de suelo, seguidamente con la fórmula 13 se calculará el coeficiente de escorrentía. Los valores obtenidos se muestran en la tabla 53.

Tabla 53: Coeficiente de escorrentía.

Pendiente (%)	4.44
Caract. Hidrológica	R
Uso de tierra	Rotación cultivo denso
Grupo de suelo	C
P0	12.000
Hay escorrentía	SI
Coeficiente de escorrentía	0.147

Nota. Tomado de “Avenidas máximas – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

Para calcular el coeficiente de uniformidad se utilizará la fórmula 15, el valor obtenido se muestra en la tabla 54.

Tabla 54: Coeficiente de uniformidad.

Coeficiente de uniformidad	1.749
-----------------------------------	-------

Nota. Tomado de “Avenidas máximas – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

Para calcular el caudal de referencia se utilizará la fórmula 16, el valor obtenido se muestra en la tabla 55.

Tabla 55: Caudal de referencia.

Caudal de referencia (m³/s)	231.561
---	---------

Nota. Tomado de “Avenidas máximas – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

- **Método S.C.S.**

Los datos a usar para estimar los caudales máximos por medio del software HEC – HMS se muestran a continuación en la tabla 56, cabe mencionar que para el cálculo del tiempo de concentración se utilizará el método de Kerpech descrito en la fórmula 18:

Tabla 56: Datos de entrada para el software HEC – HMS

A (km²)	2362.42
L (km)	113.51
S (%)	4.44
CN	55
Tc (min)	504.28
LagTime	302.57

Nota. Tomado de avenidas máximas – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

Con estos datos se procede a modelar la cuenca con el hietograma de precipitaciones respectivo, para ello se procede a definir la microcuenca mediante el comando Basin Model Manager, en el cual se definen los elementos por medio de una representación gráfica, seguidamente se define el Subbasin Creation Tool (la subcuenca del rio fortaleza) y luego se define el Sink Creation Tool (aforo), posterior a ello se procede a conectar la subcuenca con el aforo, se define el área de la cuenca y el método de pérdida (SCS Curve Number). Para el diseño se consideraron ciertas características de la zona: un bosque en predio agrícola, una infiltración moderada y una condición hidrológica buena. Por lo cual, se asignó un CN de 55, luego se procede a calcular el índice de abstracción y el tiempo de retardo con las fórmulas (17, 18 y 19). Lo anteriormente descrito se puede observar en las imágenes 34, 35 y 36.

The figure consists of three screenshots of the Basin Model Manager software interface, showing input parameters for a subbasin named 'Cuenca'.

Figure 34 (Top Left): Shows the 'Subbasin' tab with the following parameters:

- Basin Name: Cuenca
- Element Name: Subcuenca
- Description: [Empty text box]
- Downstream: Aforo
- * Area (KM2): 2341
- Latitude Degrees: [Empty text box]
- Longitude Degrees: [Empty text box]
- Discretization Method: --None---
- Canopy Method: --None--
- Snow Method: --None--
- Surface Method: --None--
- Loss Method: SCS Curve Number
- Transform Method: SCS Unit Hydrograph
- Baseflow Method: --None--

Figure 35 (Top Right): Shows the 'Loss' tab with the following parameters:

- Basin Name: Cuenca
- Element Name: Subcuenca
- Initial Abstraction (MM): 41.56
- * Curve Number: 55
- * Impervious (%): 0.0

Figure 36 (Bottom): Shows the 'Options' tab with the following parameters:

- Basin Name: Cuenca
- Element Name: Subcuenca
- Graph Type: Standard (PRF 484)
- * Lag Time (MIN): 302.45

Figura 34, 35 y 36. Datos de entrada del comando Basin Model Manager.

Tomado HEC – HMS – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

Luego, se utiliza el comando Time Series Data Manager para crear una data pluviográfica mediante los datos del hietograma generado por método de Dick Peschke pluviógrafo, para ello se consideró las precipitaciones en un intervalo de una hora y en un periodo de retorno 50 años. Lo cual se muestra en las imágenes 37, 38 y 39

Components Compute Results

Time-Series Gage

Gage Name: Pluviografo

Description: Hietograma-Precipitacion

Data Source: Manual Entry

Units: Incremental Millimeters

Time Interval: 1 Hour

Latitude Degrees:

Longitude Degrees:

Components Compute Results

Time-Series Gage Time Window Table Graph

Time (ddMMM YYYY, HH:mm)	Precipitation (MM)
21jun.2022, 00:00	
21jun.2022, 01:00	13.95
21jun.2022, 02:00	8.30
21jun.2022, 03:00	6.12
21jun.2022, 04:00	4.93
21jun.2022, 05:00	4.17
21jun.2022, 06:00	3.64
21jun.2022, 07:00	3.24
21jun.2022, 08:00	2.93
21jun.2022, 09:00	2.68
21jun.2022, 10:00	2.48
21jun.2022, 11:00	2.31
21jun.2022, 12:00	2.16
21jun.2022, 13:00	2.04
21jun.2022, 14:00	1.93
21jun.2022, 15:00	1.83
21jun.2022, 16:00	1.74
21jun.2022, 17:00	1.67
21jun.2022, 18:00	1.60

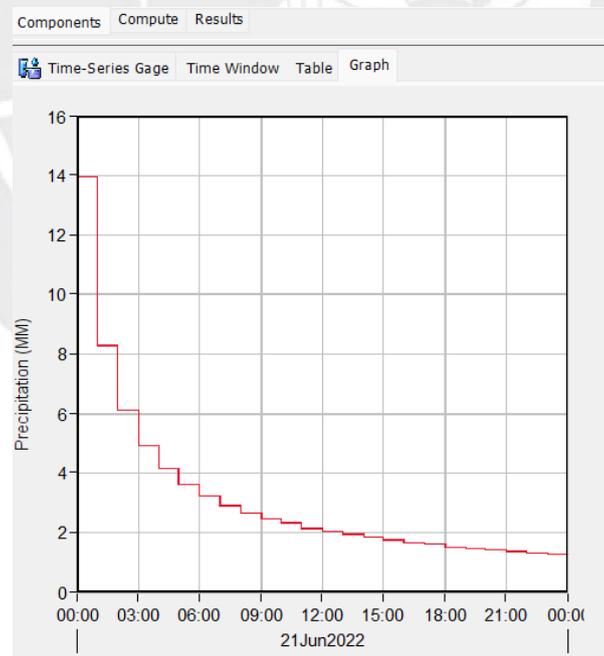


Figura 37, 38 y 39. Datos de entrada pluviográficos.

Tomado HEC – HMS – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

Seguidamente, con el comando Meteorologic Models Manager se caracteriza el hietograma, lo que se muestra en las figuras 40, 41 y 42:

The figure consists of two screenshots from the HEC-HMS software interface. The left screenshot shows the 'Meteorology Model' configuration window with the following settings:

- Met Name: Met 1
- Description: [Empty field]
- Unit System: Metric
- Shortwave: --None--
- Longwave: --None--
- Precipitation: Specified Hyetograph
- Temperature: --None--
- Windspeed: --None--
- Pressure: --None--
- Dew Point: --None--
- Evapotranspiration: --None--
- Replace Missing: Set To Default

The right screenshot shows the 'Basins' configuration window for 'Met 1' with the following data:

Basin Model	Include Subbasins
Cuenca	Yes

Subbasin Name	Gage
Subcuenca	Pluviografo

Figura 40, 41 y 42. Datos de entrada del comando Meteorologic Models. Tomado HEC – HMS – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

Una vez culminado se procede a utilizar el comando Control Specification, para insertar las características de salida al hietograma, lo cual se muestra en la figura 43:

The screenshot shows the 'Control Specifications' configuration window with the following settings:

- Name: Control 1
- Description: [Empty field]
- * Start Date (ddMMMYYYY): 21jun.2022
- * Start Time (HH:mm): 00:00
- * End Date (ddMMMYYYY): 22jun.2022
- * End Time (HH:mm): 12:00
- Time Interval: 30 Minutes

Figura 43. Datos de salida del comando Control Specification.

Tomado HEC – HMS – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

Finalmente, se utilizó la herramienta control componente especification manager con la finalidad de modelar los datos y generar el caudal máximo que se muestra en la figura 44:

Project: Cuenca Fortaleza 2		Simulation Run: Run 10		
Start of Run:	21jun.2022, 00:00	Basin Model:	Cuenca	
End of Run:	22jun.2022, 12:00	Meteorologic Model:	Met 1	
Compute Time:	21jun.2022, 23:16:19	Control Specifications:	Control 1	
Show Elements:	Initial Selecti...	Volume Units:	<input checked="" type="radio"/> MM	<input type="radio"/> 1000 M3
		Sorting:	Hydrolo...	
Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Subcuenca	2341	206.9	22jun.2022, 01:00	4.86

Figura 44. Caudal máximo de la cuenca.

Tomado HEC – HMS – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

Finalmente, en la figura 45 se muestra una comparación entre los caudales obtenidos con los dos métodos.



Figura 45. Caudales máximos obtenidos con los diferentes métodos.

Tomado de avenidas máximas – Fuente propia.

De la figura 45, se elige el caudal crítico para diseño que resulta del método de HEC-HMS por ser el más preciso y tiene un valor de 206.09 m³/s. Cabe mencionar que, si bien los valores obtenidos se diferencian demasiado en magnitud de los valores del balance hídrico, ello se debe a que la estimación de los caudales máximos es un tema estadístico el cual se evalúa con la data histórica de las estaciones pluviométricas que se estudian, además el tiempo de

retorno elegido y recomendado por el MTC para una obra de captación es de 50 años lo que aumenta la magnitud de caudal máximo. Por otro lado, se elige el resultado del método presentado por el HEC – HMS, ya que se basa en estructurar la cuenca de origen en subcuencas y los cálculos se realizan mediante métodos numéricos, además está compuesto por diversos modelos hidráulicos y estadísticos para la simulación de eventos, esto a comparación de los otros que son estimaciones de avenidas máximas. Sin embargo, se presentan los resultados de los otros métodos para verificar que las magnitudes se encuentran en un orden adecuado y no existan valores que invaliden el procedimiento que se realizó con el software usado.



Capítulo 5: Diseño de estructuras

5.1 Elección de obra de captación

Para realizar el diseño de la toma de agua, primero se elegirá el tipo de toma a diseñar, para ello se seguirán las recomendaciones que presenta el Proagro, programa nacional de riego Pronar de Bolivia en el libro Tomas tirolesa, criterios de diseño y construcción de obras de captación para riego. Estas recomendaciones se explicaron en el capítulo 2.7: Criterios de elección de toma tirolesa.

- **Pendiente del río.**

Según el Proagro, una pendiente fuerte está comprendida entre 1 y 10%, para estos casos las tomas de fondo son adecuadas, además de requerir poco mantenimiento. Las pendientes obtenidas para la cuenca y la zona donde se proyecta la estructura se muestran en la tabla 57:

Tabla 57: Pendiente del río.

Pendiente de cauce principal (%)	4.44
Pendiente de la zona de trabajo (%)	3.35

Nota. Tomado de “Elección de toma – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

Como se puede observar en la tabla 57, los valores de ambas pendientes son mayores al 1%, por lo que se consideran pendientes fuertes y la toma tirolesa sería adecuada.

- **Tipo de material que transporta el río.**

El Proagro recomienda que se elija un lugar con pocos sedimentos en la base que puedan perjudicar a la estructura. Por otro lado, es recomendable que no se tengan materiales en suspensión. Del estudio de suelos que se realizó en la zona se obtuvieron las siguientes curvas granulométricas que se muestra en las figuras 46 y 47:

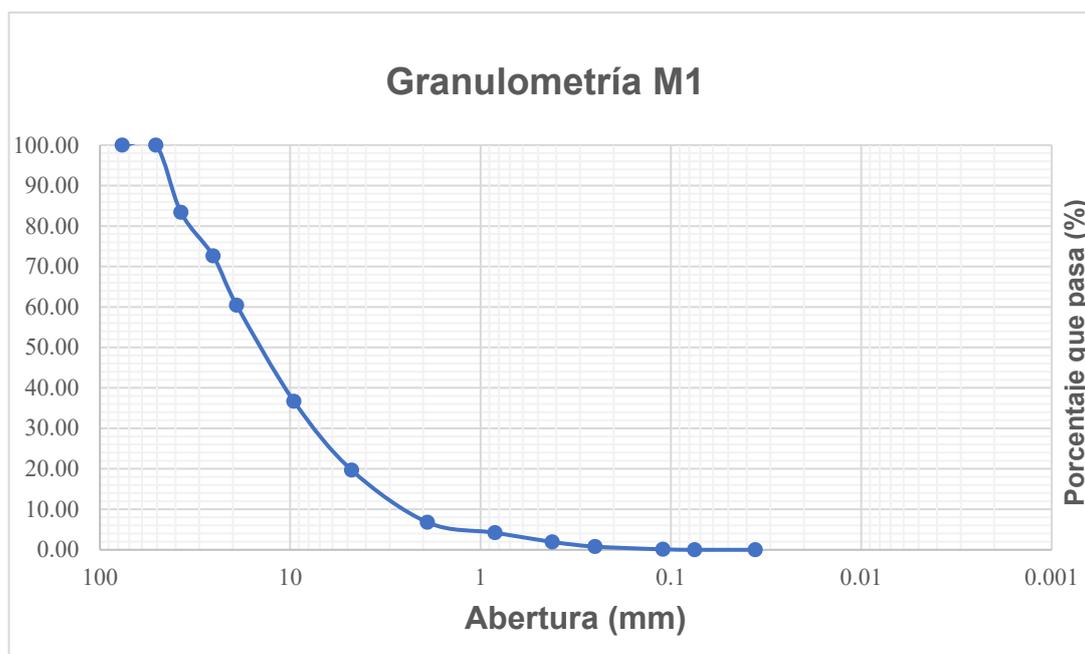


Figura 46. Análisis granulométrico de la muestra 1.

Tomado de Análisis granulométrico – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

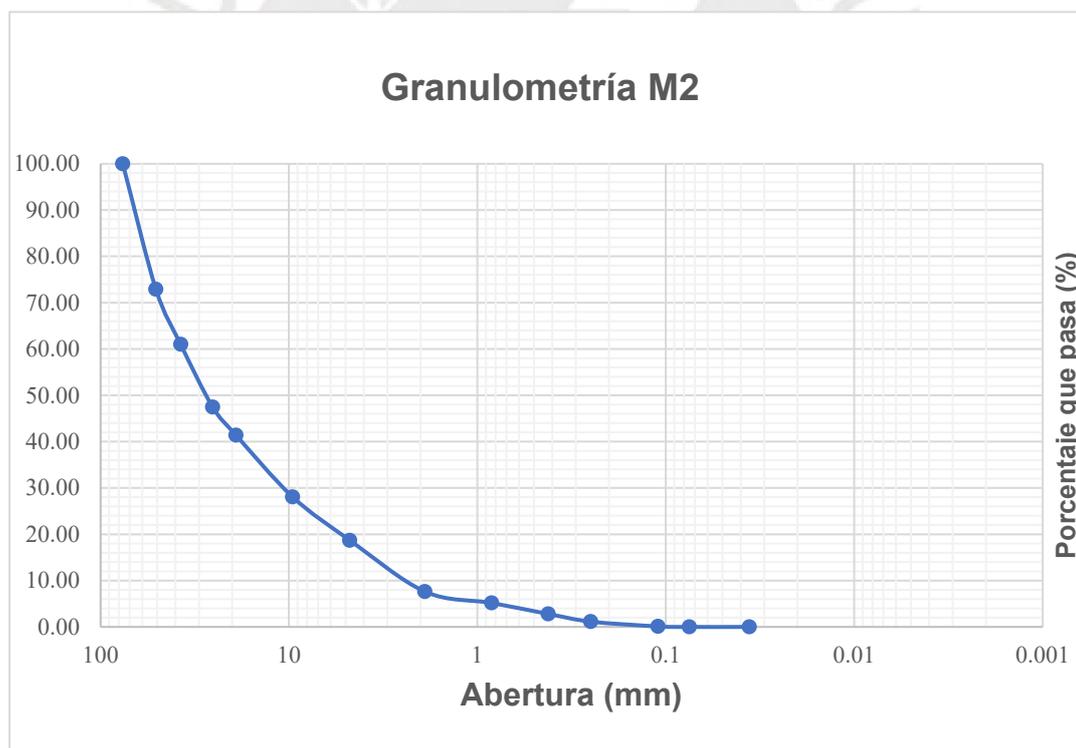


Figura 47. Análisis granulométrico de la muestra 2.

Tomado de Análisis granulométrico – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

Ambas muestras dieron como resultado una grava bien gradada ligeramente arenosa, además de no presentar gran cantidad de material fino que puede llegar a sedimentarse. Por

otro lado, los materiales en suspensión en el río no eran considerables, estos datos aportan a la elección de elegir una toma tirolesa.

- **Curso del río y orografía.**

La orografía del centro poblado de Hornillos es adecuada para la construcción de una toma de fondo, ya que es una quebrada y en estas por lo general se suelen plantear tomas de este tipo. Además, el río 50 metros antes del lugar del proyecto es recto, sin curvas, lo que favorece la circulación del agua por las rejillas, los planos que demuestran la parte recta antes de la toma se mostrarán en anexos.

5.2 Diseño de la toma seleccionada

5.2.1 Parámetros preliminares de diseño

Para poder realizar el diseño es necesario contar con algunos datos preliminares, estos se obtuvieron a lo largo de la presente tesis y están sustentados en los capítulos 3: Estudios básicos de ingeniería y 4: Análisis hidrológico. A continuación, mostraremos los datos más importantes para el diseño:

Tabla 58: Datos preliminares de diseño.

DATOS		
TIRANTE DE ESTIAJE	Ho [m]	0.40
ANCHO DEL RIO	B (m)	10.00
CAUDAL DE DISEÑO	Q [m ³ /s]	1.13
SEPARACIÓN ENTRE BARRAS	a (cm)	3.00
PENDIENTE DE LA ZONA	S (%)	3.35
COEFICIENTE DE MANNING	N	0.03
TIPO DE SUELO	GW	
ESPESOR DE LAS BARRAS	e [in]	½

Nota. Tomado de “Diseño de toma tirolesa – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

En la tabla 58, se observa que se presentan algunos datos que no se presentaron en la presente tesis como el número de Manning y la separación de barras, para los cuales se usará el valor recomendado por la PRONAR en el libro tomas tirolesa; el espesor de la barra se eligió

a criterio y el tirante de estiaje, que se midió en trabajos de campo realizado por los autores del presente trabajo entre los meses de enero a marzo.

5.2.2 Diseño de muro de encauzamiento

- **Profundidad de socavación**

Para calcular la profundidad de socavación, se utilizarán los resultados de la granulometría del estudio de mecánica de suelos que se realizó en la zona a intervenir. Este estudio, dio como resultado que el suelo de fundación de la toma tirolesa es grava bien gradada ligeramente arenosa (no cohesivo). Por lo tanto, la profundidad de socavación se calculará mediante el método de Lischtvan-Levediev para suelos no cohesivos.

Este método contempla algunos datos de entrada, los cuales se muestran en la tabla 59:

Tabla 59: Datos de entrada para cálculo de la profundidad de socavación.

Q (m³/S)	1.13
do (m)	1.10
Be (m)	10.00
D84 (mm)	37.5
A (m²)	1.50
Tr (años)	50

Nota. Tomado de “Diseño de toma tirolesa – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

A continuación, se calcula el coeficiente de frecuencia mediante la fórmula número 50:

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 \ln 50 = 0.972$$

Seguidamente, se calcula el valor de la profundidad media mediante la fórmula 52:

$$d_m = \frac{1.5}{10} = 0.15 \text{ m}$$

Luego, se calcula el coeficiente de sección mediante la fórmula 51, cabe mencionar que bajo los parámetros orográficos de la zona se observa que dicho río en su recorrido no existe obstáculos por lo que el valor de μ es igual a 1:

$$\alpha = \frac{1.13}{1 * 10 * 0.15^{5/3}} = 2.67$$

Finalmente, se calcula la profundidad de socavación mediante la fórmula 64:

$$d_s = \left(\frac{2.67 * 1.10^{5/3}}{4.7 * 0.972 * 0.038^{0.28}} \right)^{\frac{0.038^{0.092}}{0.223 + 0.038^{0.092}}}$$

$$d_s = 1.41 \text{ m}$$

Por lo tanto, se concluye que la profundidad a socavar se calcula de la siguiente ecuación:

$$d_{\text{socavar}} = d_s - d_0 \dots \dots (102)$$

$$d_s = 1.41 - 1.10 = 0.31 \text{ m}$$

- **Cálculo del borde libre del muro de encauzamiento**

Según Villón (2007), el borde libre para un muro de encauzamiento en relación al caudal que transporta se puede estimar de manera práctica, mediante la tabla 60:

Tabla 60: Borde libre en relación del Caudal.

Caudal Q (m ³ /s)	Borde libre (m)
Menores que 0,5	0.30
Mayores que 0,5	0.40

Nota. Adaptado de “Hidráulica de Canales”, Villón Máximo. (Perú), 2007.

Según el cuadro anterior, para el caso de estudio se considerará el borde libre de 0.40, ya que se tiene un caudal de diseño de 1.13 m³/s. Además, a dicho valor se le adicionará el valor de tirante normal calculado, para obtener la altura del muro de encauzamiento.

$$H_{\text{encauzamiento}} = 0.4 + 0.5 = 0.90 \text{ m}$$

Además, se considerará un espesor de 0.20 cm para el muro de encauzamiento, el cual se obtuvo del libro Hidráulica de canales de Máximo Villón. Finalmente, el muro de encauzamiento queda como se muestra en la figura 48.

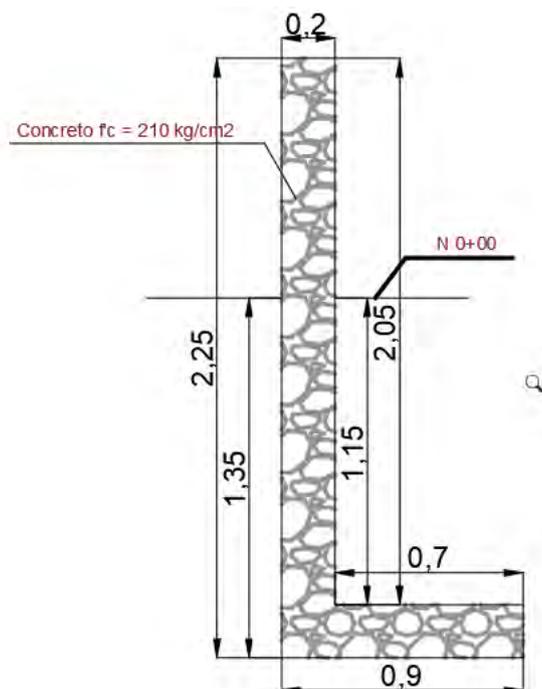


Figura 48. Detalle de muro de encauzamiento.

Tomado de Detalles de Toma Tirolesa – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

5.2.3 Diseño de obra de captación

5.2.3.1 Diseño de rejillas.

Para este capítulo se usarán las fórmulas presentadas en el capítulo 2.8.2.1 diseño de rejillas. Para ello, se estimó la relación entre las dimensiones “a” y “b” de las rejillas, según la figura 08 y el valor del coeficiente de descarga de rejilla según la figura 09, dichos valores se muestran en la tabla 61:

Tabla 61: Valores de “a”, “b” y coeficiente de rejilla

a (cm)	3.00
b (cm)	4.27
μ	0.62

Nota. Tomado de “Diseño de toma tirolesa – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

Seguidamente, se eligió el valor del ángulo β de la toma tomando como consideración un valor promedio de inclinación de la rejilla, con ello se selecciona el valor del factor de corrección por inclinación de la rejilla de la tabla 12 y con este dato se calculó el valor de la

profundidad en la parte superior de las rejillas mediante la fórmula 57. Se muestra la tabla 62 con los valores obtenidos:

Tabla 62: Profundidad en el borde superior de la rejilla

β	20°
K_c	0.837
h (m)	0.22

Nota. Tomado de “Diseño de toma tirolesa – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

Con el ángulo de inclinación, se calcula el coeficiente de rejilla:

$$C = 0.6 * \frac{a}{b} * (\cos\beta)^2 = 0.38$$

Finalmente, se calcularán las dimensiones de la rejilla reemplazando los valores del caudal, coeficiente de descarga, coeficiente de rejilla y profundidad libre en el borde superior de la rejilla en la fórmula 55, mediante un proceso de iteración, para un valor de $B*L=3.40$, y según las condiciones del terreno, con esto se obtienen los resultados que se muestran en la tabla 63:

Tabla 63: Valores iterativo para B y L

Casos	B	L
1	2	1.70
2	4	0.85
3	6	0.57
4	8	0.43
5	10	0.34

Nota. Tomado de “Diseño de toma tirolesa – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

Finalmente, el valor de la longitud adoptada se aproxima a un múltiplo de 5 y se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$L_{adoptada} = 1.2 * L_{calculada} \dots \dots (103)$$

Los resultados anteriores se muestran en la tabla 64:

Tabla 64: Dimensiones de rejilla.

B (m)	6.00
L (m)	0.57
L adoptada (m)	0.70

Nota. Tomado de “Diseño de toma tirolesa – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

Por lo que, las rejillas de captación quedan como se muestra en la figura 49.

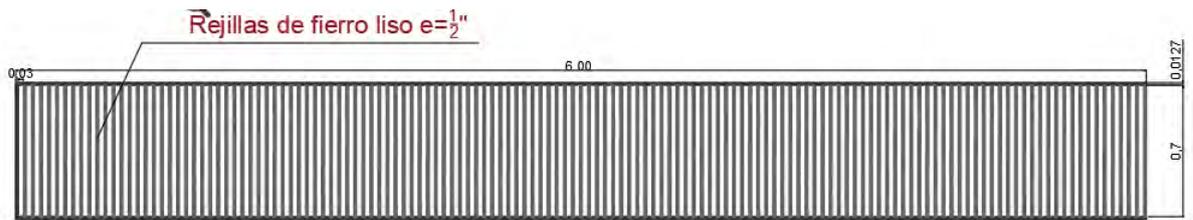


Figura 49. Detalle de la rejilla de captación.

Tomado de Detalles de Toma Tirolesa – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

5.2.3.2 Diseño de canal colector.

El canal colector es por donde se transportará el agua que filtra a través de las rejillas diseñadas, se seguirá el método de Zamarin (Diseño Hidráulico, S. Krochin). Además, usaremos los resultados obtenidos anteriormente mediante la fórmula 61, como el ancho del canal que será igual:

$$B_{canal} = L_{adoptada} * \cos\beta = 0.66 \text{ m}$$

$$B_{adoptada \text{ canal}} = 0.70 \text{ m}$$

El método de Zamarin indica que el canal se debe de dividir en partes iguales, para el presente diseño se dividirá en 7 secciones distanciadas cada metro y el caudal en las diferentes secciones, en función de la distancia, se calcula mediante la ecuación 63, de la cual queda la siguiente expresión:

$$Q_x = 0.1883 * x$$

Por otro lado, PRONAR en su libro criterios de diseño y construcción de obras de captación para riego recomienda que la velocidad inicial en el canal sea de 1 m/s y la final este entre 2 y 3 m/s por lo que se tomará un valor de salida de 2.5 m/s, con estos valores se puede calcular la velocidad en las diferentes secciones mediante la ecuación 65, de la cual se despeja la siguiente ecuación:

$$V_x = 0.25 * x + 1$$

Además, se comprobó que la velocidad media sea mayor a la velocidad mínima, esto mediante la ecuación 64:

$$V_{prom} \geq 3 * \sqrt{9.81 * 0.02}$$

$$V_{prom} \geq 1.33 > 1$$

Con los valores obtenidos anteriormente en cada sección se puede calcular el área en cada una de las secciones mediante la ecuación de Continuidad:

$$A_x = \frac{Q_x}{V_x} \dots \dots (104)$$

Finalmente, despejando la ecuación 87 (fórmula de Manning), se puede calcular la pendiente del canal que resulta igual a la pendiente de energía:

$$S = \frac{h_f}{B_{canal}} = \left(\frac{V * n}{R^{2/3}} \right)^2 \dots \dots (105)$$

Con las operaciones anteriores se tabula para cada uno de las secciones para obtener los valores presentes en la ecuación de Bernoulli para reemplazarlos en la ecuación 105, los valores tabulados se muestran en la tabla 65:

Tabla 65: Cálculo de los valores de la ecuación de Bernoulli para las diferentes secciones.

x	Q	V	A = Q/V	d=A/Bcan	F	P	R	R ^{2/3}	Senenergía	hf	Σhf	V ² /2g
0	0	1	0.00	0.00		0.70	0	0	0	0.00000	0.00000	0.0510
1	0.19	1.25	0.15	0.22	0.86	1.13	0.133	0.261	0.0207	0.02951	0.02951	0.0796
2	0.38	1.5	0.25	0.36	0.80	1.42	0.177	0.315	0.0204	0.02908	0.05859	0.1147
3	0.56	1.75	0.32	0.46	0.82	1.62	0.199	0.341	0.0237	0.03390	0.09249	0.1561
4	0.75	2	0.38	0.54	0.87	1.78	0.212	0.356	0.0285	0.04067	0.13316	0.2039
5	0.94	2.25	0.42	0.60	0.93	1.90	0.221	0.365	0.0342	0.04879	0.18195	0.2580
6	1.13	2.5	0.45	0.65	0.99	1.99	0.227	0.372	0.0406	0.05804	0.23999	0.3186

Nota. Tomado de “Diseño de toma tirolesa – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

De la tabla 65, se determina la altura total de la línea de energía sumando el tirante, las pérdidas de energía y la carga de la velocidad, también se calculan las cotas para el canal las cuales se presentan en la tabla 66:

Tabla 66: Altura total de la línea de energía y cotas del canal.

x	$d + \sum hf + v^2/2g$	Cotas canal
0	0.051	1.153
1	0.324	0.880
2	0.532	0.672
3	0.710	0.494
4	0.875	0.329
5	1.038	0.166
6	1.204	0.000

Nota. Tomado de “Diseño de toma tirolesa – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

Para asegurarse de que el canal es apropiado, se comprueba que tenga un flujo subcrítico mediante el Número de Froude, el cual debe de ser menor a 1. A continuación, se muestra un ejemplo de dicho calculo en la última sección:

$$F = \frac{v}{\sqrt{g*d}} \dots\dots (106)$$

$$F = \frac{2.5}{\sqrt{9.81 * 0.74}} = 0.99$$

De la tabla 65, se observa que el valor del Número de Froude es menor a 1 en todos los tramos por lo que presenta un flujo subcrítico y cumple con lo establecido.

Finalmente, se calcula la altura del canal, que según Krochin se recomienda aumentar el tirante de la línea de energía en un 15% del valor de la altura de energía:

$$H_c = d + 0.15 * H_e = 0.65 + 0.15 * 1.153 = 0.82 \text{ m}$$

$$H_{\text{canal adoptado}} = 0.85 \text{ m}$$

Donde:

H_c: Altura de canal adoptado.

d: Altura de tirante en el último tramo del canal de captación (ver tabla 65)

H_e: Altura de energía/cotas de canal (ver tabla 66)

Por lo que, el canal colector se plantea como se muestra en la figura 50:

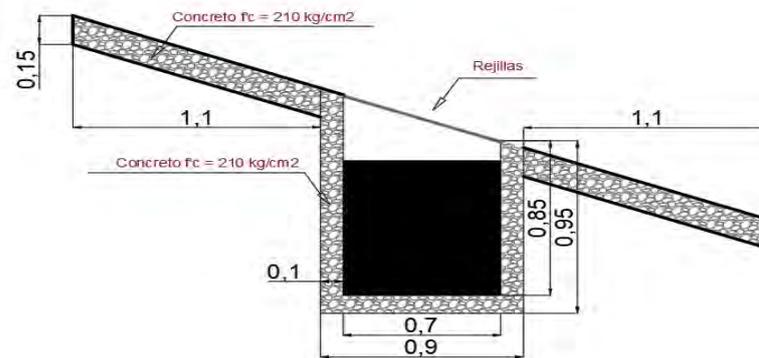


Figura 50. Detalle del canal colector.

Tomado de Detalles de Toma Tirolesa – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

5.2.3.3 Diseño de azud.

- **Altura del Azud**

La altura del azud se estima aproximadamente como la carga de agua que pasa sobre las rejillas, este valor se calculó en el ítem 5.2.2 y tiene un valor de:

$$h = P = 0.22 \text{ m} \cong 0.30 \text{ m}$$

Esta altura está dentro de lo recomendable por el PRONAR, entre 0.20 y 0.50, además de ser mayor al tirante que pasa sobre la rejilla

- **Carga sobre el barraje.**

Para calcular la carga sobre la altura del barraje se utilizarán las siguientes fórmulas que se extrajeron del libro de S. Krochin específicamente descritas en el método Zamarin:

$$C_{bf} = \left(0.407 + \frac{0.045 \cdot H_d}{H_d + C_0 + P} \right) * \left[1 + 0.285 * \left(\frac{H_d}{H_d + C_0 + P} \right)^2 \right] * \sqrt{2 * g} \dots \dots (107)$$

$$C_v = \left(0.407 + \frac{0.045 * (H_d + P)}{H_d + C_0 + P} \right) * \left[1 + 0.285 * \left(\frac{H_d + P}{H_d + C_0 + P} \right)^2 \right] * \sqrt{2 * g} \dots \dots (108)$$

$$Q = \left(C_{bf} * L_{bf} * H_d^{\frac{3}{2}} \right) + \left(C_v * L * (H_d + P)^{\frac{3}{2}} \right) \dots \dots (109)$$

Donde:

Hd: Carga de agua encima del Azud (m)

Q: Avenida máxima (m³/s)

C_{bf}: Coeficiente de descarga del azud

L_{bf}: Longitud de Azud

C_v: Coeficiente de descarga de rejilla

L: Longitud de rejilla (m)

P: Altura del vertedero

Los datos para estas fórmulas se muestran en la tabla 67:

Tabla 67: Datos para calcular la carga sobre el barraje.

H (m)	0.22
P (m)	0.30
μ = Co	0.62
Q_{max} (m³/s)	206.09
L_b (m)	4.00
L_{rejilla} (m)	6.00
g (m/s²)	9.81

Nota. Tomado de "Diseño de toma tirolesa – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

Para despejar el valor de H_d, se dejó los valores de C_{bf} y C_v en función de H_d:

$$C_{bf} = \left(0.407 + \frac{0.045 * H_d}{H_d + 0.62 + 0.3} \right) * \left[1 + 0.285 * \left(\frac{H_d}{H_d + 0.62 + 0.3} \right)^2 \right] * \sqrt{2 * 9.81}$$

$$C_v = \left(0.407 + \frac{0.045 * (H_d + 0.3)}{H_d + 0.62 + 0.3} \right) * \left[1 + 0.285 * \left(\frac{H_d + 0.3}{H_d + 0.62 + 0.3} \right)^2 \right] * \sqrt{2 * 9.81}$$

Seguidamente reemplazamos estos valores en la ecuación 100:

$$1.13 = \left(\left(0.407 + \frac{0.045 * H_d}{H_d + 0.62 + 0.3} \right) * \left[1 + 0.285 * \left(\frac{H_d}{H_d + 0.62 + 0.3} \right)^2 \right] * \sqrt{2 * 9.81} * 4 * H_d^{\frac{3}{2}} \right) + \left(\left(0.407 + \frac{0.045 * (H_d + 0.3)}{H_d + 0.62 + 0.3} \right) * \left[1 + 0.285 * \left(\frac{H_d + 0.3}{H_d + 0.62 + 0.3} \right)^2 \right] * \sqrt{2 * 9.81} * 6 * (H_d + 0.3)^{\frac{3}{2}} \right)$$

Despejando la ecuación se obtiene:

$$H_d = 4.03 \text{ m}$$

Por lo que se usará una carga sobre el barraje de diseño:

$$H_d = 4.10 \text{ m}$$

- **Forma de la cresta del Azud**

Con la finalidad de conservar la bocatoma y evitar la erosión del concreto se eligió el perfil de Creager como perfil para Azud, para esto se calculará el valor del ancho del azud mediante el método descrito en el libro de diseño hidráulico de S. Krochin:

$$A_{bf} = 0.27 * H_d + [2 * P * (H_d)^{0.85}]^{1/1.85} \dots\dots (110)$$

$$A_{bf} = 0.27 * 4.1 + [2 * 0.3 * (0.3)^{0.85}]^{1/1.85} = 3.10$$

Según Krochin, el perfil del azud se calcula de la siguiente manera:

$$y(x) = 0.5 * \frac{x^{1.85}}{H_d^{0.85}} \dots\dots (111)$$

Para el perfil en el presente proyecto se dividió el ancho del azud en intervalos de 0.10 m. desde 0 hasta 3.10 y utilizando la fórmula 111, se obtuvo el siguiente perfil.

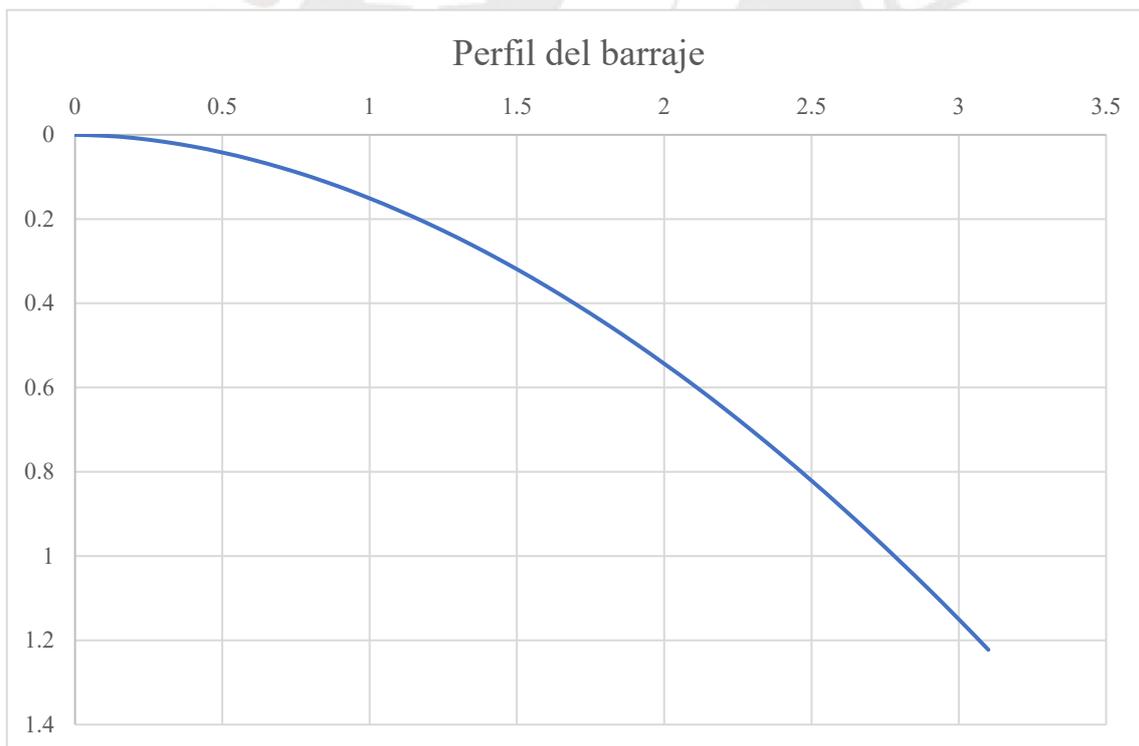


Figura 51. Perfil del azud.

Tomado de Diseño de toma tirolesa – Fuente propia.

Finalmente, el dibujo del azud se plantea en la figura 52.

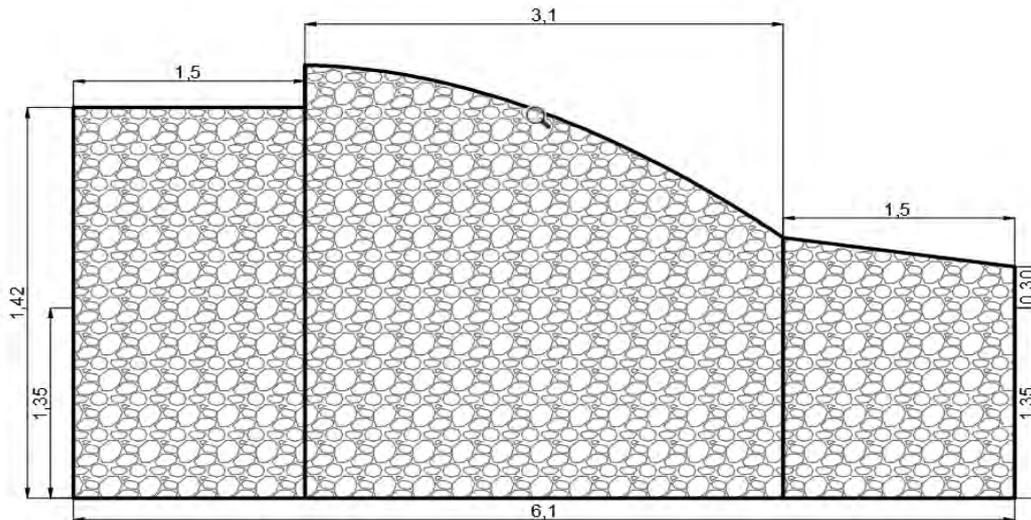


Figura 52. Detalle del azud.

Tomado de Detalles de Toma Tirolesa – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

5.2.3.4 Diseño de canal de transición.

Para el canal de transición se utilizará un canal de similar sección al del canal colector realizado en el ítem 5.2.3.2, entonces el canal de transición tendrá las siguientes medidas:

$$H_{\text{canal de transición}} = 0.85\text{m}$$

$$B_{\text{canal de transición}} = 0.70\text{m}$$

Finalmente, el canal de transición planteado queda como se muestra en la figura 53:

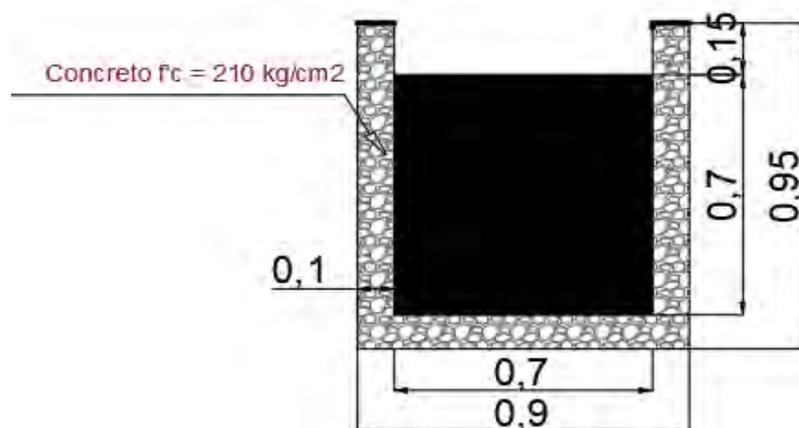


Figura 53. Detalle del canal de transición.

Tomado de Detalles de Toma Tirolesa – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

5.2.3.5 Diseño de canal de purga.

Para el diseño de canal de purga se usarán los valores de la tabla 68 como datos de entrada:

Tabla 68: Datos para calcular el canal de purga.

C	4.50	Material conformado por una mezcla de arena y grava
D	0.05	Diámetro máximo del río
N	0.015	Valor de Manning para concreto

Nota. Tomado de “Diseño de toma tirolesa – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

A continuación, se calculó la velocidad de arrastre mediante la fórmula número 67:

$$V_a = 1.5 * c * d^{\frac{1}{2}} = 1.5 * 4.5 * 0.05^{\frac{1}{2}} = 1.52$$

Seguidamente, calculamos el caudal unitario mediante la fórmula 68:

$$q = \frac{1.52^3}{9.81} = 0.36$$

Para el caso de estudio se utilizará el mismo ancho del canal de transición para el canal de purga, ya que el canal de transición cumplirá con ambas funciones debido a la geomorfología del lugar. Por lo tanto, la pendiente necesaria para el canal de purga se calcula mediante la fórmula 70:

$$I_p = \frac{n^2 * g^{10/9}}{q^{2/9}} = \frac{0.015^2 * 9.8^{10/9}}{0.36^{2/9}} = 0.0036 = 0.36\%$$

En los planos de perfil longitudinal se tiene una pendiente de 3.0% en la zona proyectada para el canal, por lo que si cumple con la pendiente necesaria para la proyección de dicho canal de purga.

Por otro lado, el canal de purga debe de tener una compuerta de regulación la cual se calcula mediante la fórmula de Continuidad multiplicado por un coeficiente de descarga de compuerta que tiene un valor de 0.6 (García - Naranjo, 2015).

$$Q = A * V * C_c = B_{canal} * H_{compuerta} * V * C_c \dots \dots (112)$$

Para la velocidad se tomará el valor de velocidad de diseño calculado anteriormente, la base del canal será igual a la del canal de purga/transición (0.70 m) y el coeficiente de

compuerta se utilizará un valor de 0.6, que es un valor crítico, por lo que el valor de la altura es el siguiente:

$$h = \frac{1.13}{0.6 * 0.7 * 1.52} = 1.80 \text{ m}$$

Finalmente, la compuerta de regulación queda como se muestra en la figura 54:

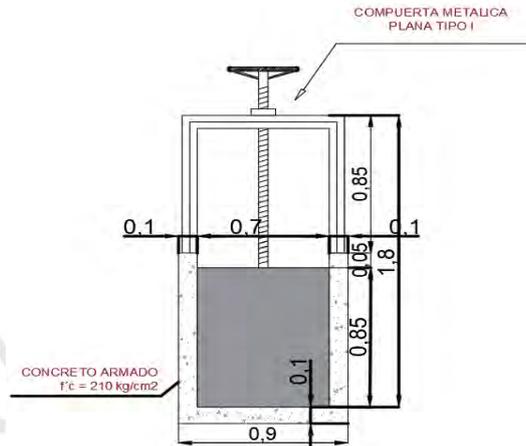


Figura 54. Detalle de compuerta de desfogue del canal de purga.

Tomado de Detalles de Toma Tirolesa – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

5.2.3.6 Diseño de poza disipadora.

Para saber si se necesita una poza disipadora se calculó el número de Froude del río, para ello, la velocidad del río se estima mediante la división del caudal y el área que forma la sección del río asumiendo una sección rectangular, para los valores de entrada se usará el caudal máximo (206.09 m³) obtenido en la figura 45, el ancho de río 10 metros y un tirante de avenida máxima de 1.68 extraído del expediente técnico “Mejoramiento del camino vecinal AN-8: EMP. PE-16 (Chasquitambo) – Llampá del distrito de Colquioc – provincia de Bolognesi – departamento de Ancash”:

$$Q = V * A \rightarrow V = \frac{206.09}{10 * 1.68} = 12.27 \text{ m/s}$$

$$F = \frac{V}{\sqrt[2]{g * d}} = \frac{12.27}{\sqrt[2]{9.81 * 0.40}} = 6.19$$

Como el número de Froude es mayor a 1, el río tiene un flujo supercrítico por lo que se necesita de una poza o colchón disipador.

En primer lugar, se calculará el valor del tirante al pie del barraje del vertedero (d_1) mediante la fórmula 74 de manera iterativa:

$$\frac{206.09}{4 * d_1} = \left(2 * 9.81 * \left(0.93 - 0 + 0.30 + 4.10 - d_1 + \frac{12.27^2}{2 * 9.81} - \left(0.1 * \frac{12.27^2}{2 * 9.81} \right) \right) \right)^{1/2}$$

$$d_1 = 1.18 \text{ m}$$

Luego, se calculará el valor del tirante conjugado (d_2) mediante la fórmula 77:

$$d_2 = \frac{-1.18}{2} + \left(\frac{1.18^2}{4} + 2 * \frac{14.73^2}{9.81} * 1.18 \right)^{1/2}$$

$$d_2 = 6.65 \text{ m}$$

Además, se calculará la longitud del colchón disipador mediante las fórmulas 78, 79 y 80 y se tomará el mayor valor para el diseño, a continuación, se presentará la tabla 69, tabla resumen con los valores obtenidos:

Tabla 69: Valores de la longitud del colchón disipador mediante los diferentes métodos

Lcolchon (m) [Schoklitsch]	32.86
Lcolchon (m) [Safranez]	30.64
Lcolchon (m) [U.S Bureau of Reclamation]	26.63

Nota. Tomado de “Diseño de toma tirolesa – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

Finalmente, se calculará el espesor del colchón disipador mediante la fórmula 81:

$$e = 0.2 * 51.52^{0.5} * 4.3^{0.5}$$

$$e = 2.98 \cong 3.00 \text{ m}$$

A continuación, en la tabla 70, se mostrará una tabla resumen con los valores obtenidos para el diseño del colchón disipador:

Tabla 70: Tabla resumen de dimensiones del colchón disipador.

d1 (m)	1.18
d2 (m)	6.65
Lcolchon (m)	32.86
e (m)	3.00

Nota. Tomado de “Diseño de toma tirolesa – Fuente propia – Todos los derechos reservados.

Finalmente, el colchón disipador queda como se muestra en la figura 55:

5.2.3.7 Análisis del desarenador existente.

Para el presente trabajo se realizará un análisis del desarenador existente en la zona de estudio y se procederá a proponer un diseño alternativo. A continuación, en las figuras 57, 58 y 59, se presentará una vista en planta y perfil de dicho desarenador.

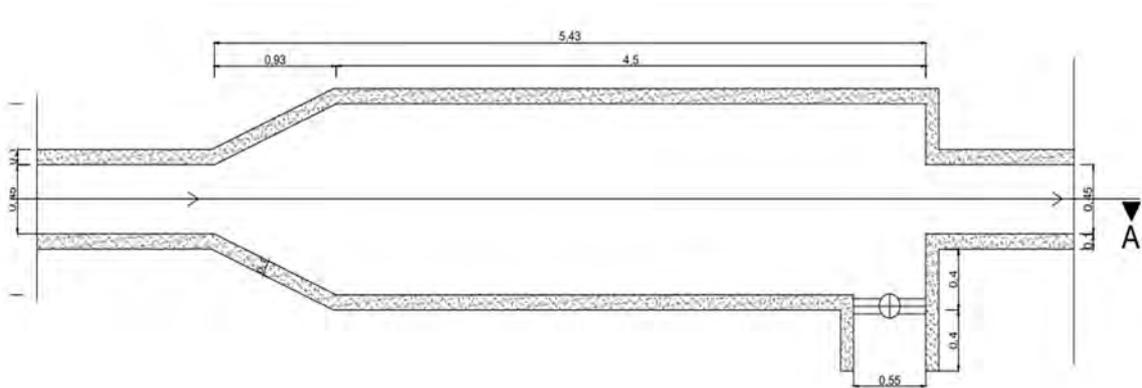


Figura 57. Vista en planta del desarenador existente.

Tomado de Análisis de desarenador – Fuente propia.

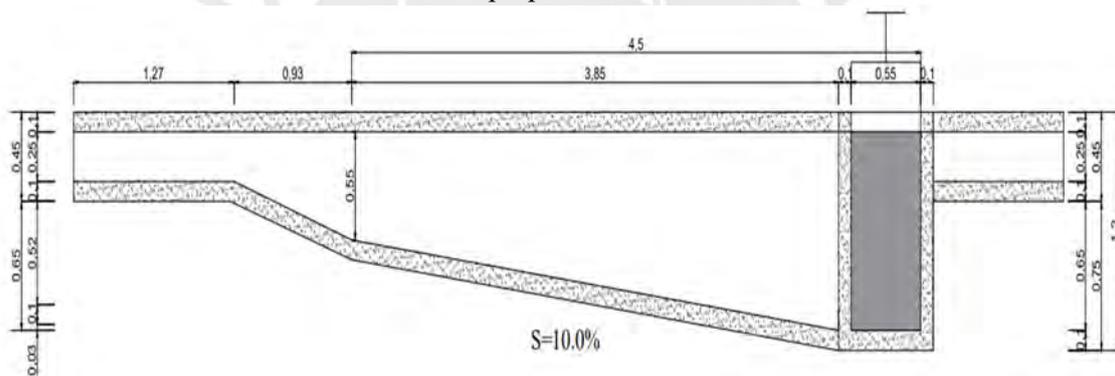


Figura 58. Corte A – A del desarenador existente.

Tomado de Análisis de desarenador – Fuente propia.



Figura 59. Desarenador existente.

Tomado por Carrión – Fuente propia.

Para dicho análisis, se presentará las dimensiones del desarenador existente en la tabla

71:

Tabla 71: Datos del desarenador existente

B des (m)	1.25
B can (m)	0.45
Lt (m)	0.93
L (m)	4.50
H (m)	0.55

Nota. Tomado de “Diseño de toma tirolesa – Fuente propia.

En primer lugar, se analizará la longitud de transición de entrada mediante la ecuación

86:

$$L_t = \frac{1.25 - 0.45}{2 * \tan (12.5)} = 1.80 \text{ m}$$

Se puede observar que el resultado anterior es mayor a la longitud de transición del desarenador existente, por lo que el desarenador existente no cumple con lo mínimo requerido.

Seguidamente en la tabla 72, se verificará el diseño de la nave de decantación para lo cual se tendrán los siguientes valores como datos de entrada:

Tabla 72: Datos de entrada para la verificación de la nave de decantación.

Q (m3/s)	1.13
d (mm)	0.50
a	44

Nota. Tomado de “Diseño de toma tirolesa – Fuente propia

Cabe mencionar que el valor de “a” se obtuvo de la tabla 13: valores del coeficiente de decantación “a”. Según Krochin (1986), para un sistema de riego es aceptable usar un diámetro de partícula de 0.50 mm.

Con los valores de entrada, se puede calcular la velocidad de escurrimiento mediante la fórmula 82:

$$V = 44 * \sqrt{0.75} = 31.11 \text{ cm/s}$$

Luego, se calcula el valor del área de sección de flujo mediante la fórmula de continuidad:

$$A = \frac{1.13}{31.11 * 0.01} = 3.63 \text{ m}^2$$

Para poder calcular los valores de la base y la longitud de la nave de decantación se asume una relación basada en condiciones de pared y la formación de líneas de corriente:

$$\frac{B}{H} = 2.5$$

Además, el valor de la altura del desarenador se puede estimar mediante la siguiente fórmula:

$$H = \left(\frac{A}{2.5}\right)^{0.5} \dots\dots (113)$$

$$H = \left(\frac{3.63}{2.5}\right)^{0.5} = 1.21 \text{ m} \cong 1.25 \text{ m}$$

$$B = 2.5 * 1.21 = 3.01 \text{ m} \cong 3.05 \text{ m}$$

Se observa que los valores obtenidos de la base y la altura del desarenador son mayores a los que tiene el desarenador existente, por lo que el desarenador existente no cumple con lo mínimo requerido.

A continuación, se estimará la velocidad de sedimentación mediante diferentes métodos recomendados, lo que permitirá calcular la longitud total del desarenador.

- **Tabla de Arkangelski.**

La tabla de Arkangelski, estima la velocidad de sedimentación en base al diámetro de partícula y se presenta en la tabla 13: velocidad de sedimentación según diámetro de partícula, de lo cual se obtiene el siguiente valor:

$$w_0 = 5.40 \text{ cm/s}$$

- **Experiencia de Sellerio**

Sellerio estima la velocidad de sedimentación considerando el diámetro de la partícula a sedimentar, con dicho valor calcula la velocidad mediante la figura 60:

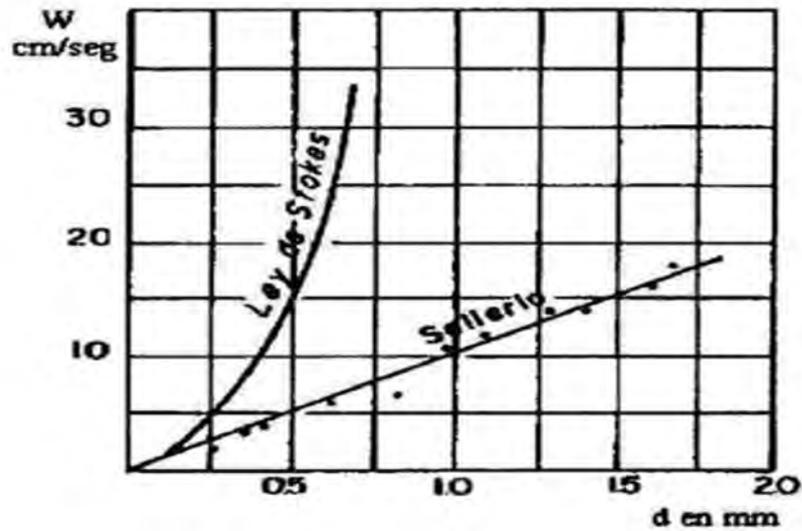


Figura 60. Gráfica de experiencia de Sellerio.

Tomado de Diseño de desarenadores, por García, Manuel. (Perú), 2015.

Del gráfico anterior se obtiene el valor siguiente:

$$w_0 = 5.00 \text{ cm/s}$$

- **Experiencia de Sudry.**

Sudry estima la velocidad de sedimentación considerando el diámetro de la partícula a sedimentar y el peso específico del agua, con dichos valores calcula la velocidad mediante la figura 61:

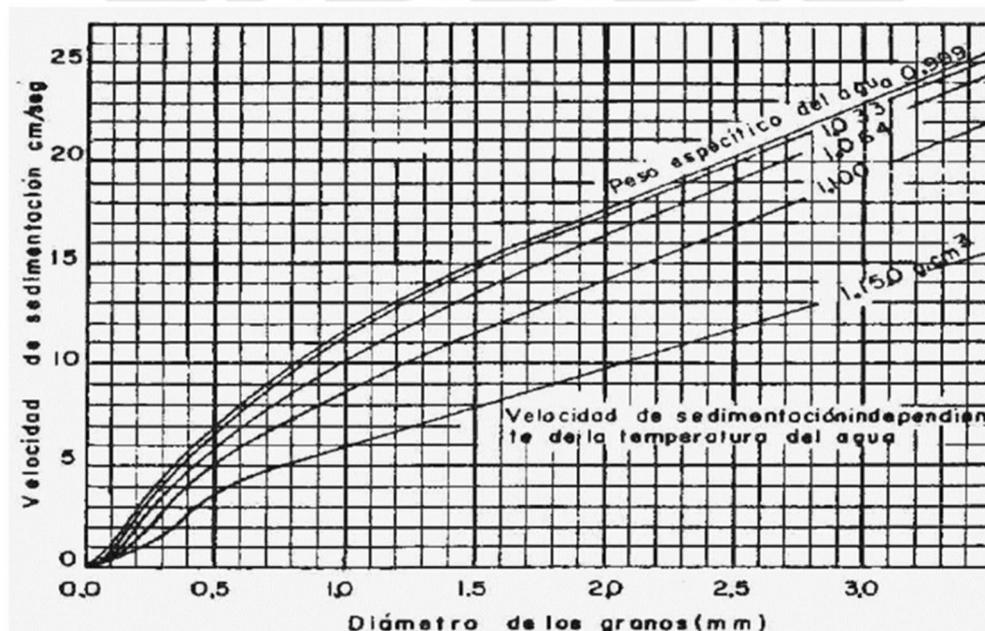


Figura 61. Gráfica de experiencia de Sudry.

Tomado de Diseño de desarenadores, por García, Manuel. (Perú), 2015.

Del gráfico anterior se obtiene el valor siguiente:

$$w_0 = 7.00 \text{ cm/s}$$

- **Fórmula de Scotti Folglieni:**

Scotti Folglieni estima la velocidad de sedimentación mediante la siguiente fórmula:

$$w_0 = 3.8 * \sqrt{d} + 8.3 * d \dots\dots (114)$$

$$w_0 = 100 * (3.8\sqrt{0.50 * 0.001} + 8.3 * 0.50 * 0.001) = 8.91 \text{ cm/s}$$

- **Fórmula de Owens**

Owens estima la velocidad de sedimentación mediante la siguiente fórmula:

$$w_0 = k * \sqrt{d * (\delta_s - 1)} \dots\dots (115)$$

Donde:

k: Constante en base a la forma y naturaleza del grano.

d: Diámetro de partícula.

δ_s : Peso específico de la partícula.

El valor de K se extrae de la tabla 73:

Tabla 73: Valor de "K" según la forma y naturaleza del grano

Forma y naturaleza	K
Arena esférica	9.35
Grano redondeado	8.25
Grano cuarzo d > 3mm	6.12
Grano cuarzo d < 0.7 mm	1.28

Nota. Tomado de "Diseño de desarenadores", por García, Manuel. (Perú), 2015.

De lo anterior se obtiene el valor siguiente:

$$w_0 = (1.40 * \sqrt{0.50 * 0.001 * (2.65 - 1)}) * 100 = 4.02 \text{ cm/s}$$

- **Método del coeficiente de arrastre de esferas.**

En el método de coeficiente arrastre de esferas se utiliza valores iterativos de velocidades, para ello, se utiliza la siguiente fórmula:

$$w_0 = \sqrt{\frac{4}{3} * \frac{\Delta * g * D}{C_D}} \dots\dots (116)$$

Donde:

C_D : Coeficiente de arrastre de esfera

g : Gravedad

D : Diámetro de partícula.

Δ : Densidad relativa sumergida.

Además, para calcular el valor del coeficiente de arrastre de esfera es necesario estimar el Número de Reynolds y utilizar la figura 62:

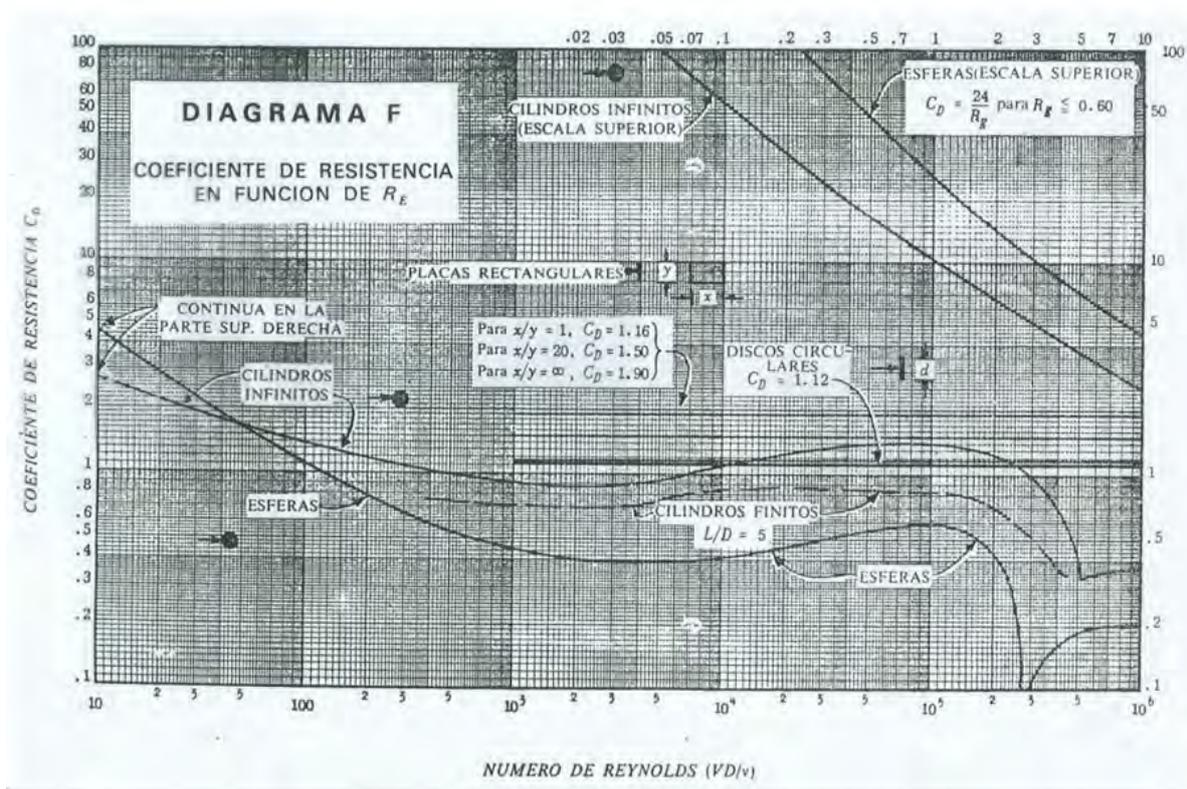


Figura 62. Gráfica de coeficiente de arrastre de esfera.

Tomado de Diseño de desarenadores, por García, Manuel. (Perú), 2015.

Para el presente método, se asume un valor para la velocidad de sedimentación a partir de este valor se calcula el valor del número de Reynolds mediante la siguiente fórmula:

$$Re = v * d / w_0 \dots\dots (117)$$

Donde:

v: Viscosidad cinemática del agua (0.000001)

d: Diámetro de partícula (m)

wo: Velocidad de sedimentación (m/s)

Seguidamente, con el número de Reynolds se entra a la gráfica del coeficiente de arrastre de esfera (figura 62) y se obtiene el valor del coeficiente de arrastre de esfera; por otro lado, se calcula el valor de la densidad relativa sumergida mediante la siguiente fórmula:

$$\Delta = \frac{\delta_s - \delta_w}{\delta_w} \dots \dots (118)$$

Donde:

δ_s : Peso específico del suelo.

δ_w : Peso específico del agua.

Finalmente se calcula el valor de la velocidad de sedimentación mediante la fórmula 116 y se procede a comparar con el valor asumido. Se realiza el mismo procedimiento iterativo hasta obtener una diferencia mínima entre ambos valores, a continuación, se presenta la tabla 74:

Tabla 74: Tabla de iteración de velocidad de sedimentación.

Wo (asum)	7.00	8.00	cm/s
	0.07	0.08	m/s
Visc	0.000001	0.000001	m ² /s
Re	35	40	
Cd	1.80	1.70	
Delta	1.65	1.65	
Wo (calc)	0.0774	0.0797	m/s
	7.74	7.97	
Cumple	No	Si	

Nota. Tomado de “Diseño de toma tirolesa – Fuente propia.

Con los diferentes valores obtenidos de velocidad de sedimentación, se realiza un promedio entre los valores típicos los cuales se muestran en la tabla 75:

Tabla 75: Tabla de valores velocidad de sedimentación mediante diferentes métodos y velocidad promedio.

Wo [Arkangelski] (cm/s)	5.40
Wo [Sellerio] (cm/s)	5.00
Wo [Owens] (cm/s)	4.02
Wo promedio (cm/s)	4.81

Nota. Tomado de “Diseño de toma tirolesa – Fuente propia.

Según la tabla anterior, se tiene un valor promedio de 4.81 cm/s, por lo que se elegirá el valor más cercano como velocidad de sedimentación de diseño:

$$w_0 \text{ diseño} = 5.00 \text{ cm/s}$$

Al valor de velocidad de sedimentación de diseño se debe de realizar una corrección debido a la turbulencia de la corriente, ya que el fluido debe estar en reposo, para ello se utiliza la siguiente fórmula:

$$w_0 \text{ corregido} = w_0 \text{ diseño} - 0.04 * v \dots\dots (119)$$

Donde:

v: Velocidad de escurrimiento

Por lo que, se obtiene el siguiente valor:

$$w_0 \text{ corregido} = 5.00 - 0.04 * 31.11 = 3.76 \text{ cm/s}$$

Finalmente, se procede a calcular la longitud del desarenador mediante la siguiente fórmula:

$$L = \frac{V * H}{w} \dots\dots (120)$$

$$L = \frac{31.11 * 1.21}{3.76} = 10.00 \text{ m}$$

Se observa que el valor de la longitud del desarenador obtenido es mayor al valor que tiene la longitud del desarenador existente, por lo que el desarenador existente no cumple con lo mínimo requerido.

A continuación, en la tabla 76, se mostrará un cuadro comparativo entre las dimensiones mínimas del desarenador y las dimensiones obtenidas en campo del desarenador existente.

Tabla 76: Tabla comparativa de dimensiones de desarenador.

	Existente	Calculado
B des (m)	1.25	3.05
Lt (m)	0.93	1.80
L (m)	4.50	10.00
H (m)	0.55	1.25

Nota. Tomado de “Diseño de toma tirolesa – Fuente propia.

- **Análisis del sistema de purga.**

El desarenador existente cuenta con un sistema de purga conformado por una compuerta de 55 cm x100 cm y el sistema presenta una pendiente en la nave de desarenación de 10%. Para contrastar el correcto diseño se calculará la velocidad de salida a través de la compuerta de purga y la altura de compuerta. Lo datos de entrada se muestran en la tabla 77:

Tabla 77: Datos de entrada para análisis de sistema de purga de desarenador

H (m)	0.55
So (m)	0.10
L (m)	4.50

Nota. Tomado de “Diseño de toma tirolesa – Fuente propia.

Primero se calculará la carga de agua sobre el orificio de salida mediante la siguiente ecuación:

$$h = H + S_0 * L \dots\dots (121)$$

$$h = 0.55 + 0.10 * 4.5 = 1.00 \text{ m}$$

Finalmente, se calcula la velocidad de salida por la compuerta mediante la siguiente fórmula:

$$V = \sqrt{2 * g * h} \dots\dots (122)$$

$$V = \sqrt{2 * 9.81 * 1.00} = 4.43 \text{ m/s}$$

El valor anterior cumple con la velocidad comprendida entre 3 – 5 m/s, sin embargo, el valor de la pendiente dada para su diseño es superior a los valores recomendados (2-6%) para un diseño óptimo de un sistema de purga.

Por lo tanto, se concluye que el desarenador existente no cumple con los valores de diseño según el caudal a transportar, el diámetro de partícula que sedimentará y la pendiente recomendada. Por ello, se propuso como solución al problema un replanteo de la estructura hidráulica existente por una que cumpla con las dimensiones obtenidas en el presente análisis, para ello, se utilizó los valores obtenidos en la tabla 76, a continuación, en la figura 63, 64 y 65, se presentarán las vistas en planta y corte del desarenador.

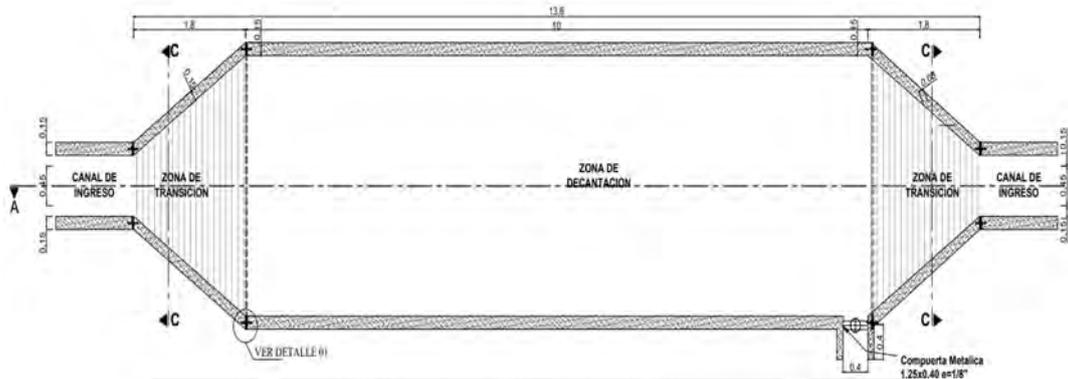


Figura 63. Planta de desarenador propuesto.

Tomado de Análisis de desarenador – Fuente propia.

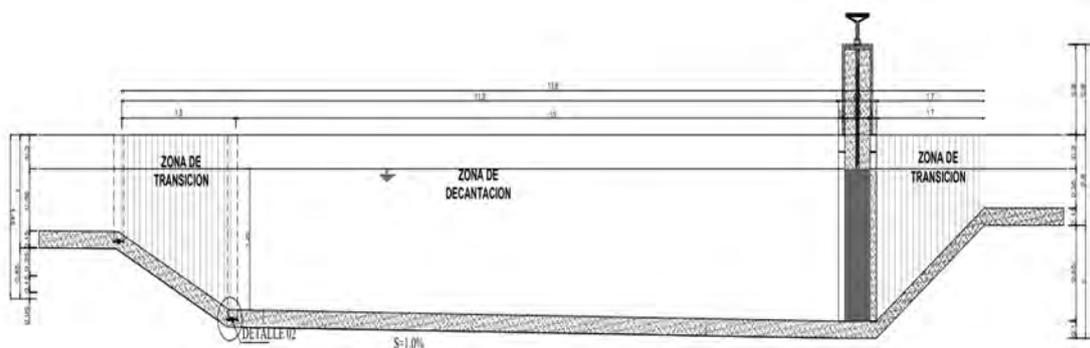


Figura 64. Perfil de desarenador propuesto.

Tomado de Análisis de desarenador – Fuente propia.

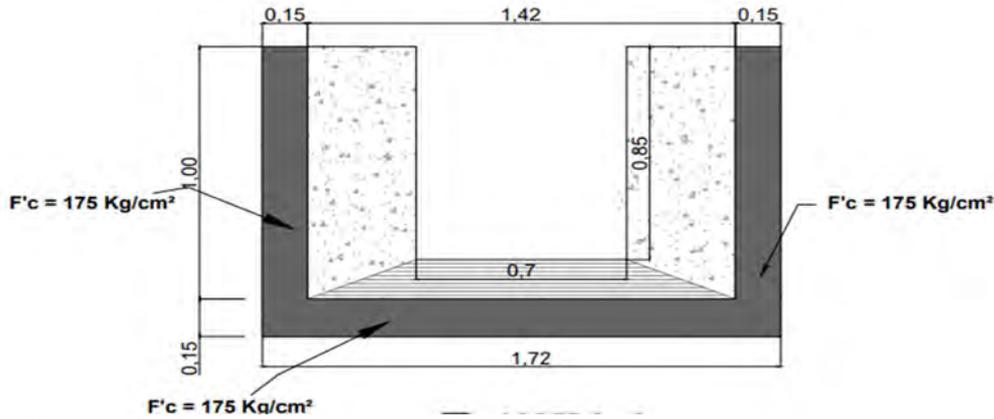


Figura 65. Corte de desarenador propuesto.

Tomado de Análisis de desarenador – Fuente propia.

Por otro lado, en la tabla 78, se rediseño el sistema de purga según los datos que se obtuvieron en el análisis del desarenador replanteado, con esto se pudo obtener los siguientes resultados para el nuevo sistema de purga:

Tabla 78: Resultados de análisis de sistema de purga y datos del desarenador replanteado.

H (m)	1.25
So (%)	0.01
L (m)	10.00
h (m) (Carga de agua)	1.35
V (m/s)	5.15

Nota. Tomado de “Diseño de toma tirolesa” – Fuente propia.

De la tabla anterior, se puede observar que la velocidad del sistema de purga obtenido cumple con el rango recomendado para un óptimo funcionamiento.

Finalmente, se calculará el ancho de la compuerta de purga propuesta mediante la fórmula 112:

$$1.13 = 0.6 * A * \sqrt{2 * 9.81 * 1.35}$$

$$A = 0.37$$

$$B * H = 0.37$$

$$B = 0.37/1.25$$

$$B \cong 0.40 \text{ m}$$

A continuación, en la figura 66, se muestra cómo queda la compuerta de purga:

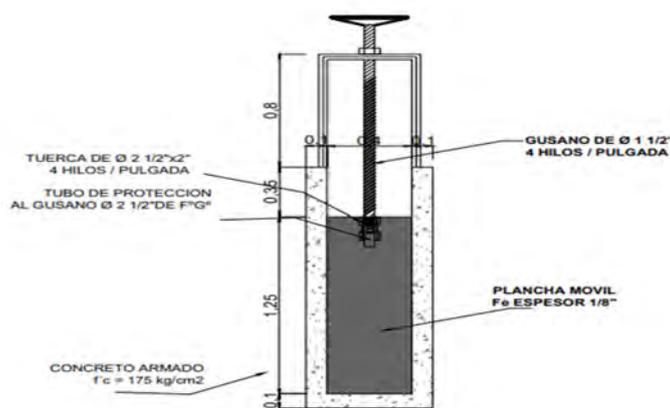


Figura 66. Compuerta de purga propuesta.

Tomado de Análisis de desarenador – Fuente propia.

5.2.4 Análisis del sistema de conducción existente.

5.2.4.1 Análisis numérico del diseño del canal de conducción existente.

El canal de conducción existente tiene 3 secciones en 3 tramos diferentes los cuales se comprobarán mediante la fórmula de Manning, dichas secciones se acondicionan a la geografía existente.

- **Tramo I (Progresiva 0+000 km a 0+010 km – entrada del canal de conducción al desarenador existente)**

A continuación, en la tabla 79, se muestran los valores que se usaran para comprobar el caudal que puede transportar el primer tramo del canal.

Tabla 79: Datos de entrada para verificar el tramo I del canal existente.

DATOS		
BASE	B (m)	0.40
ALTO	H (m)	0.35
BORDE LIBRE	Bf (m)	0.10
CAUDAL DE DISEÑO	Q [m³/s]	1.13
PENDIENTE DE LA ZONA	S (%)	3.5
COEFICIENTE DE MANNING	N	0.015

Nota. Tomado de “Diseño de toma tirolesa – Fuente propia

Utilizando la fórmula de Manning se obtienen los siguientes resultados que se muestran en la tabla 80:

Tabla 80: Caudal que puede transportar el tramo I del canal.

A (m²)	0.1
P (m)	0.90
A^{5/3}	0.022
P^{2/3}	0.270
S^{1/2}	0.187
Q (m³/s)	1.00

Nota. Tomado de “Diseño de toma tirolesa – Fuente propia

De la tabla 80, se puede observar que el máximo caudal, dejando un borde libre de 10 cm es de 1.00 m³/s.

- **Tramo II (Progresiva 0+015 km a 0+450 km – Salida del desarenador)**

A continuación, en la tabla 81, se muestran los valores que se usaran para comprobar el caudal que puede transportar el segundo tramo del canal.

Tabla 81: Datos de entrada para verificar el tramo II del canal existente.

DATOS		
BASE	B (m)	0.40
ALTO	H (m)	0.35
BORDE LIBRE	Bf (m)	0.10
CAUDAL DE DISEÑO	Q [m³/s]	1.13
PENDIENTE DE LA ZONA	S (%)	3.00
COEFICIENTE DE MANNING	N	0.015

Nota. Tomado de “Diseño de toma tirolesa – Fuente propia

Utilizando la fórmula de Manning se obtienen los resultados que se muestran en la tabla 82:

Tabla 82: Caudal que puede transportar el tramo II del canal.

A (m²)	0.1
P (m)	0.90
A^{5/3}	0.022
P^{2/3}	0.270
S^{1/2}	0.173
Q (m³/s)	0.92

Nota. Tomado de “Diseño de toma tirolesa – Fuente propia

De la tabla 82, se puede observar que el máximo caudal, dejando un borde libre de 10 cm es de 0.92 m³/s.

- **Tramo III (Progresiva 0+450 km a 0+930 km – Cambio de sección)**

A continuación, en la tabla 83, se muestran los valores que se usaran para comprobar el caudal que puede transportar el tercer tramo del canal.

Tabla 83: Datos de entrada para verificar el tramo III del canal existente.

DATOS		
BASE	B (m)	0.40
ALTO	H (m)	0.35
BORDE LIBRE	Bf (m)	0.10
CAUDAL DE DISEÑO	Q [m ³ /s]	1.13
PENDIENTE DE LA ZONA	S (%)	3.50
COEFICIENTE DE MANNING	N	0.015

Nota. Tomado de “Diseño de toma tirolesa – Fuente propia

Utilizando la fórmula de Manning se obtienen los resultados que se muestran en la tabla 84:

Tabla 84: Caudal que puede transportar el tramo III del canal.

A (m ²)	0.1
P (m)	0.90
A ^{5/3}	0.022
P ^(2/3)	0.270
S ^(1/2)	0.187
Q (m ³ /s)	1.00

Nota. Tomado de “Diseño de toma tirolesa – Fuente propia

De la tabla 84, se puede observar que el máximo caudal, dejando un borde libre de 10 cm es de 1.00 m³/s.

Luego de comprobar las tres secciones se logró comprobar que ninguna de las secciones cumple con las dimensiones requeridas para transportar el caudal de diseño lo cual se muestra en la tabla 85:

Tabla 85: Comparación de caudal transportado por las secciones y el caudal de diseño.

Tramo I	Tramo II	Tramo III	Qd (m ³ /s)
1.00	0.92	1.00	1.13

Nota. Tomado de “Diseño de toma tirolesa – Fuente propia

Se puede observar en la tabla 85 que el caudal que puede transportar cada uno de los tramos analizados es menor al caudal que se captará mediante la toma tirolesa, en la imagen 67 se observarán las secciones existentes.

SECCIONES DE CANAL EXISTENTES

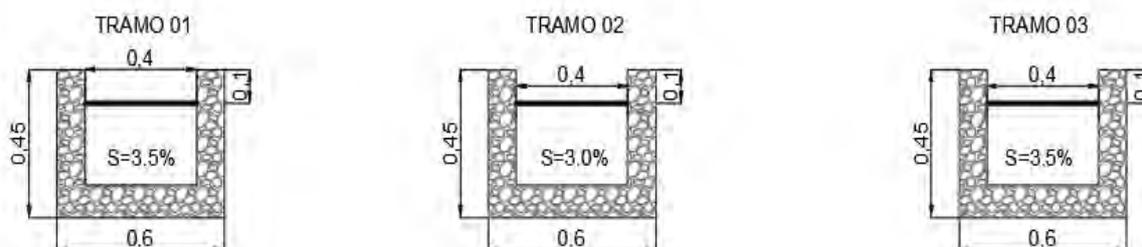


Figura 67. Secciones del canal existente.

Tomado de Mejoras del canal de conducción – Fuente propia.

Como las secciones existentes no son suficientes para transportar el caudal de diseño, se plantea como solución al problema incrementar la altura de las paredes del canal de tal manera que se pueda aumentar la capacidad de transporte de los tramos en cuestión. Además, verificando la factibilidad en el tramo I se recomienda reconstruir el canal con el ancho y alto de borde libre establecido por la norma americana ($B_f = 0.30\text{ m}$), esto ya que el primer tramo es el que conecta la captación con el desarenador y no tiene una longitud significativa como las otras dos secciones. Las secciones correctas y el caudal que transportan se muestran en la tabla 86.

Tabla 86: Comparación de caudal transportado por las secciones planteadas y el caudal de diseño.

	Tramo I	Tramo II	Tramo III	Qd (m ³ /s)
B (m)	0.70	0.45	0.45	
H (m)	0.85	0.65	0.60	
Bf (m)	0.30	0.30	0.30	
S (%)	3.00	3.00	3.50	
n	0.015	0.015	0.015	
Q [m³/s]	2.18	1.20	1.21	1.13

Nota. Tomado de “Diseño de toma tirolesa – Fuente propia

Se puede observar que con las secciones planteadas el caudal de diseño es menor al caudal que transporta cada sección, lo que cumple con un diseño óptimo. A continuación, en la figura 68, se mostrarán los dibujos de las secciones planteadas:



Figura 68. Secciones de canal propuestas.

Tomado de Mejoras del canal de conducción – Fuente propia.

Así mismo, en la figura 69 se muestra la línea de energía de conducción y el tirante del canal.

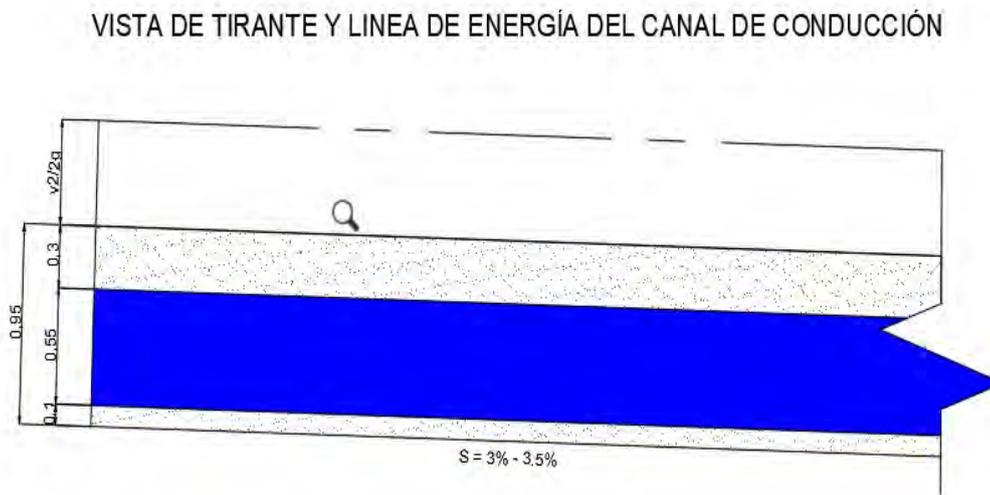


Figura 69. Vista de tirantes y línea de energía de las secciones.

Tomado de Mejoras del canal de conducción – Fuente propia.

5.2.4.2 Estado del canal existente.

Para verificar el estado del canal existente se realizó una verificación en campo y se recorrió los diferentes canales existentes en el centro poblado de Hornillos. De este recorrido se pudo extraer las figuras 70 y 71.



Figura 70 y 71. Juntas del canal Wich Wich.

Fuente propia – Todos los derechos reservados.

En la imagen anterior, se observa la falta de un material impermeabilizante en la junta lo que se repite en varios puntos del canal, tal como se puede observar en las figuras 72, 73 y 74.



Figura 72. Filtración de agua por malas juntas.

Fuente propia – Todos los derechos reservados.



Figura 73. Rajaduras en el canal.

Fuente propia – Todos los derechos reservados.



Figura 74. Rajaduras y canal roto.

Fuente propia – Todos los derechos reservados.

En las figuras anteriores se observa un mal estado del canal, esto se puede observar en varios puntos más del recorrido tal como se muestra en las figuras 75 y 76.



Figura 75 y 76. Maleza cercana y falta de mantenimiento.

Fuente propia – Todos los derechos reservados.

En las figuras anteriores se observa una falta de cuidado en el canal, esto se intensifica en 2 puntos a los cuales no se pudo acceder debido al estado del canal y de la zona.

5.2.4.3 Fallas que perjudican la conducción del agua.

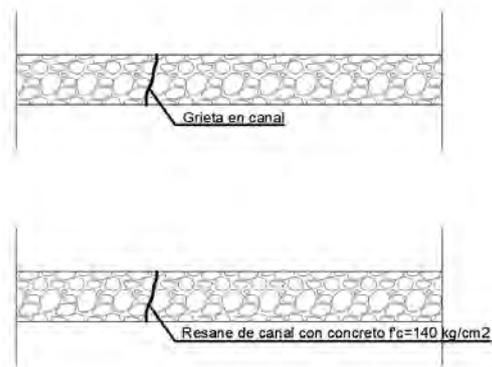
En el capítulo anterior, se puede observar la falta de mantenimiento del canal Wich Wich, las fallas que se encontraron fueron falta de materiales impermeabilizantes en las juntas lo que permite que el agua filtre a través de estos puntos. Además, se encontró fallas, rajaduras y tramos del canal rotos, lo que genera que el agua que recorre el canal se pierda y perjudique a la producción. Finalmente, se pudo observar un mal mantenimiento del canal, maleza, musgo alrededor entre otros elementos que transporta el canal, estos al acumularse en algunos puntos evitan el pase adecuado del agua lo que genera un desborde por las paredes del canal.

5.2.4.4 Recomendaciones para una adecuada conducción.

La ANA en el manual de mantenimiento de la infraestructura de riego, drenaje y vías de acceso brinda una serie de pautas para el mantenimiento de sistemas de conducción y distribución las cuales se explican a continuación junto al problema que podrían solucionar:

- Desazolves. - Se refiere a la limpieza del fondo de canal con ayuda de lampas, palas o palos de tal manera que la base del canal quede libre de sedimentos, piedras u otro material sólido. Este método se debería utilizar a lo largo del canal existente ya que en su mayoría presenta material sedimentado.
- Deshiervos. - Se refiere a limpiar la vegetación que crece a lo largo del canal y en el mismo como el moho, pastos o musgos que puedan crecer en paredes o fondo de canal. Se puede observar en las fotos del inciso 5.2.4.2 que hay gran cantidad de vegetación creciendo a lo largo del canal e incluso en el mismo canal.
- Resane de pisos y taludes. - Consiste en la reconfiguración del material del canal (concreto) en lugares con fisuras o zonas que presenten juntas de dilatación deficientes. Para esto, primero se realiza una adecuada limpieza para eliminar cualquier agente contaminante y luego se rellena con concreto $f'c=140 \text{ kg/cm}^2$ o una mezcla de asfalto y arena. Como se puede observar en las imágenes mostradas del canal existente, este método solucionaría los problemas de las juntas y rajaduras como los de las imágenes 70, 71 y 73. A continuación se mostrará el antes y después del resane de los pisos y taludes (figuras 77 y 78).

RESANE DE TALUDES DE CANAL PARA MEJORA DEL SISTEMA DE CONDUCCIÓN EN PROGRESIVAS QUE PRESENTAN GRIETAS EN EL CANAL



REINSTALACIÓN DE JUNTAS CON MATERIAL IMPERMEABILIZANTE EN PROGRESIVAS QUE NO CUENTAN CON UNA ADECUADA JUNTA.



Figura 77 y 78. Detalle de resane y reinstalación de juntas.

Tomado de Mejoras del canal de conducción – Fuente propia.

- Reparación de pisos y taludes. - En este caso a diferencia del ítem anterior, se procede cuando el tramo del canal se encuentra bastante deteriorado y no se puede resanar. Para esto, primero se quita por completo el paño afectado del canal para reemplazarlo por otro con un concreto de $f'c=210$ kg/cm². Este trabajo debe de realizarse en época de sequía para no afectar la distribución del agua. Se puede observar que en las figuras 72, 74 y 76 las paredes del canal no se pueden resanar, por lo que la reparación es la única opción viable. Lo cual se puede observar en la imagen 79.

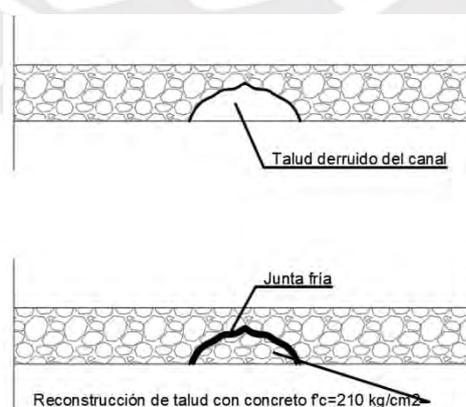


Figura 79. Detalle de reconstrucción de talud de canal.

Tomado de Mejoras del canal de conducción – Fuente propia.

Capítulo 6: Elaboración de ficha técnica

6.1 Planos

Los planos se dibujaron en base a las dimensiones y formas obtenidas de los diseños y se muestran en los anexos (Anexo D).

6.2 Metrados

Los metrados se realizaron siguiendo las recomendaciones de la norma técnica de metrados para obras de edificaciones y habilitaciones urbanas. Las cuales fueron adaptadas a las necesidades que se tienen en el proyecto. Dichos metrados se adjuntan en los anexos (Anexo E).

6.3 Costos y presupuesto.

El presupuesto del proyecto se realizó en base al metrado total y a los costos unitarios de las partidas definidas en el metrado. Estos costos, a su vez, están en base a los precios actuales del mercado de los diferentes insumos en la zona en cuestión. Dicho presupuesto se realizó con el software Delphin Express y se muestran en los anexos (Anexo F).

6.4 Cronograma de ejecución de obra.

El cronograma de ejecución física de la obra se realizó siguiendo las recomendaciones de la guía PMBOOK y con ayuda de los softwares Delphin Express y Ms Project. Los entregables como el diagrama de Gantt y el Diagrama de Red se muestran en anexos (Anexo G).

6.5 Cronograma de valorización de obra.

El cronograma de valorización de obra se realizó en base al cronograma de ejecución física y el presupuesto, esto se realizó con la ayuda del software Delphin Express y se presenta en los anexos (Anexo G).

Capítulo 7: Conclusiones

- En el capítulo 4 se realizó el análisis hidrológico de la zona a estudiar, el cual se separó en dos sub capítulos. En el primero que es el análisis de demanda de agua, se realizó el cálculo de la necesidad de agua para el cultivo que tienen los pobladores de Hornillos, esto mediante métodos descritos en guías de la ANA, datos meteorológicos recopilados de las estaciones pluviométricas de Chamana y Mayorarca, recomendaciones descritas por la FAO y el uso de diversos programas descritos en dicho capítulo. El resultado final que se obtuvo se puede resumir en la tabla 28, donde se observa que los meses de mayor demanda hídrica son de noviembre a abril, con una demanda mínima de $0.09 \text{ m}^3/\text{s}$ y una demanda máxima de $0.44 \text{ m}^3/\text{s}$. Este resultado coincide con los meses en los cuales se cultivan los productos principales que produce Hornillos: palta y manzana, por lo cual es un resultado consecuente para el riego de dicho cultivo. Por otro lado, en la figura 23 se puede observar el requerimiento que tiene cada uno de los cultivos anteriores a lo largo del año, de este gráfico se puede interpretar que el cultivo de manzana se da entre los meses de noviembre y abril, por esto es que la demanda hídrica aumenta en dicha temporada; por otro lado, se observa que el cultivo de palta es constante a lo largo del año y mantiene una demanda promedio de $0.12 \text{ m}^3/\text{s}$.
- El segundo sub capítulo desarrollado en el capítulo 4, trata del análisis de la oferta de agua que dispone el centro poblado de Hornillos. Esta evaluación se realizó analizando datos de precipitaciones diarias tomadas por las estaciones de Mayorarca y Chamana, los cuales se procesaron para poder ser convertidos en caudales de oferta mediante el método de Lutz Scholz. Seguidamente se calculó el caudal ecológico el cual es el caudal mínimo que se debe dejar para no perjudicar el curso natural del río, este caudal se calculó como el 15% del caudal medio mensual ya que es una normativa dispuesta por la ANA. Con estos datos se pudo realizar el balance hídrico que es la finalidad del

capítulo y se resume en la tabla 45 y en la imagen 31, de los cuales se puede interpretar que la mayor parte del año se tiene un déficit de agua para el riego, además en la tabla 45 se observa que la mayor oferta de agua es de $1.13\text{m}^3/\text{s}$ por lo cual se decide escoger este valor como caudal de diseño para las estructuras hidráulicas. Por otro lado, se pudo estimar el caudal máximo mediante un análisis de máximas avenidas el cual se resume en la figura 45, y se elige un caudal crítico de $206.09\text{ m}^3/\text{s}$.

- Por otro lado, en la tabla 45 y en la p se puede observar que existe un déficit de agua en los meses de estiaje, meses en los cuales los pobladores del centro poblado de Hornillos que se dedican al cultivo de manzana cambian de rubro para dedicarse a la ganadería, esto también se puede observar en la figura 23, ya que existen meses en los cuales no se tiene una demanda de agua para manzana. Esto se debe, a que en los meses de estiaje el río se seca en su totalidad y solo se mantiene el cultivo de palta cuya necesidad se cubre mediante el transporte de agua desde el río Purísima.
- Para poder decidir el tipo de toma a diseñar se realizaron diversos estudios como: un estudio de mecánica de suelos de dos calicatas extraídas de la zona de trabajo, que tuvo como resultado una grava bien gradada ligeramente arenosa; el levantamiento topográfico del río y márgenes, del cual se pudo obtener que la pendiente del río es de 4.44% y que la pendiente de la zona de trabajo es de 3.35% y, finalmente, basado en la orografía que se pudo observar en el río, con un cauce libre y sin curvas. Se decidió diseñar una toma tirolesa o de fondo.
- El diseño de la toma tirolesa se realizó en base al caudal de diseño escogido en el capítulo 4 y siguiendo la guía del libro de PRONAR. Los resultados obtenidos en el diseño.

Tabla 87: Tabla resumen de dimensiones de toma tirolesa.

Diseño de toma tirolesa		
Rejillas	Espesor	1/2"
	Separación	3 cm
	B	6.00 m
	L	0.70 m
Canal colector	B	0.70 m
	H	0.95 m
Barraje	Hd	4.10 m
	L	3.10 m

Nota. Adaptado de “Diseño de toma tirolesa – Fuente propia.

De igual manera, se realizó el diseño el canal de purga/transición que tiene las siguientes características.

Tabla 88: Tabla resumen de dimensiones de canal de purga/transición

Diseño de canal de purga/transición		
Canal de purga	Vdiseño	1.52 m ³ /s
	Hdiseño	0.95 m
	Bdiseño	0.70 m
	I	0.36%
Compuerta de purga	B	0.70 m
	H	1.80 m
Barraje	Hd	4.10 m
	L	3.10 m

Nota. Adaptado de “Diseño de toma tirolesa – Fuente propia.

Además, se realizó el diseño de un muro de encauzamiento para poder controlar el tirante y la erosión del lecho del río. Las dimensiones finales del muro se muestran a continuación:

Tabla 89: Tabla resumen de dimensiones de muro de encauzamiento.

Diseño de canal de purga/transición		
Muro de encauzamiento	espesor	0.20 cm
	Hdiseño	0.90 m
	Df	1.15 m

Nota. Adaptado de “Diseño de toma tirolesa – Fuente propia.

- Por otro lado, el flujo del río es supercrítico, por lo cual se necesita un colchón dissipador de energía para poder controlar la turbulencia que se generará aguas abajo del azud con una longitud de 127.85 y un espesor 3.00 según se muestra en la tabla 70
- Además, como el diseño de la toma tirolesa se realizó con la mayor oferta de agua (1.13 m³/s) que se presenta en la tabla 45 y en la figura 32, se puede aumentar el área de

cultivo en los meses de lluvia de tal manera que la demanda de agua no esté muy por debajo a la oferta en dicha época del año y más bien las curvas en el balance hídrico se superpongan. Con esto, se demuestra que una adecuada captación de agua mejoraría considerablemente la agricultura en el centro poblado de Hornillos.

- Finalmente, se realizó el presupuesto y cronograma del costo del proyecto que incluye el costo del expediente, costo directo, gastos generales, gastos de supervisión y gastos de liquidación. Con lo anterior el presupuesto total es de S/ 1,604,271.69 (Un Millón Seis Cientos Cuatro Mil Doscientos Setenta y Uno con 69/100 Nuevos Soles). Además, se estimaron cuatro meses de trabajo los cuales se pueden observar en el anexo G: Cronogramas.



Bibliografía

- Agrobanco, & UNALM. (2012). Sistema de riego en el cultivo de palto. <https://www.agrobanco.com.pe/data/uploads/ctecnica/031-c-palto.pdf>
- ANA. (2018). *Resultado del monitorio participativo de la calidad de agua de la cuenca del río Fortaleza.*
- ANA. (Dakota del Norte). *Observatorio del Agua Cuenca Fortaleza 137592.* SISTEMA NACIONAL DE INFORMACIÓN DE RECURSOS HÍDRICOS. Recuperado el 25 de marzo de 2022, de <https://snirh.ana.gob.pe/ObservatorioSNIRH/>
- ANA (Ed.). (2019). Resolución Jefatural N° RJ 267-2019-ANA. MIDAGRI.
- ANA (Ed.). (2019). Resolución Jefatural N° RJ 007-2015-ANA. MIDAGRI.
- ANA, & INRENA. (2004). Estudio hidrológico de la cuenca del río Arari. https://www.ana.gob.pe/sites/default/files/publication/files/estudio_hidrogeologico_del_valle_acari_0.pdf.
- Bejar, M. V. (2007). *Hidráulica de Canales.* Editorial Villón.
- Chavez, L. A., & Gonzales, Y. (2014). *ESTUDIO DE SOCAVACIÓN PARA UN SECTOR AGUAS ARRIBA DE LA BOCATOMA DE LA QUEBRADA PALMICHALA, UBICADA EN EL MUNICIPIO DE VALPARAISO - ANTIOQUIA.*
- Chereque, W. (2003). *HIDROLOGIA* para estudiantes de ingeniería civil. PUCP. <https://repositorio.pucp.edu.pe/index/bitstream/handle/123456789/28689/hidrologia.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Criterios de Diseño y Construcción de Obras de Captación para Riego Tomas Tirolesas (2.ª ed.). (2019). (2.ª ed.). Cochabambas: Selva Roca y Unidad de Comunicación y Relaciones Públicas.

- DGIAR Y MINAGRI. (2015). *Manual de cálculo para eficiencia de Riego*. https://www.midagri.gob.pe/portal/download/pdf/manual-riego/manual_determinacion_eficiencia_riego.pdf
- *Efectos del cambio climático en la agricultura*. (2020, 19 de mayo). Red agrícola. <https://www.redagricola.com/pe/efectos-del-cambio-climatico-en-la-agricultura/>
- FAO. (2006). *Evapotranspiración del cultivo: guías para la determinación de los requisitos de agua de los cultivos*. <https://www.fao.org/3/x0490s/x0490s.pdf>
- Felices, A. R. (2007). *Hidráulica de canales y tuberías*. Universidad Nacional de Ingeniería.
- Gálves, J. O. (Ed.). (2012). *Cartilla técnica: Aguas subterráneas - Acuíferos* (Vol. 1). Sociedad Geográfica de Lima.
- García Naranjo Bustos, M. E. (2015). DISEÑO DE DESARENADORES.
- García, N (2021). *Análisis de frecuencias - Distribuciones de probabilidad* [Diapositiva de PowerPoint]. Repositorio Material Facultad de Ciencias e Ingeniería - PUCP
- García, N (2021). *Escorrentía* [Diapositiva de PowerPoint]. Repositorio Material Facultad de Ciencias e Ingeniería – PUCP
- García, N (2021). *Evapotranspiración – Demanda de agua* [Diapositiva de PowerPoint]. Repositorio Material Facultad de Ciencias e Ingeniería – PUCP
- García, N (2021). *La cuenca hidrográfica* [Diapositiva de PowerPoint]. Repositorio Material Facultad de Ciencias e Ingeniería - PUCP
- García, N (2021). *Precipitaciones* [Diapositiva de PowerPoint]. Repositorio Material Facultad de Ciencias e Ingeniería – PUCP
- Gobierno de Mendoza. (2016). *Balance Hídrico*. Aquabook. http://aquabook.agua.gob.ar/460_0

- Hurtado Huamán, F. (1999). Elementos para la planificación agropecuaria en los andes *sur peruano*. Instituto de Investigación Universidad y Región – IIUR. <http://www.unsaac.edu.pe/investigacion/iiur/librosiiur/PlanificacionAgropecuaria.pdf>
- Krochin, S. (1986). *Diseño Hidráulico*. Editorial de la escuela politécnica policial.
- José, A. R. (s/f). *OBRAS HIDRÁULICAS*. UNI.
- LUTZ SCHULZ (1980). Generación de Caudales Mensuales en la Sierra Peruana. “Programa Nacional de Pequeñas y Medianas Irrigaciones – Plan Meris II”. Lima, Perú.
- MAPAMA. (s/f). EVAPOTRANSPIRACIÓN. SiAR. Recuperado el 11 de octubre de 2021, de https://www.mapa.gob.es/es/desarrollo-rural/temas/gestion-sostenible-regadios/Evapotranspiraci%C3%B3n_tcm30-82951.pdf
- MAPAMA. (s/f). *CALCULO DE LA PRECIPITACIÓN EFECTIVA*. SiAR. Recuperado el 16 de abril, de https://www.mapa.gob.es/es/desarrollo-rural/temas/gestion-sostenible-regadios/precipitacionefectiva05_tcm30-82980.pdf
- Máximo, V. (2019). *HEC - HMS ejemplos*. Ediciones Villon.
- M. D. (2002). Mejoramiento del camino vecinal AN-8: EMP. PE-16 (Chasquitambo) – Llama del distrito de Colquioc – provincia de Bolognesi – departamento de Ancash.
- MEF. (2013). *PROTECCION FRENTE A INUNDACIONES. Guía simplificada para PIP de servicios de protección frente a inundaciones*.
- MINAM. (2022). *Datos Hidrometeorológicos a nivel nacional*. Senamhi. <https://www.senamhi.gob.pe/?&p=estaciones>
- MTC. (s/f). Manual de hidrología, hidráulica y drenaje.
- Organización Panamericana de Salud. (2005). *GUÍA PARA EL DISEÑO DE DESARENADORES Y SEDIMENTADORES*. S/N.
- Pehovaz, R. (2021). *Irrigaciones* [Diapositiva de PowerPoint]. Repositorio Material Facultad de Ciencias e Ingeniería – PUCP

- Ponce, V. (2008). PREGUNTAS Y RESPUESTAS SOBRE EL PERÍODO DE RETORNO A SER USADO PARA EL DISEÑO. Periodo de retorno.
http://ponce.sdsu.edu/periodo_de_retorno.html
- Sanchez, F. (S/F). *Precipitaciones* [Diapositiva de PowerPoint]. Repositorio material Facultad de Geología - Universidad Nacional de Salamanca
- Senamhi. (2022). CHAMANA_M_2015-2019 [Data set]. In *UNIDAD DE ATENCION AL CIUDADANO Y GESTION DOCUMENTAL*.
- Trau, W., & Raul, G. (1979). *ANALISIS REGIONAL DE LAS AVENIDAS EN LOS RIOS DEL PERÚ*. ONERN
- Universidad de Cadiz. (2016). *CAUDAL DE REFERENCIA MÉTODO RACIONAL MODIFICADO DE TEMEZ*. lab-hidrologia
- Universidad de Cauca. (s/f). *SOCAVACIÓN EN PUENTES*. UNIVERSIDAD DE CAUCA.
- Valderrama, A. M. (s/f). *DISEÑO DE BOCATOMAS*.

Anexos

Anexo A: Evaluación estadística.

Anexo B: Tabla de precipitaciones y curva IDF.

Anexo C: Resultados de estudio de mecánica de suelos.

Anexo D: Planos.

Anexo E: Metrados.

Anexo F: Costo y presupuesto.

Anexo G: Cronograma.



Anexo A

- Resultados estadísticos según Distribución Normal.
- Resultados estadísticos según Distribución Log-Normal 2 parámetros.
- Resultados estadísticos según Distribución Log-Normal 3 parámetros.
- Resultados estadísticos según Distribución Gamma 2 parámetros.
- Resultados estadísticos según Distribución Gamma 3 parámetros.
- Resultados estadísticos según Distribución Log Pearson tipo III.
- Resultados estadísticos según Distribución Gumbel.
- Resultados estadísticos según Distribución Log Gumbel.

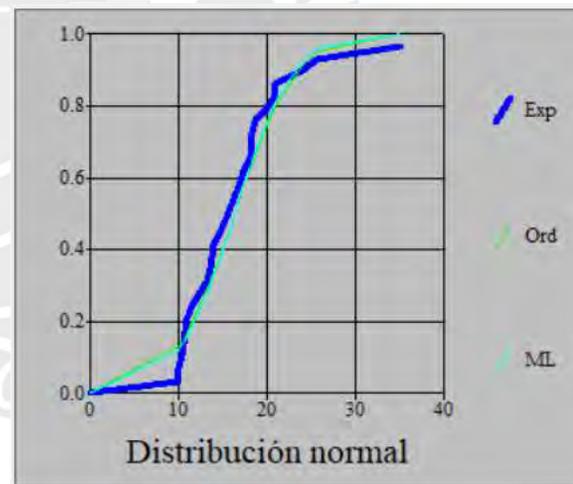


DISTRIBUCIÓN NORMAL

m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta
1	10.0	0.0345	0.1309	0.1189	0.0965
2	10.0	0.0690	0.1309	0.1189	0.0620
3	10.4	0.1034	0.1467	0.1344	0.0432
4	10.5	0.1379	0.1508	0.1385	0.0129
5	10.6	0.1724	0.1550	0.1427	0.0174
6	10.9	0.2069	0.1681	0.1557	0.0388
7	11.5	0.2414	0.1962	0.1841	0.0451
8	12.3	0.2759	0.2380	0.2266	0.0379
9	13.1	0.3103	0.2842	0.2741	0.0262
10	13.5	0.3448	0.3088	0.2996	0.0361
11	13.8	0.3793	0.3278	0.3194	0.0515
12	13.9	0.4138	0.3342	0.3261	0.0795
13	14.6	0.4483	0.3807	0.3746	0.0676
14	15.2	0.4828	0.4219	0.4179	0.0608
15	15.7	0.5172	0.4570	0.4548	0.0602
16	16.4	0.5517	0.5066	0.5069	0.0451
17	17.0	0.5862	0.5490	0.5516	0.0372
18	17.4	0.6207	0.5771	0.5811	0.0436
19	18.1	0.6552	0.6251	0.6314	0.0301
20	18.2	0.6897	0.6318	0.6385	0.0578
21	18.3	0.7241	0.6385	0.6455	0.0856
22	18.7	0.7586	0.6648	0.6729	0.0938
23	20.0	0.7931	0.7444	0.7553	0.0487
24	21.0	0.8276	0.7981	0.8102	0.0295
25	21.0	0.8621	0.7981	0.8102	0.0640
26	23.9	0.8966	0.9116	0.9224	0.0151
27	25.6	0.9310	0.9508	0.9590	0.0198
28	35.0	0.9655	0.9996	0.9998	0.0340

Periodo de retorno (año)	Probabilidad de excedencia (%)	Precipitación Máxima (mm)
5	19.99	21.04
10	10.00	23.51
25	4.00	26.15
50	2.00	27.85
100	1.00	29.39
200	0.50	30.79
500	0.20	32.49

Delta tabular	0.2570
Delta teorico	0.0965



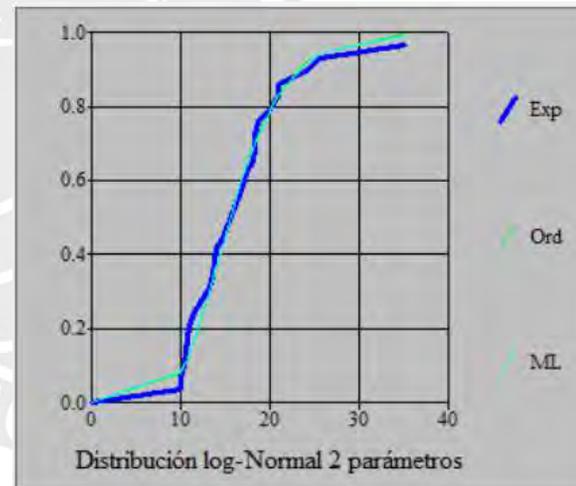
Los datos se ajustan a dicha distribución con un nivel de significación del 5%

DISTRIBUCIÓN LOG-NORMAL DE 2 PARÁMETROS

m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta
1	10.0	0.0345	0.0815	0.0844	0.0470
2	10.0	0.0690	0.0815	0.0844	0.0125
3	10.4	0.1034	0.1019	0.1050	0.0015
4	10.5	0.1379	0.1074	0.1106	0.0305
5	10.6	0.1724	0.1131	0.1163	0.0593
6	10.9	0.2069	0.1311	0.1343	0.0758
7	11.5	0.2414	0.1708	0.1741	0.0706
8	12.3	0.2759	0.2305	0.2335	0.0454
9	13.1	0.3103	0.2956	0.2982	0.0147
10	13.5	0.3448	0.3295	0.3316	0.0154
11	13.8	0.3793	0.3551	0.3570	0.0242
12	13.9	0.4138	0.3637	0.3655	0.0501
13	14.6	0.4483	0.4237	0.4247	0.0246
14	15.2	0.4828	0.4743	0.4747	0.0085
15	15.7	0.5172	0.5153	0.5151	0.0019
16	16.4	0.5517	0.5703	0.5693	0.0185
17	17.0	0.5862	0.6146	0.6131	0.0284
18	17.4	0.6207	0.6425	0.6407	0.0218
19	18.1	0.6552	0.6881	0.6858	0.0330
20	18.2	0.6897	0.6943	0.6919	0.0046
21	18.3	0.7241	0.7004	0.6979	0.0238
22	18.7	0.7586	0.7238	0.7211	0.0348
23	20.0	0.7931	0.7904	0.7872	0.0027
24	21.0	0.8276	0.8322	0.8289	0.0046
25	21.0	0.8621	0.8322	0.8289	0.0299
26	23.9	0.8966	0.9153	0.9123	0.0187
27	25.6	0.9310	0.9444	0.9419	0.0133
28	35.0	0.9655	0.9952	0.9946	0.0296

Periodo de retorno (año)	Probabilidad de excedencia (%)	Precipitación Máxima (mm)
5	20.02	20.21
10	9.99	23.22
25	4.00	26.91
50	2.00	29.60
100	1.00	32.25
200	0.50	34.89
500	0.20	38.37

Delta tabular	0.2570
Delta teorico	0.0758

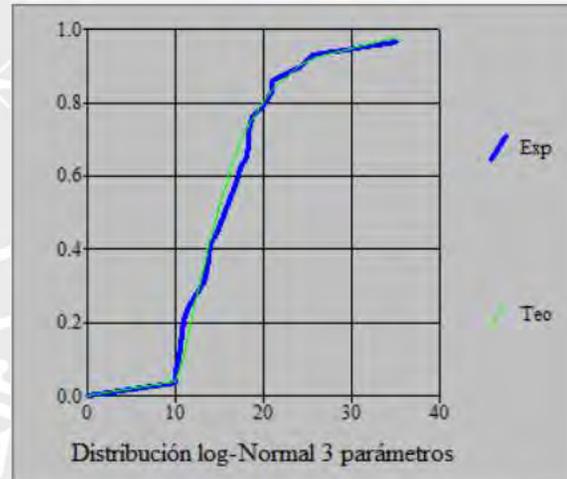


Los datos se ajustan a dicha distribución con un nivel de significación del 5%

DISTRIBUCIÓN LOG-NORMAL DE 3 PARÁMETROS

m	X	P(X)	Z	F(Z)	Delta
1	10.0	0.0345	-1.7426	0.0407	0.0062
2	10.0	0.0690	-1.7426	0.0407	0.0283
3	10.4	0.1034	-1.4842	0.0689	0.0346
4	10.5	0.1379	-1.4260	0.0769	0.0610
5	10.6	0.1724	-1.3701	0.0853	0.0871
6	10.9	0.2069	-1.2138	0.1124	0.0945
7	11.5	0.2414	-0.9433	0.1728	0.0686
8	12.3	0.2759	-0.6455	0.2593	0.0166
9	13.1	0.3103	-0.3975	0.3455	0.0351
10	13.5	0.3448	-0.2875	0.3869	0.0420
11	13.8	0.3793	-0.2100	0.4168	0.0375
12	13.9	0.4138	-0.1851	0.4266	0.0128
13	14.6	0.4483	-0.0212	0.4915	0.0433
14	15.2	0.4828	0.1062	0.5423	0.0595
15	15.7	0.5172	0.2046	0.5810	0.0638
16	16.4	0.5517	0.3322	0.6301	0.0784
17	17.0	0.5862	0.4335	0.6677	0.0815
18	17.4	0.6207	0.4974	0.6906	0.0699
19	18.1	0.6552	0.6030	0.7268	0.0716
20	18.2	0.6897	0.6175	0.7316	0.0419
21	18.3	0.7241	0.6319	0.7363	0.0121
22	18.7	0.7586	0.6880	0.7543	0.0044
23	20.0	0.7931	0.8568	0.8042	0.0111
24	21.0	0.8276	0.9748	0.8352	0.0076
25	21.0	0.8621	0.9748	0.8352	0.0269
26	23.9	0.8966	1.2719	0.8983	0.0017
27	25.6	0.9310	1.4220	0.9225	0.0086
28	35.0	0.9655	2.0550	0.9801	0.0145

Periodo de retorno (año)	Probabilidad de excedencia (%)	Precipitación Máxima (mm)
5	19.99	19.88
10	9.99	24.01
25	4.00	29.99
50	2.00	34.99
100	1.00	40.44
200	0.50	46.39
500	0.20	55.06



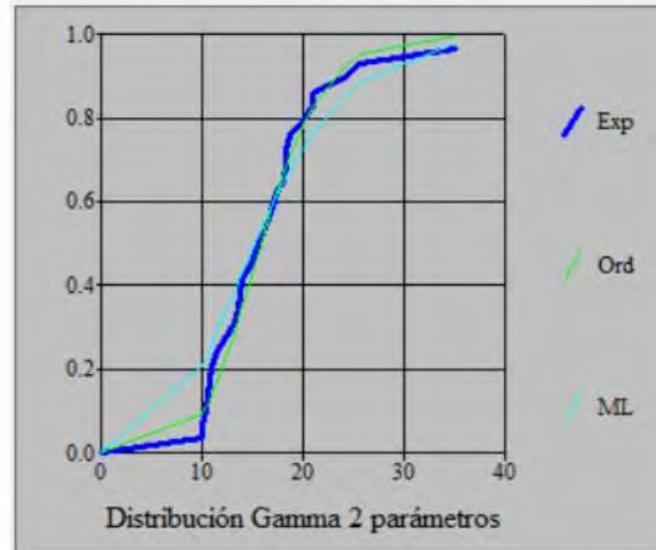
Delta tabular	0.2570
Delta teorico	0.0945

Los datos se ajustan a dicha distribución con un nivel de significación del 5%

DISTRIBUCIÓN GAMMA DE 2 PARÁMETROS

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom. Lineal	Delta
1	10.0	0.0345	0.0913	0.2087	0.0568
2	10.0	0.0690	0.0913	0.2087	0.0224
3	10.4	0.1034	0.1102	0.2300	0.0068
4	10.5	0.1379	0.1153	0.2354	0.0227
5	10.6	0.1724	0.1204	0.2409	0.0520
6	10.9	0.2069	0.1367	0.2574	0.0702
7	11.5	0.2414	0.1725	0.2912	0.0689
8	12.3	0.2759	0.2262	0.3372	0.0496
9	13.1	0.3103	0.2854	0.3836	0.0249
10	13.5	0.3448	0.3166	0.4068	0.0283
11	13.8	0.3793	0.3404	0.4241	0.0389
12	13.9	0.4138	0.3840	0.4298	0.0654
13	14.6	0.4483	0.4050	0.4696	0.0432
14	15.2	0.4828	0.4538	0.5029	0.0290
15	15.7	0.5172	0.4940	0.5300	0.0232
16	16.4	0.5517	0.5489	0.5667	0.0028
17	17.0	0.5862	0.5941	0.5969	0.0079
18	17.4	0.6207	0.6230	0.6164	0.0023
19	18.1	0.6552	0.6708	0.6490	0.0157
20	18.2	0.6897	0.6774	0.6535	0.0123
21	18.3	0.7241	0.6838	0.6580	0.0403
22	18.7	0.7586	0.7089	0.6755	0.0497
23	20.0	0.7931	0.7813	0.7282	0.0118
24	21.0	0.8276	0.8274	0.7463	0.0001
25	21.0	0.8621	0.8274	0.7463	0.0346
26	23.9	0.8966	0.9196	0.8481	0.0231
27	25.6	0.9310	0.9510	0.8845	0.0200
28	35.0	0.9655	0.9980	0.9786	0.0325

Periodo de retorno (año)	Probabilidad de excedencia (%)	Precipitación Máxima (mm)
5	20.02	20.38
10	10.00	23.11
25	4.01	26.26
50	2.00	28.44
100	1.00	30.49
200	0.51	32.43
500	0.20	34.88



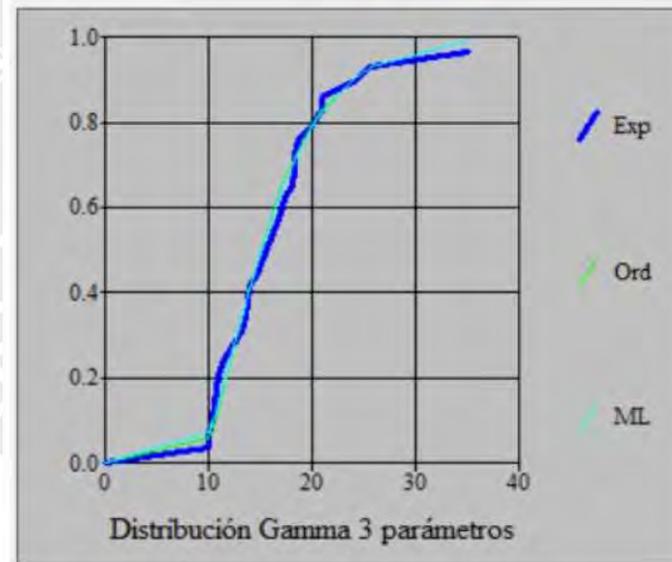
Delta tabular	0.2570
Delta teorico	0.0702

Los datos se ajustan a dicha distribución con un nivel de significación del 5%

DISTRIBUCIÓN GAMMA DE 3 PARÁMETROS

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom. Lineal	Delta
1	10.0	0.0345	0.0577	0.0709	0.0232
2	10.0	0.0690	0.0577	0.0709	0.0113
3	10.4	0.1034	0.0881	0.1002	0.0153
4	10.5	0.1379	0.0962	0.1080	0.0417
5	10.6	0.1724	0.1046	0.1159	0.0678
6	10.9	0.2069	0.1305	0.1405	0.0764
7	11.5	0.2414	0.1853	0.1926	0.0561
8	12.3	0.2759	0.2611	0.2649	0.0147
9	13.1	0.3103	0.3366	0.3374	0.0263
10	13.5	0.3448	0.3733	0.3729	0.0285
11	13.8	0.3793	0.4003	0.3990	0.0210
12	13.9	0.4138	0.4091	0.4076	0.0047
13	14.6	0.4483	0.4690	0.4661	0.0207
14	15.2	0.4828	0.5171	0.5134	0.0344
15	15.7	0.5172	0.5549	0.5507	0.0376
16	16.4	0.5517	0.6040	0.5994	0.0523
17	17.0	0.5862	0.6426	0.6379	0.0564
18	17.4	0.6207	0.6667	0.6620	0.0460
19	18.1	0.6552	0.7055	0.7009	0.0503
20	18.2	0.6897	0.7107	0.7062	0.0210
21	18.3	0.7241	0.7158	0.7113	0.0083
22	18.7	0.7586	0.7356	0.7313	0.0230
23	20.0	0.7931	0.7919	0.7882	0.0012
24	21.0	0.8276	0.8276	0.8244	0.0000
25	21.0	0.8621	0.8276	0.8244	0.0345
26	23.9	0.8966	0.9018	0.9001	0.0052
27	25.6	0.9310	0.9301	0.9290	0.0010
28	35.0	0.9655	0.9901	0.9902	0.0246

Periodo de retorno (año)	Probabilidad de excedencia (%)	Precipitación Máxima (mm)
5	20.01	20.21
10	10.00	23.81
25	4.00	28.34
50	2.00	31.66
100	1.00	34.91
200	0.50	38.11
500	0.21	42.24



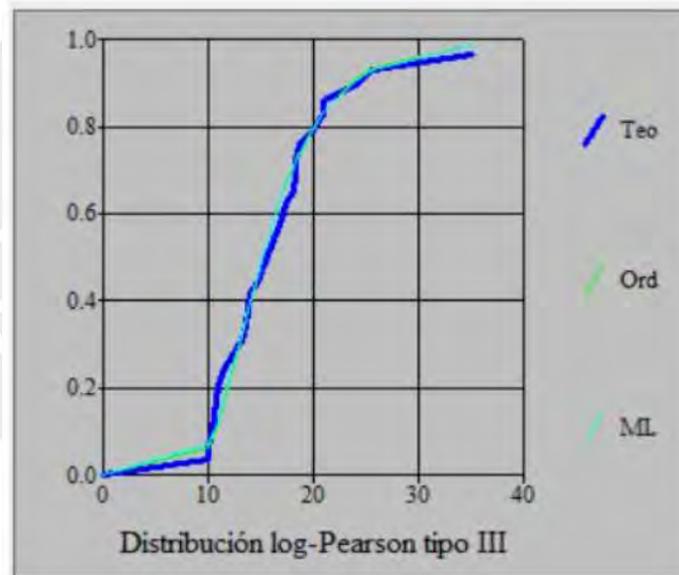
Delta tabular	0.2570
Delta teorico	0.0764

Los datos se ajustan a dicha distribución con un nivel de significación del 5%

DISTRIBUCIÓN LOG PEARSON TIPO III

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom. Lineal	Delta
1	10.0	0.0345	0.0645	0.0696	0.0300
2	10.0	0.0690	0.0645	0.0696	0.0045
3	10.4	0.1034	0.0879	0.0937	0.0155
4	10.5	0.1379	0.0944	0.1002	0.0435
5	10.6	0.1724	0.1011	0.1070	0.0713
6	10.9	0.2069	0.1224	0.1286	0.0845
7	11.5	0.2414	0.1700	0.1763	0.0714
8	12.3	0.2759	0.2411	0.2469	0.0348
9	13.1	0.3103	0.3164	0.3211	0.0061
10	13.5	0.3448	0.3544	0.3584	0.0096
11	13.8	0.3793	0.3827	0.3862	0.0034
12	13.9	0.4138	0.3921	0.3953	0.0217
13	14.6	0.4483	0.4560	0.4579	0.0078
14	15.2	0.4828	0.5081	0.5088	0.0253
15	15.7	0.5172	0.5490	0.5489	0.0318
16	16.4	0.5517	0.6022	0.6010	0.0505
17	17.0	0.5862	0.6439	0.6418	0.0576
18	17.4	0.6207	0.6696	0.6670	0.0489
19	18.1	0.6552	0.7108	0.7075	0.0556
20	18.2	0.6897	0.7162	0.7129	0.0266
21	18.3	0.7241	0.7217	0.7183	0.0025
22	18.7	0.7586	0.7423	0.7386	0.0163
23	20.0	0.7931	0.8001	0.7958	0.0070
24	21.0	0.8276	0.8358	0.8313	0.0082
25	21.0	0.8621	0.8358	0.8313	0.0263
26	23.9	0.8966	0.9071	0.9029	0.0105
27	25.6	0.9310	0.9331	0.9294	0.0021
28	35.0	0.9655	0.9878	0.9864	0.0223

Periodo de retorno (año)	Probabilidad de excedencia (%)	Precipitación Máxima (mm)
5	19.99	20.00
10	10.01	23.52
25	4.00	28.31
50	2.01	32.12
100	1.00	32.15
200	0.50	40.42
500	0.20	46.46



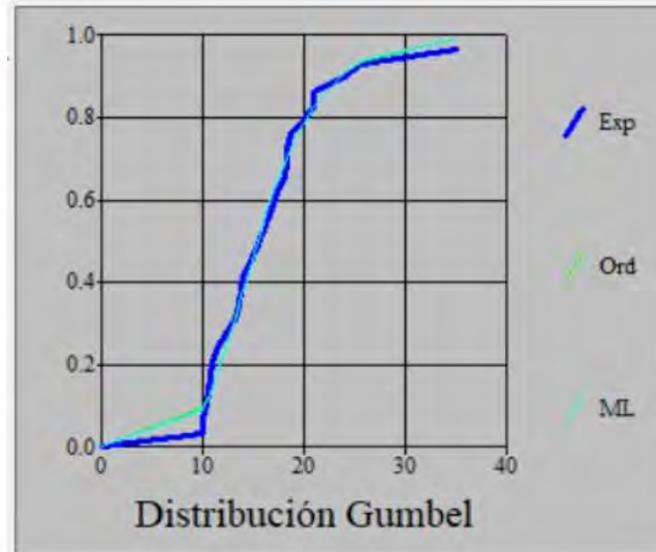
Delta tabular	0.2570
Delta teorico	0.0845

Los datos se ajustan a dicha distribución con un nivel de significación del 5%

DISTRIBUCIÓN GUMBEL

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom. Lineal	Delta
1	10.0	0.0345	0.0937	0.0912	0.0592
2	10.0	0.0690	0.0937	0.0912	0.0248
3	10.4	0.1034	0.1152	0.1125	0.0118
4	10.5	0.1379	0.1210	0.1183	0.0170
5	10.6	0.1724	0.1269	0.1241	0.0455
6	10.9	0.2069	0.1454	0.1427	0.0614
7	11.5	0.2414	0.1861	0.1834	0.0552
8	12.3	0.2759	0.2464	0.2439	0.0295
9	13.1	0.3103	0.3113	0.3091	0.0009
10	13.5	0.3448	0.3446	0.3427	0.0002
11	13.8	0.3793	0.3698	0.3681	0.0095
12	13.9	0.4138	0.3782	0.3766	0.0356
13	14.6	0.4483	0.4366	0.4354	0.0117
14	15.2	0.4828	0.4854	0.4847	0.0026
15	15.7	0.5172	0.5247	0.5243	0.0075
16	16.4	0.5517	0.5771	0.5772	0.0254
17	17.0	0.5862	0.6192	0.6196	0.0330
18	17.4	0.6207	0.6456	0.6462	0.0249
19	18.1	0.6552	0.6887	0.6895	0.0335
20	18.2	0.6897	0.6945	0.6954	0.0049
21	18.3	0.7241	0.7002	0.7012	0.0239
22	18.7	0.7586	0.7223	0.7234	0.0363
23	20.0	0.7931	0.7852	0.7865	0.0079
24	21.0	0.8276	0.8249	0.8263	0.0027
25	21.0	0.8621	0.8249	0.8263	0.0371
26	23.9	0.8966	0.9055	0.9067	0.0089
27	25.6	0.9310	0.9348	0.9359	0.0038
28	35.0	0.9655	0.9921	0.9924	0.0266

Periodo de retorno (año)	Probabilidad de excedencia (%)	Precipitación Máxima (mm)
5	20.01	20.35
10	10.00	23.64
25	4.00	27.80
50	2.00	30.88
100	1.00	33.94
200	0.50	36.99
500	0.20	41.01



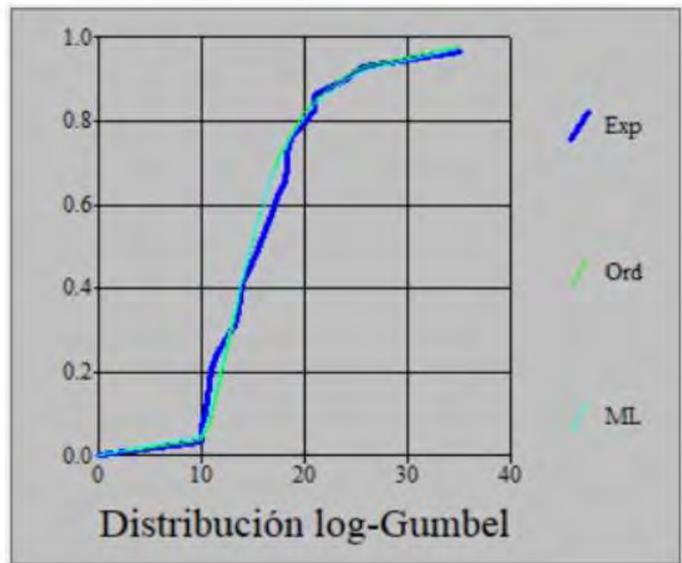
Delta tabular	0.2570
Delta teorico	0.0614

Los datos se ajustan a dicha distribución con un nivel de significación del 5%

DISTRIBUCIÓN LOG GUMBEL

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom. Lineal	Delta
1	10.0	0.0345	0.0347	0.0476	0.0002
2	10.0	0.0690	0.0347	0.0476	0.0343
3	10.4	0.1034	0.0570	0.0729	0.0464
4	10.5	0.1379	0.0636	0.0802	0.0743
5	10.6	0.1724	0.0706	0.0878	0.1018
6	10.9	0.2069	0.0939	0.1125	0.1130
7	11.5	0.2414	0.1494	0.1690	0.0920
8	12.3	0.2759	0.2356	0.2536	0.0402
9	13.1	0.3103	0.3269	0.3408	0.0166
10	13.5	0.3448	0.3719	0.3834	0.0271
11	13.8	0.3793	0.4048	0.4145	0.0255
12	13.9	0.4138	0.4156	0.4246	0.0018
13	14.6	0.4483	0.4874	0.4922	0.0391
14	15.2	0.4828	0.5434	0.5449	0.0607
15	15.7	0.5172	0.5860	0.5851	0.0687
16	16.4	0.5517	0.6393	0.6357	0.0876
17	17.0	0.5862	0.6795	0.6740	0.0933
18	17.4	0.6207	0.7036	0.6972	0.0830
19	18.1	0.6552	0.7414	0.7336	0.0862
20	18.2	0.6897	0.7463	0.7383	0.0566
21	18.3	0.7241	0.7511	0.7430	0.0270
22	18.7	0.7586	0.7695	0.7609	0.0109
23	20.0	0.7931	0.8194	0.8098	0.0263
24	21.0	0.8276	0.8493	0.8396	0.0218
25	21.0	0.8621	0.8493	0.8396	0.0127
26	23.9	0.8966	0.9081	0.8992	0.0116
27	25.6	0.9310	0.9298	0.9217	0.0013
28	35.0	0.9655	0.9799	0.9759	0.0143

Periodo de retorno (año)	Probabilidad de excedencia (%)	Precipitación Máxima (mm)
5	20.01	19.45
10	10.01	23.38
25	4.00	29.51
50	2.00	35.06
100	1.00	41.61
200	0.50	49.36
500	0.20	61.82



Delta tabular	0.2570
Delta teorico	0.1130

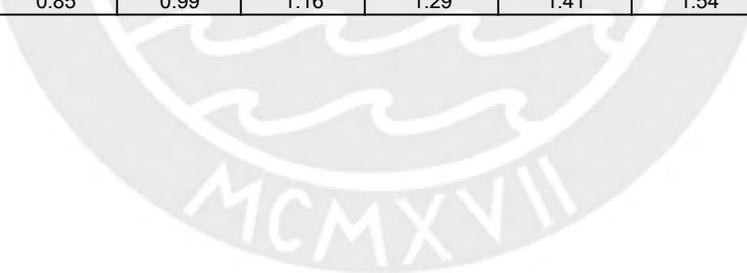
Los datos se ajustan a dicha distribución con un nivel de significación del 5%

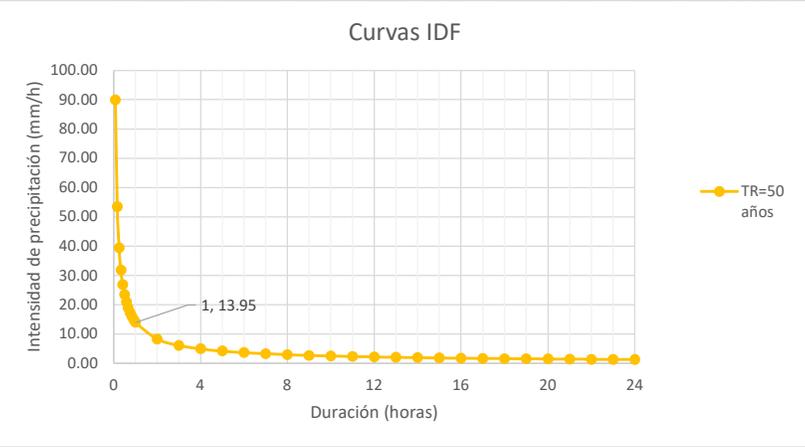
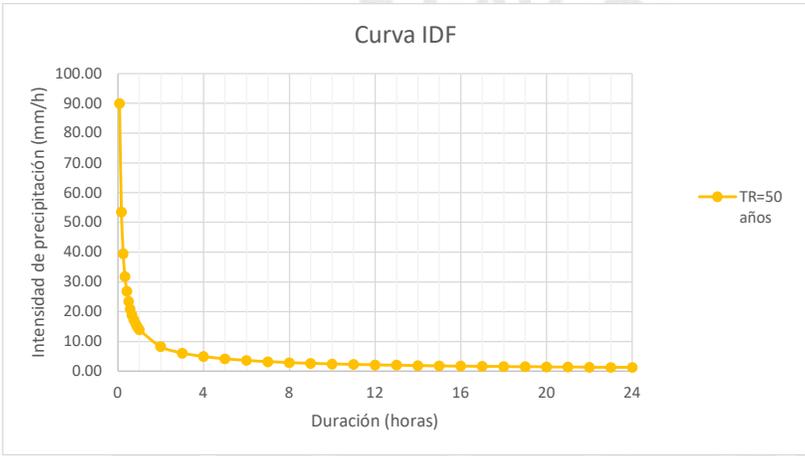
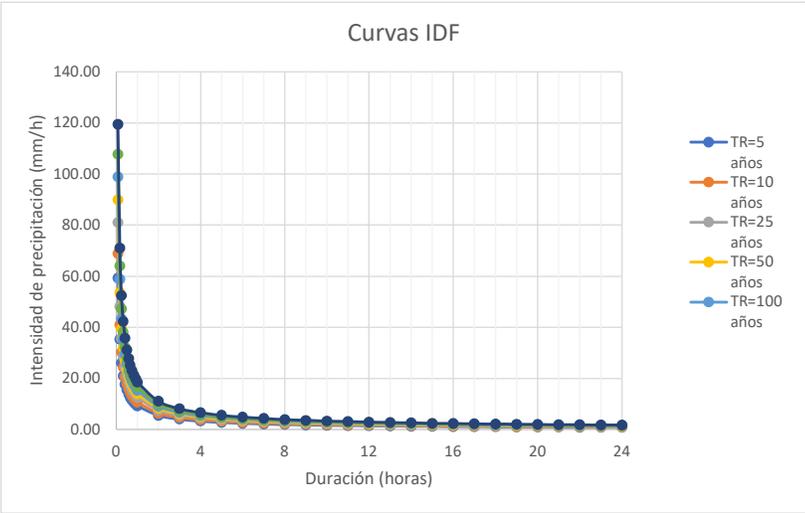
Anexo B.

- Tabla de intensidades.
- Curvas IDF



Duracion (Horas)	Duracion (min)	Periodo de Retorno (Años)						
		5.00	10.00	25.00	50.00	100.00	200.00	500.00
		Intensidad (mm/hr)						
0.083	5	59.28	68.86	80.98	89.95	98.87	107.75	119.46
0.167	10	35.25	40.95	48.15	53.49	58.79	64.07	71.03
0.250	15	26.00	30.21	35.53	39.46	43.37	47.27	52.41
0.333	20	20.96	24.35	28.63	31.80	34.95	38.10	42.24
0.417	25	17.73	20.59	24.22	26.90	29.57	32.22	35.73
0.500	30	15.46	17.96	21.12	23.46	25.79	28.11	31.16
0.583	35	13.77	16.00	18.82	20.90	22.97	25.04	27.76
0.667	40	12.46	14.48	17.02	18.91	20.78	22.65	25.11
0.750	45	11.41	13.25	15.58	17.31	19.03	20.74	22.99
0.833	50	10.54	12.25	14.40	16.00	17.58	19.16	21.24
0.917	55	9.81	11.40	13.41	14.89	16.37	17.84	19.78
1	60	9.19	10.68	12.56	13.95	15.33	16.71	18.53
2	120	5.47	6.35	7.47	8.30	9.12	9.94	11.02
3	180	4.03	4.69	5.51	6.12	6.73	7.33	8.13
4	240	3.25	3.78	4.44	4.93	5.42	5.91	6.55
5	300	2.75	3.19	3.76	4.17	4.59	5.00	5.54
6	360	2.40	2.79	3.28	3.64	4.00	4.36	4.83
7	420	2.14	2.48	2.92	3.24	3.56	3.88	4.31
8	480	1.93	2.25	2.64	2.93	3.22	3.51	3.90
9	540	1.77	2.06	2.42	2.68	2.95	3.22	3.57
10	600	1.63	1.90	2.23	2.48	2.73	2.97	3.29
11	660	1.52	1.77	2.08	2.31	2.54	2.77	3.07
12	720	1.43	1.66	1.95	2.16	2.38	2.59	2.87
13	780	1.34	1.56	1.83	2.04	2.24	2.44	2.71
14	840	1.27	1.48	1.74	1.93	2.12	2.31	2.56
15	900	1.21	1.40	1.65	1.83	2.01	2.19	2.43
16	960	1.15	1.34	1.57	1.74	1.92	2.09	2.32
17	1020	1.10	1.28	1.50	1.67	1.83	2.00	2.21
18	1080	1.05	1.22	1.44	1.60	1.75	1.91	2.12
19	1140	1.01	1.17	1.38	1.53	1.68	1.84	2.04
20	1200	0.97	1.13	1.33	1.48	1.62	1.77	1.96
21	1260	0.94	1.09	1.28	1.42	1.56	1.70	1.89
22	1320	0.91	1.05	1.24	1.37	1.51	1.65	1.82
23	1380	0.88	1.02	1.20	1.33	1.46	1.59	1.76
24	1440	0.85	0.99	1.16	1.29	1.41	1.54	1.71





Anexo C.

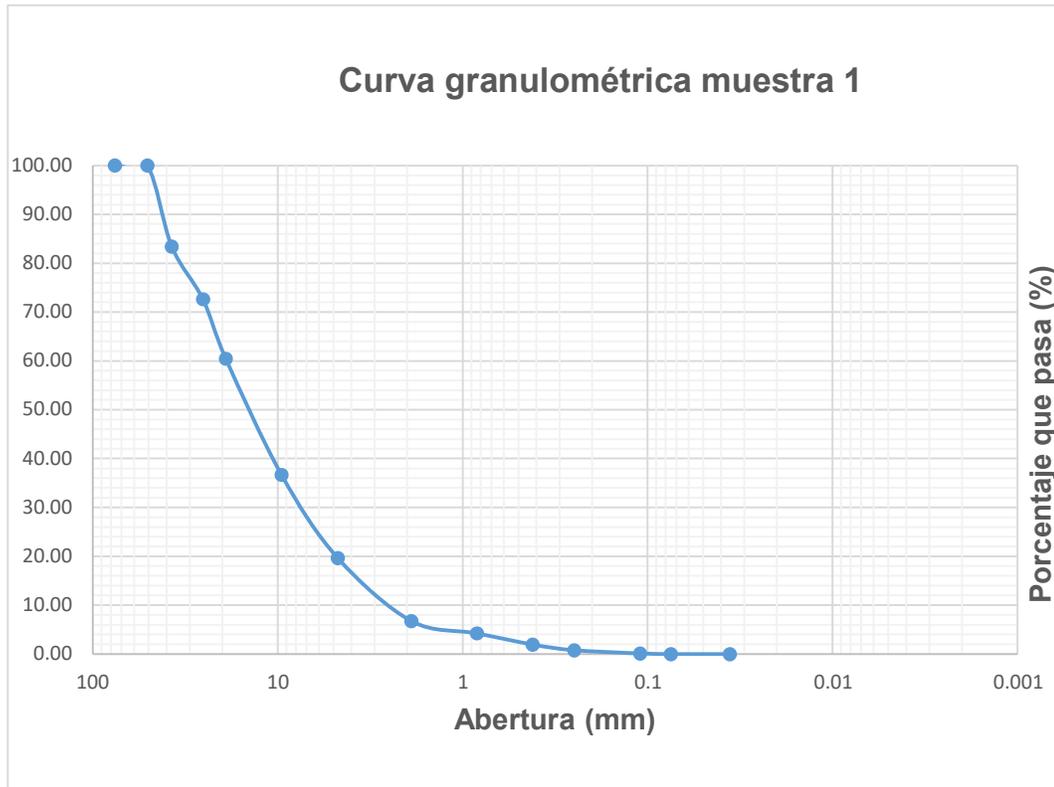
- Resultados estudio Mecánica de Suelos calicata 1.
- Resultados estudio Mecánica de Suelos calicata 2.



ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

Muestra	N. 01
GRANULOMETRÍA	
Inicial (kg)	5406
Peso > #10 (kg)	3936
Bandeja	P-5
Tamiz ASTM	Retenido (gr)
3"	0
2"	0
1 1/2"	718
1"	467.5
3/4"	527
3/8"	1029
#4	737
#10	558
Bandeja <#10	25
Total	4061.5
Peso<#10	311.52
Bandeja N°	f-36
#20	110.68
#40	99.32
#60	49.22
#140	29.49
#200	4.29
Band. <#200	0.26
Total	293.26

Tamiz ASTM	Abertura (mm)	Retenido (gr)	% Retenido	% Retenido Acumulado	% Pasa
3"	76.2	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50.8	0.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	37.5	718.00	16.58	16.58	83.42
1"	25.4	467.50	10.80	27.38	72.62
3/4"	19.1	527.00	12.17	39.55	60.45
3/8"	9.55	1029.00	23.77	63.32	36.68
#4	4.75	737.00	17.02	80.34	19.66
#10	1.9	558.00	12.89	93.23	6.77
#20	0.84	110.68	2.56	95.78	4.22
#40	0.42	99.32	2.29	98.08	1.92
#60	0.25	49.22	1.14	99.21	0.79
#140	0.11	29.49	0.68	99.89	0.11
#200	0.075	4.29	0.10	99.99	0.01
Band. <#200	0.036	0.26	0.01	100.00	0.00
TOTAL		4329.76	100.00		



D (pulg)	D (mm)	% Pasa
3"	76.2	100.00
2"	50.8	100.00
1 1/2"	37.5	83.42
1"	25.4	72.62
3/4"	19.1	60.45
3/8"	9.55	36.68
#4	4.75	19.66
#10	1.9	6.77
#20	0.84	4.22
#40	0.42	1.92
#60	0.25	0.79
#140	0.11	0.11
#200	0.075	0.01

D10=	2.61
D30=	7.67
D60=	18.92

Cu=	7.24
Cc=	1.19

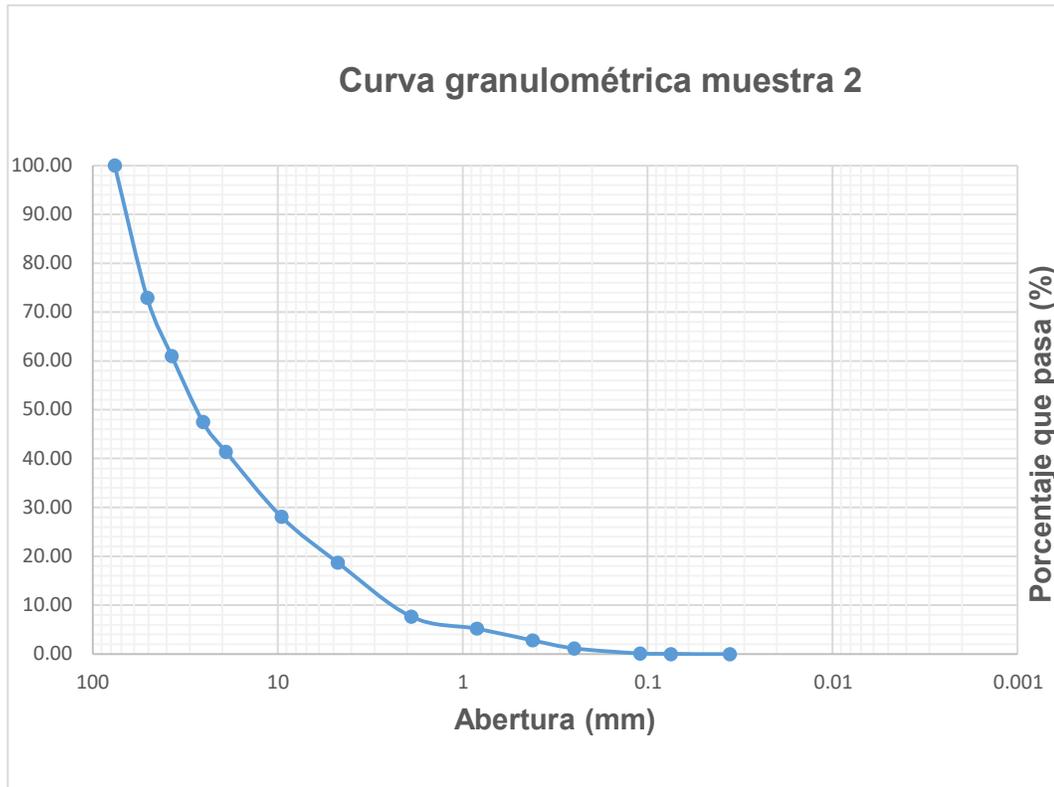
Cu>4	Cumple
1<Cc<3	Cumple

**Grava bien gradada ligeramente arenosa
(GW)**

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

Muestra	N. 02
GRANULOMETRÍA	
Inicial (kg)	5398
Peso > #10 (kg)	3667
Bandeja	R-2
Tamiz ASTM	Retenido (gr)
3"	0
2"	1067.5
1 1/2"	469
1"	532.5
3/4"	239.5
3/8"	525.5
#4	368.5
#10	436
Bandeja <#10	22.5
Total	3661
Peso<#10	319.11
Bandeja N°	F 1-A
#20	97.41
#40	92.97
#60	65.49
#140	40.18
#200	4.59
Band. <#200	0.37
Total	301.01

Tamiz ASTM	Abertura (mm)	Retenido (gr)	% Retenido	% Retenido Acumulado	% Pasa
3"	76.2	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50.8	1067.50	27.10	27.10	72.90
1 1/2"	37.5	469.00	11.91	39.00	61.00
1"	25.4	532.50	13.52	52.52	47.48
3/4"	19.1	239.50	6.08	58.60	41.40
3/8"	9.55	525.50	13.34	71.94	28.06
#4	4.75	368.50	9.35	81.29	18.71
#10	1.9	436.00	11.07	92.36	7.64
#20	0.84	97.41	2.47	94.83	5.17
#40	0.42	92.97	2.36	97.19	2.81
#60	0.25	65.49	1.66	98.85	1.15
#140	0.11	40.18	1.02	99.87	0.13
#200	0.075	4.59	0.12	99.99	0.01
Band. <#200	0.036	0.37	0.01	100.00	0.00
TOTAL		3939.51	100.00		



D (pulg)	D (mm)	% Pasa
3"	76.2	100.00
2"	50.8	72.90
1 1/2"	37.5	61.00
1"	25.4	47.48
3/4"	19.1	41.40
3/8"	9.55	28.06
#4	4.75	18.71
#10	1.9	7.64
#20	0.84	5.17
#40	0.42	2.81
#60	0.25	1.15
#140	0.11	0.13
#200	0.075	0.01

D10=	2.51
D30=	10.94
D60=	36.61

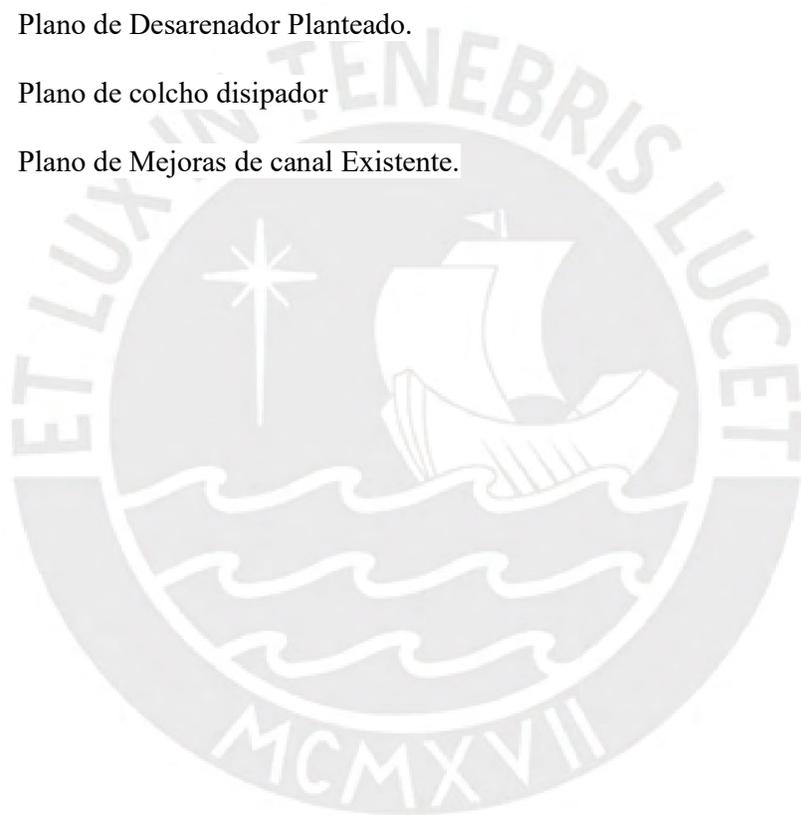
Cu=	14.60
Cc=	1.30

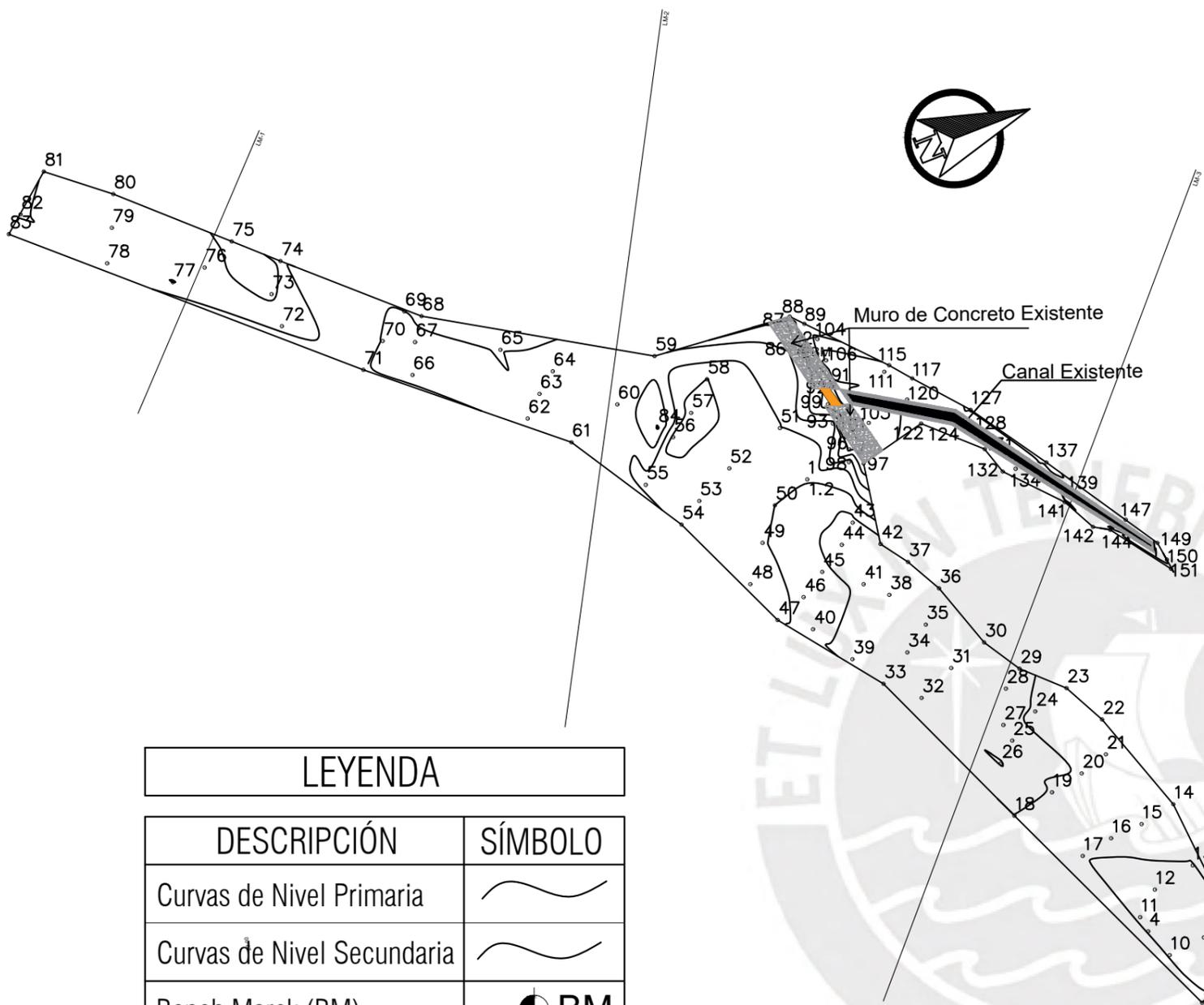
Cu>4	Cumple
1<Cc<3	Cumple

**Grava bien gradada ligeramente arenosa
(GW)**

Anexo D

- Plano topográfico 01.
- Plano topográfico 02.
- Plano de ubicación de la toma.
- Plano de planta de Desarenador.
- Plano de Detalles.
- Plano de estado Actual de Desarenador.
- Plano de Desarenador Planteado.
- Plano de colcho dissipador
- Plano de Mejoras de canal Existente.





LEYENDA	
DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO
Curvas de Nivel Primaria	
Curvas de Nivel Secundaria	
Bench Marck (BM)	
Norte magnetico	
Línea Maestra	
Muro de Concreto Existente	
Canal Existente	

PLANTA GENERAL - TOPOGRAFICO

Escala: 1/500

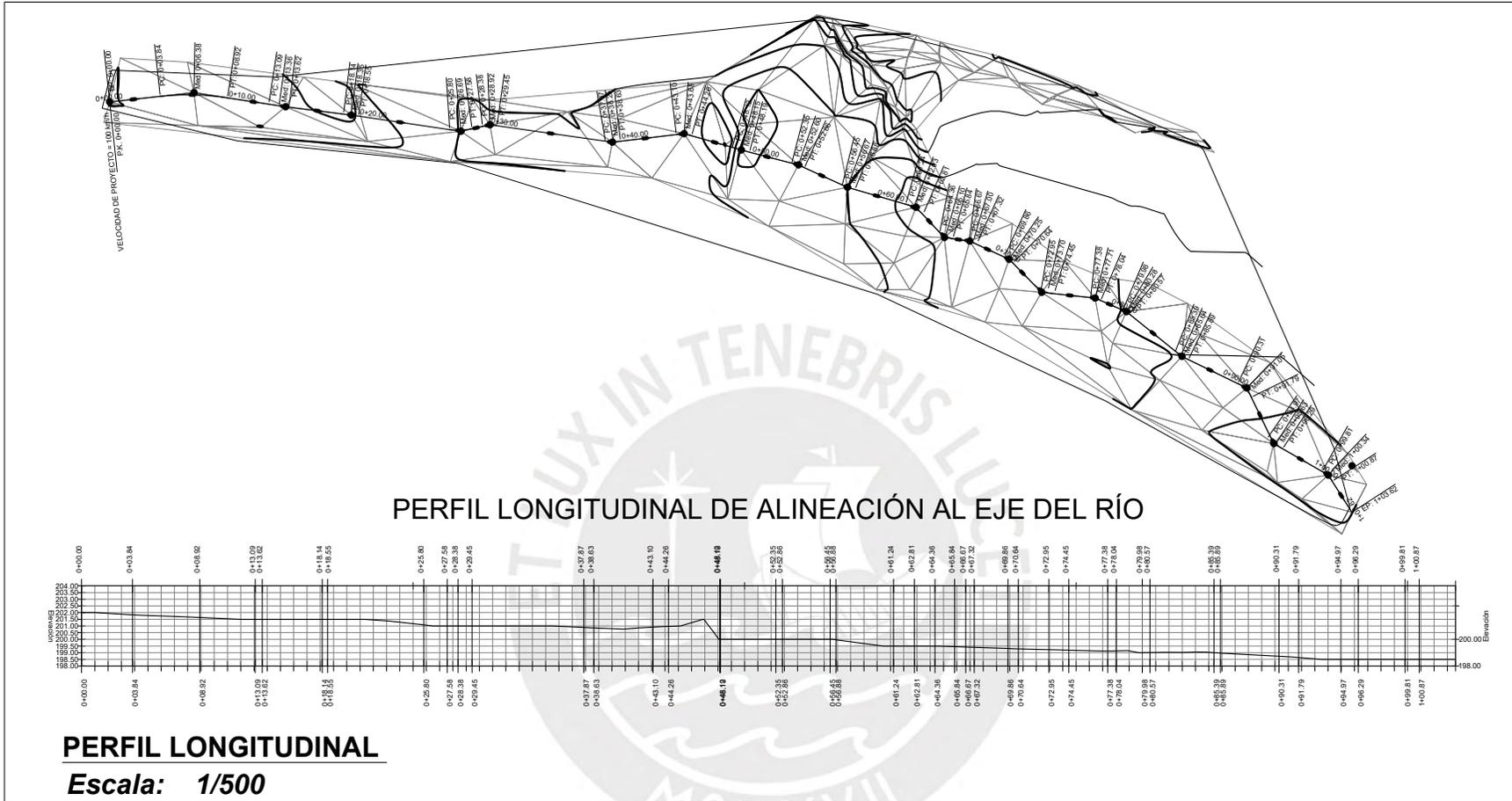
PUNTOS DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO				
PUNTO	ESTE	NORTE	ELEVACION	OBSERVACION
1	1000	10009.035	202.373	BS
2	1000.007	10009.037	202.373	RS
3	1023.62	9968.71	198.46	R
4	1027.362	9963.764	198.652	R
5	1028.494	9965.154	198.746	FIF
6	1030.093	9965.888	198.393	R
7	1029.324	9969.413	198.482	R
8	1027.476	9968.287	198.225	EJE
9	1025.11	9967.061	198.396	R
10	1023.068	9969.686	198.442	R
11	1024.077	9971.597	198.359	EJE
12	1026.706	9973.279	198.483	R
13	1025.357	9977.508	198.657	R
14	1023.162	9976.135	198.677	EJE
15	1021.051	9975.156	198.577	EJE
16	1019.085	9973.928	198.511	R
17	1014.353	9976.708	198.992	R
18	1016.956	9978.334	198.977	R
19	1015.01	9979.644	198.998	FIF
20	1020.689	9980.961	198.809	R
21	1020.426	9983.372	198.816	R
22	1017.957	9985.551	198.761	R
23	1015.792	9983.938	198.946	EJE
24	1014.202	9981.916	199.067	R
25	1013.417	9980.378	199.536	R
26	1013.588	9982.998	199.088	R
27	1013.763	9985.514	199.301	EJE
28	1014.705	9986.893	199.125	R
29	1012.253	9988.713	199.023	R
30	1009.975	9986.939	199.474	EJE
31	1007.917	9984.869	199.394	R
32	1005.279	9985.847	199.055	R
33	1006.933	9988.02	199.011	R
34	1008.213	9989.946	199.224	EJE
35	1009.127	9992.456	199.139	R
36	1006.976	9994.284	199.071	R
37	1005.686	9992.005	199.111	EJE
38	1003.128	9987.549	199.131	R
39	1000.401	9989.624	199.859	R
40	1003.902	9992.741	199.377	EJE
41	1005.073	9995.529	199.217	R
42	1003.145	9997.007	199.3	R
43	1002.392	9995.472	199.279	EJE
44	1001.034	9993.595	199.578	R
45	999.747	9991.849	199.913	R
46	997.946	9990.263	200.083	R
47	996.097	9992.744	200.228	R
48	996.905	9995.604	200.047	R
49	997.76	9998.208	199.999	EJE
50	998.197	10003.55	200.409	R
51	994.6	10000.76	200.362	EJE
52	997.52	9998.507	200.339	R
53	991.288	9996.867	200.395	R
54	988.812	9999.624	200.346	R
55	990.71	10007.925	199.827	FIF
56	991.955	10004.603	199.755	R
57	993.051	10006.934	199.99	R
58	989.422	10008.534	200.863	R
59	986.843	10005.188	200.71	EJE
60	983.662	10002.57	200.981	R
61	980.629	10004.211	200.952	R
62	981.45	10005.92	200.74	EJE
63	982.371	10007.482	200.601	R
64	978.745	10008.971	201.027	R
65	972.656	10007.227	200.734	R
66	972.826	10009.505	200.817	EJE
67	973.277	10011.303	201.19	R
68	972.086	10011.629	200.916	R
69	970.584	10009.58	200.986	EJE
70	969.246	10007.583	201.025	R
71	963.604	10010.606	201.83	R
72	967.886	10017.875	201.757	FIF
73	963.503	10015.118	201.535	R
74	960.124	10016.474	201.429	R
75	958.75	10014.666	201.634	FIF

PUNTOS DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO				
PUNTO	ESTE	NORTE	ELEVACION	OBSERVACION
76	956.047	10013.654	201.49	R
77	951.497	10014.962	201.834	R
78	951.822	10017.421	201.631	EJE
79	951.919	10019.751	201.826	R
80	947.108	10021.311	201.99	R
81	945.495	10018.342	202.037	FIF
82	944.688	10016.976	201.823	R
83	989.532	10003.573	201.536	REF
84	999.795	10007.87	201.15	COM
85	998.772	10008.932	201.018	R
86	998.585	10011.083	201.544	R
87	998.786	10011.271	202.441	MLRO
88	999.798	10010.769	202.441	MLRO
89	1000.353	10007.975	202.328	MLRO
90	1001.652	10006.356	202.301	MLRO
91	1001.428	10005.196	202.263	MLRO
92	1002.57	10004.553	202.227	MLRO
93	1002.176	10003.66	202.177	MLRO
94	1003.37	10002.191	202.099	MLRO
95	1002.917	10002.078	202.123	MLRO
96	1003.9	10001.102	201.903	MLRO
97	1002.884	10001.195	200.71	R
98	1001.767	10003.867	200.799	R
99	999.789	10010.325	202.409	ET
100	1002.785	10002.091	202.159	B
101	1002.783	10003.1	202.124	BS
102	1002.78	10003.082	202.123	BS
103	1000.705	10009.716	201.81	T
104	1001.165	10008.428	201.762	BC
105	1001.311	10008.239	201.079	FC
106	1001.538	10007.669	201.063	FC
107	1001.506	10007.586	201.523	BC
108	1001.903	10006.594	201.593	T
109	1004.194	10005.718	201.318	T
110	1004.59	10006.498	201.465	BC
111	1004.646	10006.538	201.087	FC
112	1005.011	10006.876	201.087	FC
113	1004.924	10006.966	201.467	FC
114	1004.922	10006.967	201.467	BC
115	1005.67	10007.9	201.415	T
116	1007.271	10006.99	201.379	T
117	1006.89	10006.133	201.441	BC
118	1006.957	10006.02	201.06	FC
119	1006.919	10005.532	201.066	FC
120	1006.955	10005.485	201.422	BC
121	1007.888	10003.866	201.205	T
122	1009.171	10004.137	201.417	BC
123	1009.241	10004.115	201.053	FC
124	1009.675	10004.24	201.076	FC
125	1009.673	10004.302	201.447	BC
126	1011.31	10004.822	201.516	T
127	1011.607	10003.083	201.372	BC
128	1012.224	10002.545	201.017	FC
129	1012.292	10002.096	201.025	FC
130	1012.274	10002.106	201.382	BC
131	1013.541	10000.542	201.337	T
132	1014.148	10000.827	201.375	BC
133	1014.435	10000.733	201.017	FC
134	1014.795	10000.91	201	FC
135	1014.791	10000.973	201.371	BC
136	1016.568	10001.174	201.568	T
137	1017.587	9999.17	201.376	BC
138	1017.612	9999.069	200.999	FC
139	1017.831	9998.547	200.966	FC
140	1017.841	9998.429	201.323	BC+
141	1019.796	9996.711	201.04	T
142	1020.782	9996.598	201.301	T
143	1020.784	9996.597	201.302	BC
144	1020.999	9996.503	200.942	FC
145	1021.393	9996.749	200.93	FC
146	1021.433	9996.765	201.302	BC
147	1024.256	9995.6	201.083	T
148	1024.654	9994.749	201.305	BC
149	1024.912	9994.445	200.946	FC
150	1025.2	9993.809	200.916	FC
151	1025.389	9993.577	201.273	BC
152	999.788	10008.178	201.018	FC-CM
153	999.607	10008.859	201.045	FC-CM

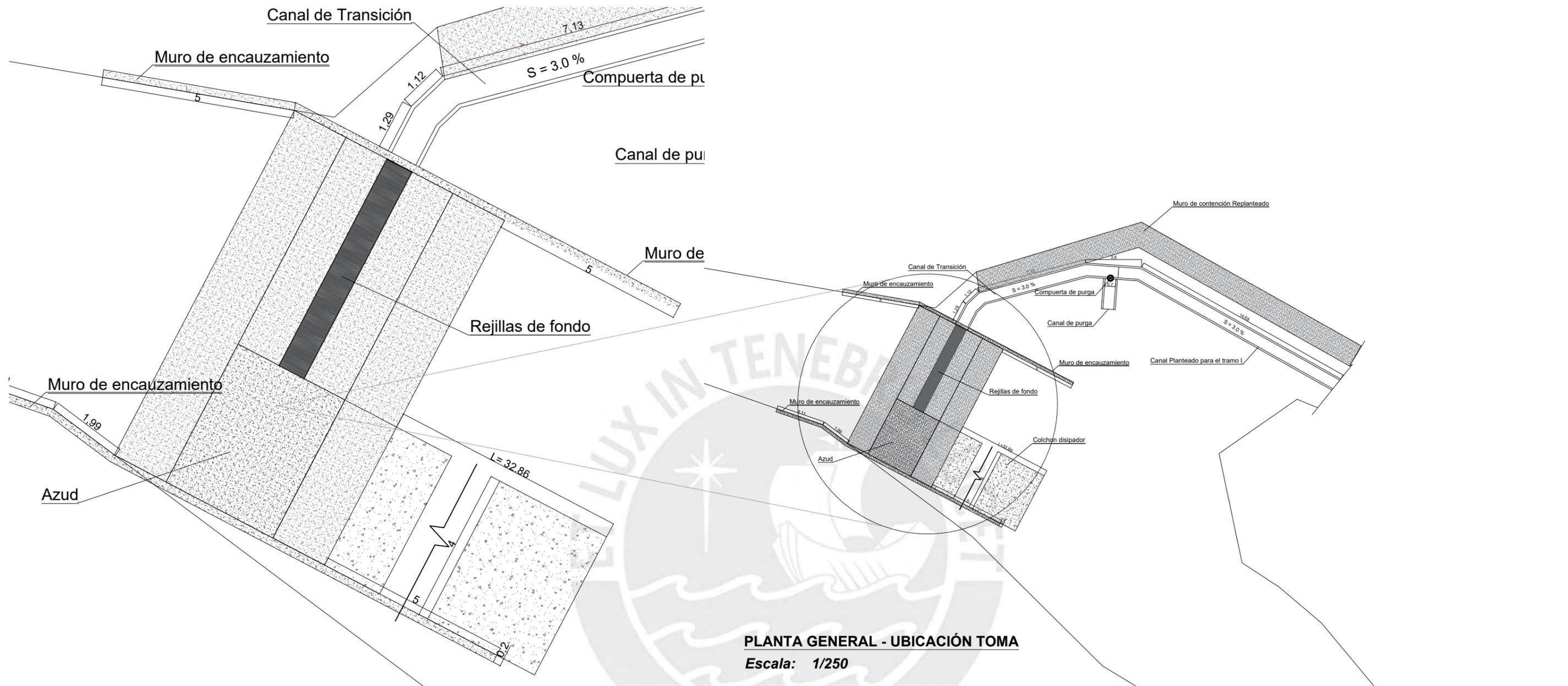


PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ				
TÍTULO DE LA TESIS:				
DISEÑO DE UNA OBRA DE CAPTACIÓN; EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE MEJORA DE LAS OBRAS DE CONDUCCIÓN PARA FINES DE RIEGO EN EL CENTRO POBLADO DE HORNILLOS, EN EL DISTRITO DE COLQUIOC, EN LA PROVINCIA DE BOLOGNESI, EN EL DEPARTAMENTO DE ANCASH.				
PLANO:				
PLANO DE PLANTA GENERAL - TOPOGRAFICO				
CADISTA:	DISTRITO:	PROVINCIA:	DEPARTAMENTO:	FECHA:
PRCA - CNYS	Colquioc	Bolognesi	Ancash	AGO - 2023

LAMINA:
T - 01

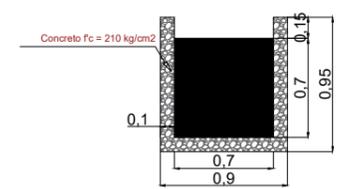


	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ			
	TÍTULO DE LA TESIS: DISEÑO DE UNA OBRA DE CAPTACIÓN; EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE MEJORA DE LAS OBRAS DE CONDUCCIÓN PARA FINES DE RIEGO EN EL CENTRO POBLADO DE HORNILLOS, EN EL DISTRITO DE COLQUIOC, EN LA PROVINCIA DE BOLOGNESI, EN EL DEPARTAMENTO DE ANCASH.			
	LAMINA: T - 02			
PLANO: PLANO DE PLANTA GENERAL - TOPOGRAFICO				
CADISTA: PRCA - CNYS	Distrito: Colquioc	PROVINCIA: Bolognesi	DEPARTAMENTO: Ancash	FECHA: AGO - 2023



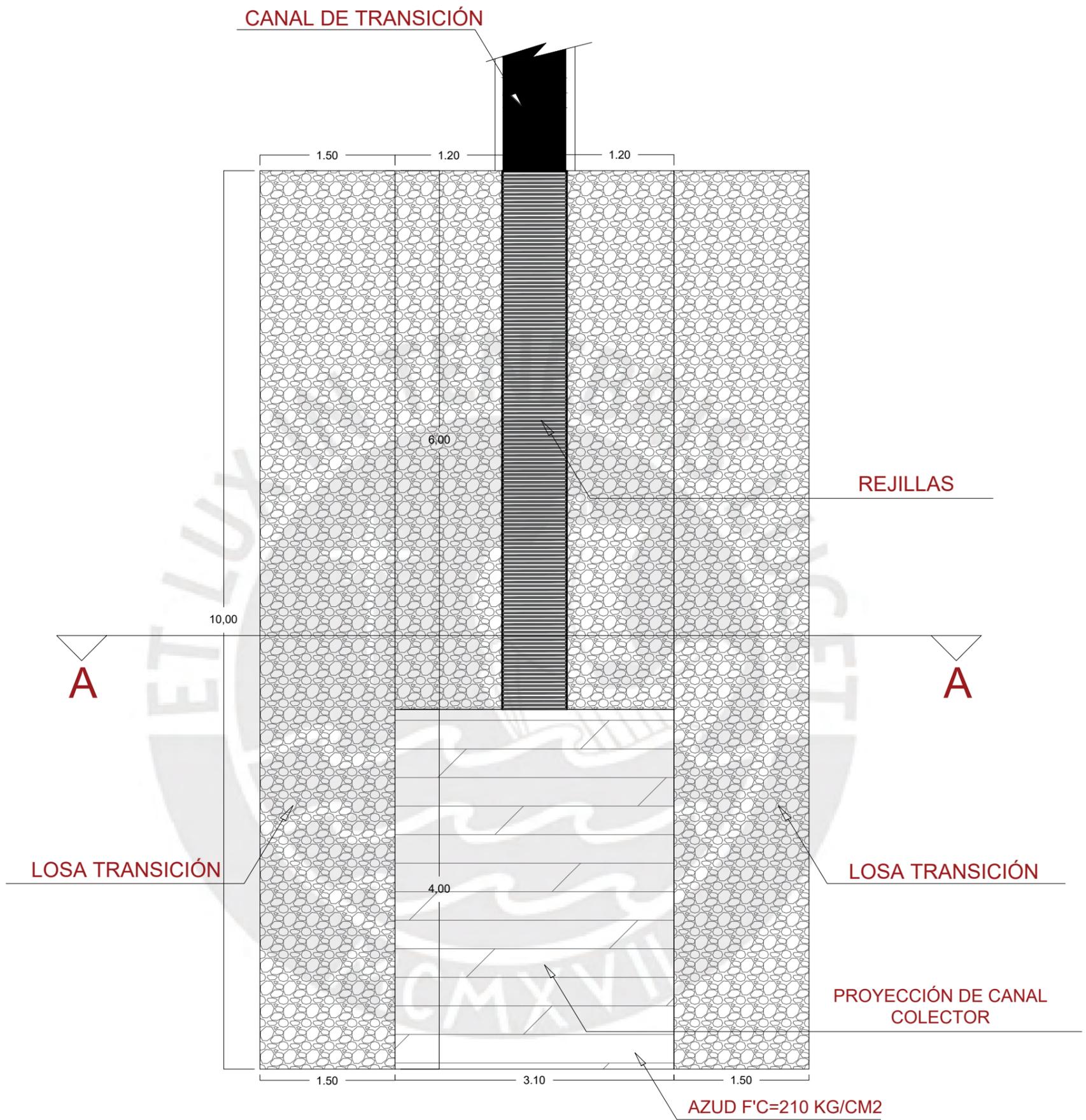
PLANTA GENERAL - UBICACIÓN TOMA
Escala: 1/250

CORTE A - A



ESC: 1/50

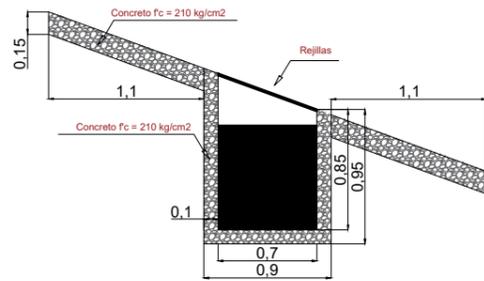
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ				
TÍTULO DE LA TESIS: DISEÑO DE UNA OBRA DE CAPTACIÓN; EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE MEJORA DE LAS OBRAS DE CONDUCCIÓN PARA FINES DE RIEGO EN EL CENTRO POBLADO DE HORNILLOS, EN EL DISTRITO DE COLQUIOC, EN LA PROVINCIA DE BOLOGNESI, EN EL DEPARTAMENTO DE ANCASH.				LAMINA: PU - 01
PLANO: UBICACIÓN DE LA TOMA				
CADISTA: PRCA - CNYS	DISTRITO: Colquioc	PROVINCIA: Bolognesi	DEPARTAMENTO: Ancash	FECHA: AGO - 2023



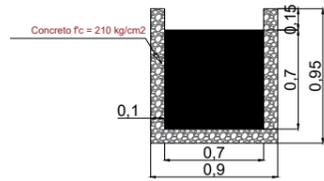
ESC: 1/50

	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ			LÁMINA:
	<small>TÍTULO DE LA TESIS:</small> DISEÑO DE UNA OBRA DE CAPTACIÓN; EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE MEJORA DE LAS OBRAS DE CONDUCCIÓN PARA FINES DE RIEGO EN EL CENTRO POBLADO DE HORNILLOS, EN EL DISTRITO DE COLQUIOC, EN LA PROVINCIA DE BOLOGNESI, EN EL DEPARTAMENTO DE ANCASH.			P - 01
	<small>PLANO:</small> PLANO DE PLANTA DE DESARENADOR			
	<small>CADISTA:</small> PRCA - CNYS	<small>DISTRITO:</small> Colquioc	<small>PROVINCIA:</small> Bolognesi	<small>DEPARTAMENTO:</small> Ancash

CANAL COLECTOR

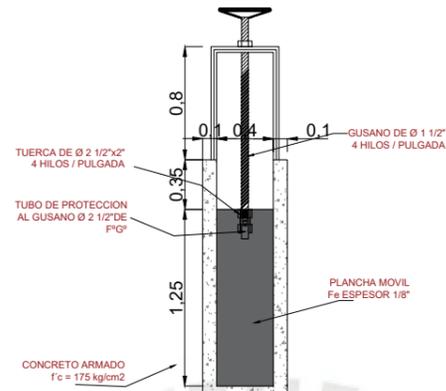


CANAL DE TRANSICION/PURGA

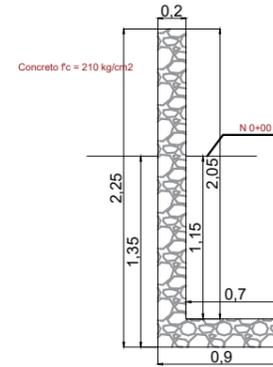


ESC: 1/50

COMPUERTA DE DESFOGUE DE DESRIPIADOR

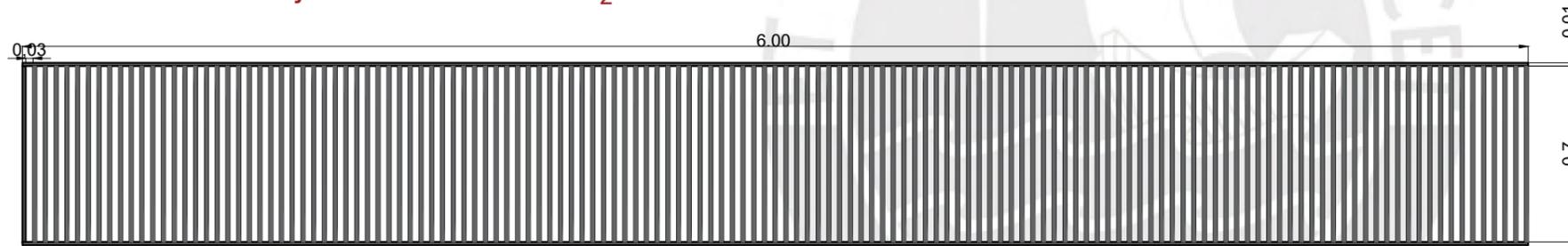


DETALLE DE MURO DE ENCAUZAMIENTO



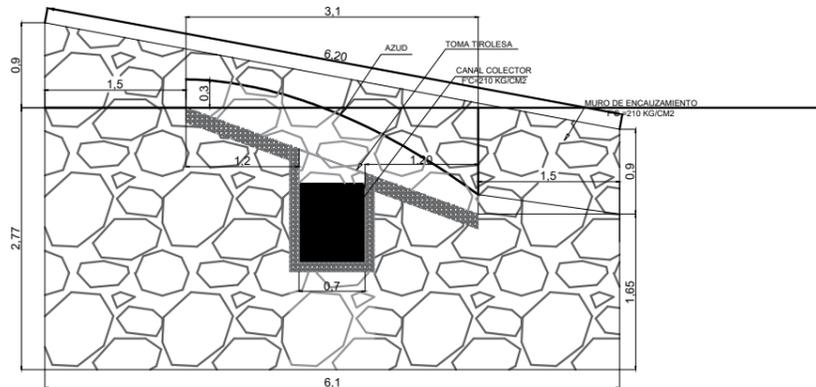
REJILLAS

Rejillas de fierro liso $e = \frac{1}{2}$ "



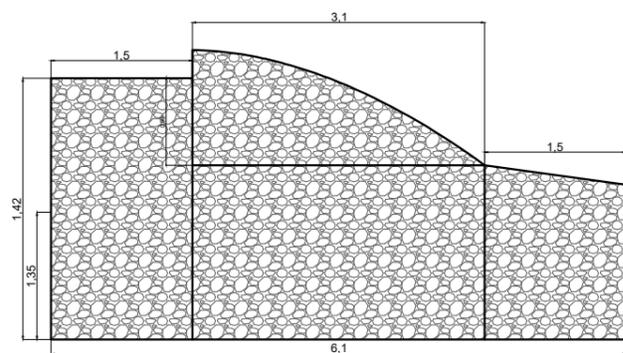
ESC 1/25

CORTE A - A



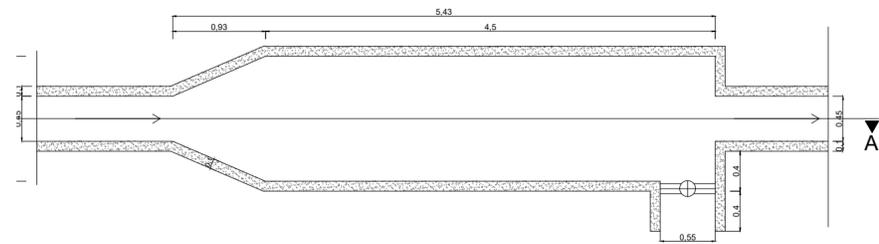
ESC: 1/75

AZUD

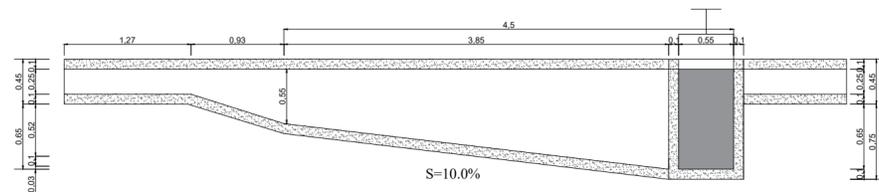


ESC: 1/75

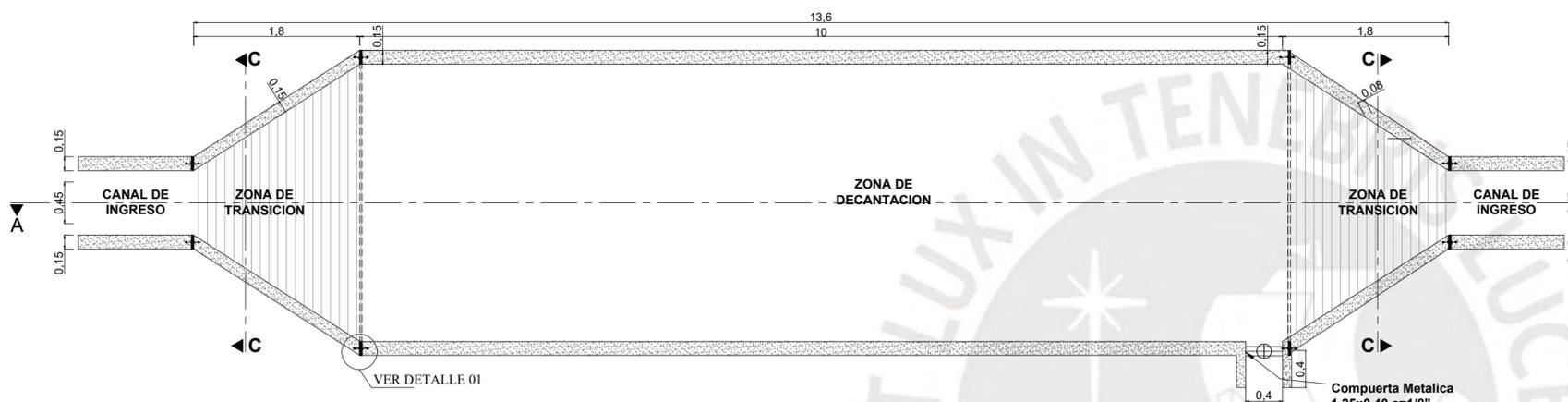
	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ			
	TÍTULO DE LA TESIS:			
	DISEÑO DE UNA OBRA DE CAPTACIÓN; EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE MEJORA DE LAS OBRAS DE CONDUCCIÓN PARA FINES DE RIEGO EN EL CENTRO POBLADO DE HORNILLOS, EN EL DISTRITO DE COLQUIOC, EN LA PROVINCIA DE BOLOGNESI, EN EL DEPARTAMENTO DE ANCASH.			
	LÁMINA: D - 01			
PLANO: PLANO DE DETALLES				
CADISTA:	DISTRITO:	PROVINCIA:	DEPARTAMENTO:	FECHA:
PRCA - CNY5	Colquioc	Bolognesi	Ancash	AGO - 2023



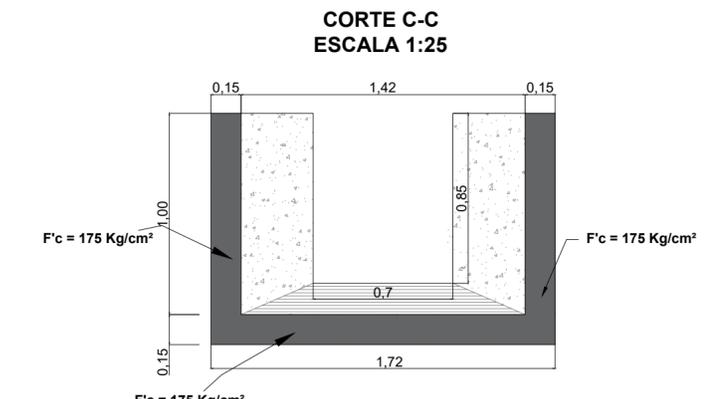
1 PLANTA: DESARENADOR EXISTENTE
ESCALA: 1 : 50



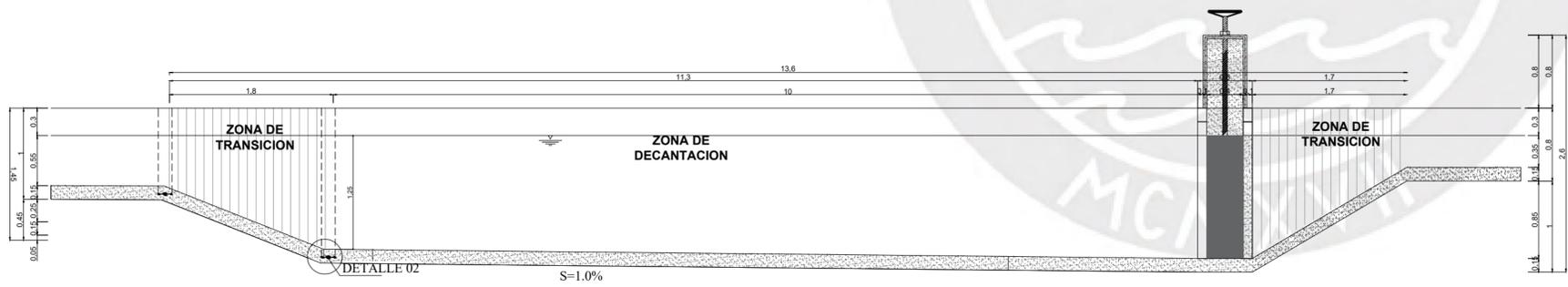
2 CORTE A - A
ESCALA: 1 : 50



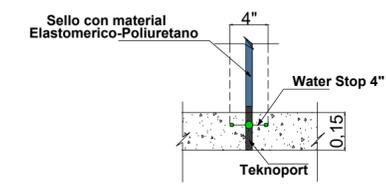
3 PLANTA: DESARENADOR PLANTEADO
ESCALA: 1 : 50



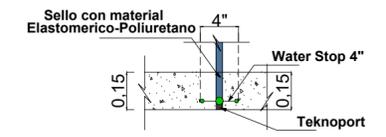
5 CORTE C - C
ESCALA: 1 : 25



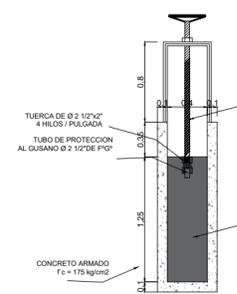
4 CORTE A - A
ESCALA: 1 : 50



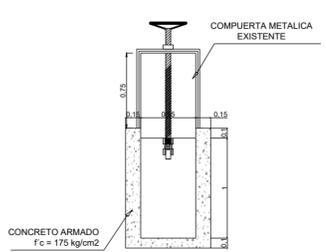
6 DETALLE 1
ESCALA: 1 : 20



7 DETALLE 2
ESCALA: 1 : 20

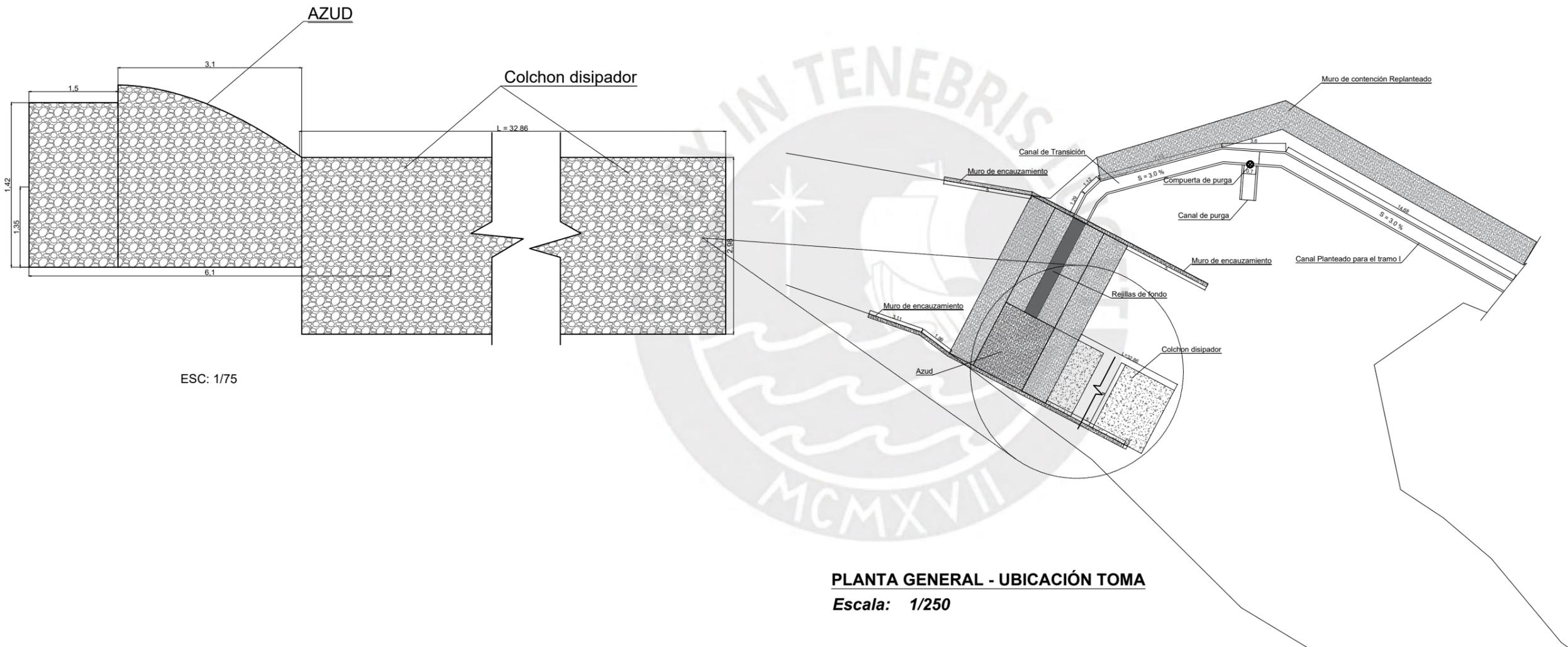


8 COMPUERTA PROPUESTA
ESCALA: 1 : 30



9 COMPUERTA EXISTENTE
ESCALA: 1 : 30

	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ			
	TÍTULO DE LA TESIS:			
	DISEÑO DE UNA OBRA DE CAPTACIÓN; EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE MEJORA DE LAS OBRAS DE CONDUCCIÓN PARA FINES DE RIEGO EN EL CENTRO POBLADO DE HORNILLOS, EN EL DISTRITO DE COLQUIOC, EN LA PROVINCIA DE BOLOGNESI, EN EL DEPARTAMENTO DE ANCASH.			
	PLANO: PLANO DE DESARENADOR			
CADISTA: PRCA - CNYS	DISTRITO: Colquioc	PROVINCIA: Bolognesi	DEPARTAMENTO: Ancash	LÁMINA: DE - 01
FECHA: AGO - 2023				

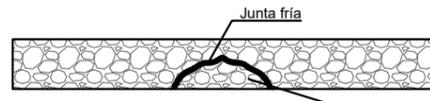
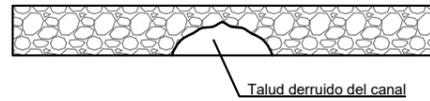


ESC: 1/75

PLANTA GENERAL - UBICACIÓN TOMA
Escala: 1/250

	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ				C - 01
	<small>TÍTULO DE LA TESIS:</small> DISEÑO DE UNA OBRA DE CAPTACIÓN; EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE MEJORA DE LAS OBRAS DE CONDUCCIÓN PARA FINES DE RIEGO EN EL CENTRO POBLADO DE HORNILLOS, EN EL DISTRITO DE COLQUIOC, EN LA PROVINCIA DE BOLOGNESI, EN EL DEPARTAMENTO DE ANCASH.				
	<small>PLANO:</small> COLCHON DISIPADOR				
	<small>CADISTA:</small> PRCA - CNYS	<small>DISTRITO:</small> Colquioc	<small>PROVINCIA:</small> Bolognesi	<small>DEPARTAMENTO:</small> Ancash	

RECONSTRUCCIÓN DE TALUDES DE CANAL PARA MEJORA DEL SISTEMA DE CONDUCCIÓN EN LAS PROGRESIVAS QUE PRESENTAN EL TALUD DERRUIDO



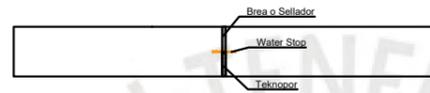
Reconstrucción de talud con concreto $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$

ESC: 1/50

REINSTALACIÓN DE JUNTAS CON MATERIAL IMPERMEABILIZANTE EN PROGRESIVAS QUE NO CUENTAN CON UNA ADECUADA JUNTA.



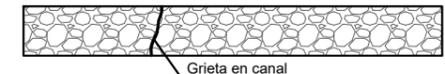
Junta de tekopor en mal estado



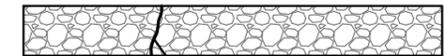
Brea o Sellador
Water Stop
Teknopor

ESC: 1/50

RESANE DE TALUDES DE CANAL PARA MEJORA DEL SISTEMA DE CONDUCCIÓN EN PROGRESIVAS QUE PRESENTAN GRIETAS EN EL CANAL



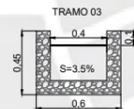
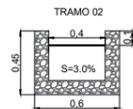
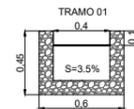
Grieta en canal



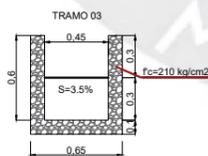
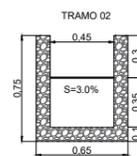
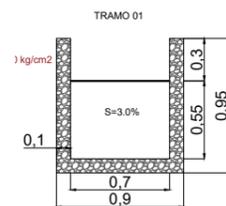
Resane de canal con concreto $f_c=140 \text{ kg/cm}^2$

ESC: 1/50

SECCIONES DE CANAL EXISTENTES

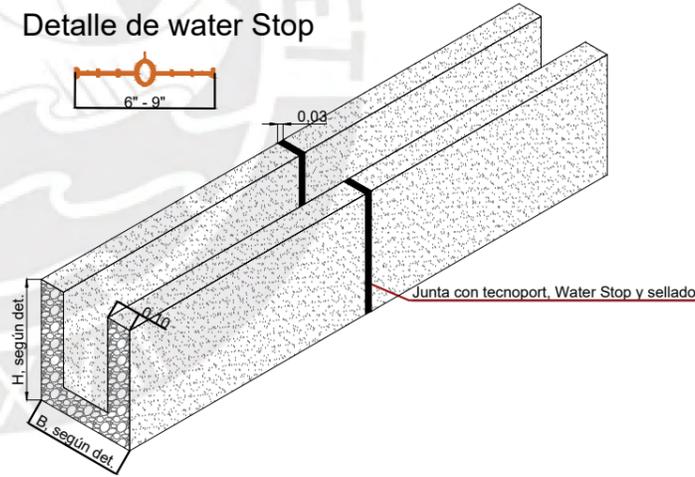


SECCIONES DE CANAL PLANTEADAS



ESC: 1/50

Detalle de water Stop



Junta con tekopor, Water Stop y sellador

PONTIFICIA UNIVERSIDAD
CATÓLICA DEL PERÚ

TÍTULO DE LA TESIS:
DISEÑO DE UNA OBRA DE CAPTACIÓN; EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE MEJORA DE LAS OBRAS DE CONDUCCIÓN PARA FINES DE RIEGO EN EL CENTRO POBLADO DE HORNILLOS, EN EL DISTRITO DE COLQUIOC, EN LA PROVINCIA DE BOLOGNESI, EN EL DEPARTAMENTO DE ANCASH.

LAMINA:
M
-
01

PLANO:
PLANO DE MEJORAS

CADISTA: PRCA - CNYS Distrito: Colquioc PROVINCIA: Bolognesi DEPARTAMENTO: Ancash FECHA: AGO - 2023



Anexo E

- Metrados Generales.
- Metrados por partidas.



Item	Descripción	Ref.	N° Elem.	Cant.	Dimensiones			Parcial	Total
					Largo	Ancho	Alto		
a)	PAREDES EXTERNAS	PERÍMETR	1.00	1.00	3.25	6.00	-	19.50	
b)	PAREDES INTERNAS		1.00	1.00	2.84	6.00	-	17.04	
1.2.1.2.3.2	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA CANAL COLECTOR								1.86 m³
a)	CANAL COLECTOR	ÁREA	1.00	1.00	0.31	6.00	-	1.86	
1.2.1.2.4.1	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO								30.94 m²
I)	TRANSICIÓN								
II)	CARAS LATERALES								
a)	ENTRADA A TOMA		1.00	2.00	1.50	-	2.77	8.31	
b)	SALIDA A TOMA		1.00	2.00	1.50	-	1.65	4.95	
III)	CARAS HORIZONTALES								
c)	ENTRADA A TOMA		1.00	1.00	4.00	-	2.77	11.08	
d)	SALIDA DE TOMA		1.00	1.00	4.00	-	1.65	6.60	
1.2.1.2.4.2	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA BASE DE TRANSICIÓN								27.30 m³
a)	TRANSICIÓN	ÁREA	1.00	1.00	2.73	10.00	-	27.30	
1.2.1.2.4.3	JUNTAS DE DILATACIÓN E=1"								11.50 m
I)	JUNTAS DE DILATACIÓN								
a)	JUNTA EN LA LOSA DE TRANSICIÓN		1.00	1.00	1.50	-	-	1.50	
b)	JUNTA DE SEPARACIÓN DE ESTRUCTURAS		1.00	1.00	10.00	-	-	10.00	
1.2.1.3.1	REJILLAS METÁLICAS PARA LA TOMA								6.00 m
a)	REJILLAS METÁLICAS		1.00	1.00	6.00	-	-	6.00	
1.2.2.1.1	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO								114.84 m²
I)	CANAL DE TRANSICIÓN								
a)	PAREDES EXTERNAS	PERÍMETR	1.00	1.00	3.00	20.58	-	61.74	
b)	PAREDES INTERNAS	PERÍMETR	1.00	1.00	2.58	20.58	-	53.10	
1.2.2.1.2	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS								5.76 m³
a)	CANAL DE TRANSICIÓN	ÁREA	1.00	1.00	0.28	20.58	-	5.76	
1.2.2.2.1	COMPUERTA METÁLICA SEGÚN DISEÑO								1.00 und
a)	COMPUERTA METÁLICA PARA DESFOGUE		1.00	1.00	-	-	-	1.00	
1.3.1.1.1	EXCAVACIÓN CON MAQUINARIA								24.40 m³
a)	EXCAVACIÓN DE MURO DE ENCAUZAMIENTO	ÁREA	1.00	1.00	20.00	-	1.22	24.40	
1.3.1.1.2	ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE								24.40 m³
a)	MATERIAL EXCEDENTE	ÁREA	1.00	1.00	20.00	-	1.22	24.40	
1.3.1.1.3	ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE C/EQUIPOS (D=5KM)								9.36 m³
a)	ZONA DE TOMA TIROLESA		1.00	1.20	7.80	-	-	9.36	
1.3.1.1.4	PERFILADO Y COMPACTADO DE LA SUBBASE								4.00 m²
a)	ZONA DE TOMA TIROLESA		1.00	1.00	20.00	0.20	-	4.00	
1.3.1.1.5	RELLENO Y COMPACTADO DE BASE								16.20 m³
a)	RELLENO EN CIMENTACIÓN		1.00	1.00	20.00	-	0.81	16.20	
1.3.1.2.1	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO								126.00 m²
a)	MURO DE ENCAUZAMIENTO	PERÍMETR	1.00	1.00	20.00	-	6.30	126.00	
1.3.1.2.2	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS								12.00 m³
a)	CONCRETO PARA MURO DE ENCAUZAMIENTO	ÁREA	1.00	1.00	20.00	-	0.60	12.00	
1.3.2.1.1	EXCAVACIÓN CON MAQUINARIA								1,518.86 m³
a)	CONCRETO PARA COLCHON		1.00	1.00	127.85	4.00	2.97	1,518.86	
1.3.2.1.2	ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE								1,518.86 m³
a)	ACARREO	VOLUMEN	1.00	1.00	1,518.86	-	-	1,518.86	
1.3.2.1.3	ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE C/EQUIPOS (D=5KM)								1,822.63 m³
a)	ELIMINACIÓN DE MATERIAL		1.00	1.20	1,518.86	-	-	1,822.63	
1.3.2.1.4	PERFILADO Y COMPACTADO DE LA SUBBASE								511.40 m²
a)	PERFILADO Y COMPACTADO		1.00	1.00	127.85	4.00	-	511.40	
1.3.2.2.1	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO								761.99 m²
a)	LATERALES		1.00	2.00	127.85	-	2.98	761.99	
1.3.2.2.2	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS								1,518.86 m³
a)	CONCRETO PARA COLCHON		1.00	1.00	127.85	4.00	2.97	1,518.86	

METRADOS

DISEÑO DE UNA OBRA DE CAPTACIÓN; EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE MEJORA DE LAS OBRAS DE CONDUCCIÓN PARA FINES DE RIEGO EN EL CENTRO POBLADO DE HORNILLOS, EN EL DISTRITO DE COLQUIOC, EN LA PROVINCIA DE BOLOGNESI, EN EL DEPARTAMENTO DE ANCASH.

PROYECTO :

DISEÑO DE UNA OBRA DE CAPTACIÓN; EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE MEJORA DE LAS OBRAS DE CONDUCCIÓN PARA FINES DE RIEGO EN EL CENTRO POBLADO DE HORNILLOS, EN EL DISTRITO DE COLQUIOC, EN LA PROVINCIA DE BOLOGNESI, EN EL DEPARTAMENTO DE ANCASH.

PRESUPUESTO :

PROPIETARIO :

MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE COLQUIOC

LOCALIDAD :

DISTRITO :

COLQUIOC

PROVINCIA :

BOLOGNESI

DEPARTAMENTO :

ANCASH

FECHA PROJ :

01/08/2023

1.1 OBRAS PROVISIONALES, TRABAJOS PRELIMINARES, SEGURIDAD Y SALUD

1.1.1 OBRAS PROVISIONALES, TRABAJOS PRELIMINARES, SEGURIDAD Y SALUD

1.1.1.1 OBRAS PROVISIONALES

1.1.1.1.1 CONSTRUCCIONES PROVISIONALES

glb

Datos			Dimensiones			Total	
Descripción	Elementos	Cant. x Elem.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Referencia
CONSTRUCCIONES PROVISIONALES	1.00	1.00				1.00	
Total (glb)						1.00	

1.1.1.1.2 SERVICIOS HIGIÉNICOS DE OBRA

m²

Datos			Dimensiones			Total	
Descripción	Elementos	Cant. x Elem.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Referencia
SERVICIOS HIGIÉNICOS VARON	1.00	1.00	2.00	2.00		4.00	
SERVICIOS HIGIÉNICOS MUJER	1.00	1.00	2.00	2.00		4.00	
Total (m²)						8.00	

1.1.1.1.3 MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO

glb

Datos			Dimensiones			Total	
Descripción	Elementos	Cant. x Elem.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Referencia
MOVILIZACIÓN DE MAQUINARIA	1.00	1.00				1.00	
Total (glb)						1.00	

1.1.1.1.4 SEÑALIZACIONES PREVENTIVAS EN OBRA

und

Datos			Dimensiones			Total	
Descripción	Elementos	Cant. x Elem.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Referencia
SEÑALIZACIONES PREVENTIVAS	1.00	200.00				200.00	
Total (und)						200.00	

1.1.1.1.5 CERCO PROVICIONAL

m

Datos			Dimensiones			Total	
Descripción	Elementos	Cant. x Elem.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Referencia
CERCO PROVISIONAL DE OBRA	1.00	1.00	87.14			87.14	
Total (m)						87.14	

1.1.1.2 TRABAJOS PRELIMINARES

1.1.1.2.1 CARTEL DE IDENTIFICACION DE LA OBRA DE 5.40M X 3.60M.

und

Datos			Dimensiones			Total	
Descripción	Elementos	Cant. x Elem.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Referencia
CARTEL DE IDENTIFICACIÓN DE	1.00	1.00				1.00	
Total (und)						1.00	

1.1.1.2.2 LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL

m²

Datos			Dimensiones			Total	
Descripción	Elementos	Cant. x Elem.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Referencia
LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL							
ZONA DE RÍO	1.00	1.00	494.35			494.35	área
Total (m²)						494.35	

1.1.1.2.3 TRAZO Y REPLANTEO DURANTE LA EJECUCION DE OBRA

mes

Datos			Dimensiones			Total	
Descripción	Elementos	Cant. x Elem.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Referencia
TRAZO Y REPLANTEO GENERAL	1.00	3.00				3.00	mes
Total (mes)						3.00	

1.1.1.3 SEGURIDAD, SALUD Y LIMPIEZA EN OBRA

1.1.1.3.1 EQUIPO DE PROTECCION INDIVIDUAL

glb

Datos			Dimensiones			Total	
Descripción	Elementos	Cant. x Elem.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Referencia
EQUIPO DE PROTECCIÓN INDIVIDUAL	1.00	1.00				1.00	
Total (glb)						1.00	

1.1.1.3.2 EQUIPOS DE SEGURIDAD

glb

Datos			Dimensiones			Total	
Descripción	Elementos	Cant. x Elem.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Referencia
EQUIPO DE SEGURIDAD PARA F	1.00	1.00				1.00	
Total (glb)						1.00	

1.1.1.3.3 LIMPIEZA Y DESINFECCIÓN

glb

Datos			Dimensiones			Total	
Descripción	Elementos	Cant. x Elem.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Referencia
LIMPIEZA Y DESINFECCIÓN GEN	1.00	1.00				1.00	
Total (glb)						1.00	

1.1.1.3.4 SEÑALIZACION TEMPORAL DE SEGURIDAD

glb

Datos			Dimensiones			Total	
Descripción	Elementos	Cant. x Elem.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Referencia
SEÑALIZACIÓN PARA EL PROYE	1.00	1.00				1.00	
Total (glb)						1.00	

1.1.1.3.5 RECURSOS PARA RESPUESTAS ANTE EMERGENCIAS EN SEGURIDAD Y SALUD DURANTE

glb

Datos			Dimensiones			Total	
Descripción	Elementos	Cant. x Elem.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Referencia
RECURSOS PARA RESUPUESTAS	1.00	1.00				1.00	
Total (glb)						1.00	

1.1.1.4 ENCAUZAMIENTO DE RÍO

1.1.1.4.1 DESVÍO DE CAUCE DEL RÍO

m²

Datos			Dimensiones			Total	
Descripción	Elementos	Cant. x Elem.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Referencia
ÁREA DE DESVÍO DE CAUCE DE	1.00	1.00	148.64			148.64	ÁREA
Total (m²)						148.64	

1.2 OBRAS HIDRÁULICAS

1.2.1 TOMA TIROLESA

1.2.1.1 MOVIMIENTO DE TIERRAS

1.2.1.1.1 EXCAVACIÓN CON MAQUINARIA

m³

Datos			Dimensiones			Total	
Descripción	Elementos	Cant. x Elem.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Referencia
EXCAVACIÓN DE ZONA DE TRA	1.00	1.00	148.64		0.75	111.48	ÁREA
Total (m³)						111.48	

1.2.1.1.2 ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE

m³

Datos			Dimensiones			Total	
Descripción	Elementos	Cant. x Elem.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Referencia
ZONA DE TOMA TIROLESA	1.00	1.00	148.64			148.64	volumen
Total (m³)						148.64	

1.2.1.1.3 ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE C/EQUIPOS (D=5km)

m³

Datos			Dimensiones			Total	
Descripción	Elementos	Cant. x Elem.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Referencia
ZONA DE TOMA TIROLESA	1.00	1.20	148.64			178.37	
Total (m³)						178.37	

1.2.1.1.4 PERFILADO Y COMPACTADO DE LA SUBBASE

m²

Datos			Dimensiones			Total	
Descripción	Elementos	Cant. x Elem.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Referencia
ZONA DE TOMA TIROLESA	1.00	1.00	148.64			148.64	
Total (m²)						148.64	

1.2.1.1.5 RELLENO Y COMPACTADO DE BASE

m³

Datos			Dimensiones			Total	
Descripción	Elementos	Cant. x Elem.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Referencia
ZONA DE TOMA TIROLESA	1.00	1.00	148.64		0.25	37.16	
Total (m³)						37.16	

1.2.1.2 OBRAS DE CONCRETO SIMPLE

1.2.1.2.1 CAPTACIÓN DE AGUA

1.2.1.2.1.1 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

m²

Datos			Dimensiones			Total	
Descripción	Elementos	Cant. x Elem.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Referencia
TOMA TIROLESA							
PAREDES LATERALES	1.00	2.00	0.35			0.70	ÁREA
Total (m²)						0.70	

1.2.1.2.1.2 CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA CAPTACIÓN DE AGUA

m³

Datos			Dimensiones			Total	
Descripción	Elementos	Cant. x Elem.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Referencia
TOMA TIROLESA	1.00	2.00	1.28	6.00	0.16	2.46	
Total (m³)						2.46	

1.2.1.2.2 BARRAJE FIJO

1.2.1.2.2.1 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

m²

Datos			Dimensiones			Total	
Descripción	Elementos	Cant. x Elem.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Referencia
AZUD							
CARAS LATERALES	1.00	2.00	8.19			16.38	área
CARA CURVA	1.00	1.00	3.38	4.00		13.52	
Total (m²)						29.90	

1.2.1.2.2.2 CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA BARRAJE FIJO

m³

Datos			Dimensiones			Total	
-------	--	--	-------------	--	--	-------	--

Descripción	Elementos	Cant. x Elem.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Referencia
AZUD	1.00	1.00	8.19		4.00	32.76	ÁREA
Total (m³)						32.76	

1.2.1.2.3 CANAL COLECTOR

1.2.1.2.3.1 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

m²

Datos			Dimensiones			Total	
Descripción	Elementos	Cant. x Elem.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Referencia
CANAL COLECTOR							
PAREDES EXTERNAS	1.00	1.00	3.25	6.00		19.50	PERÍMETRO
PAREDES INTERNAS	1.00	1.00	2.84	6.00		17.04	
Total (m²)						36.54	

1.2.1.2.3.2 CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA CANAL COLECTOR

m³

Datos			Dimensiones			Total	
Descripción	Elementos	Cant. x Elem.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Referencia
CANAL COLECTOR	1.00	1.00	0.31	6.00		1.86	ÁREA
Total (m³)						1.86	

1.2.1.2.4 LOSA DE TRANSICIÓN

1.2.1.2.4.1 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

m²

Datos			Dimensiones			Total	
Descripción	Elementos	Cant. x Elem.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Referencia
TRANSICIÓN							
CARAS LATERALES							
ENTRADA A TOMA	1.00	2.00	1.50		2.77	8.31	
SALIDA A TOMA	1.00	2.00	1.50		1.65	4.95	
CARAS HORIZONTALES							
ENTRADA A TOMA	1.00	1.00	4.00		2.77	11.08	
SALIDA DE TOMA	1.00	1.00	4.00		1.65	6.60	
Total (m²)						30.94	

1.2.1.2.4.2 CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA BASE DE TRANSICIÓN

m³

Datos			Dimensiones			Total	
-------	--	--	-------------	--	--	-------	--

Descripción	Elementos	Cant. x Elem.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Referencia
TRANSICIÓN	1.00	1.00	2.73	10.00		27.30	ÁREA
Total (m³)						27.30	

1.2.1.2.4.3 JUNTAS DE DILATACIÓN E=1"

m

Datos			Dimensiones			Total	
Descripción	Elementos	Cant. x Elem.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Referencia
JUNTAS DE DILATACIÓN							
JUNTA EN LA LOSA DE TRANSICIÓN	1.00	1.00	1.50			1.50	
JUNTA DE SEPARACIÓN DE ESTRUCTURAS	1.00	1.00	10.00			10.00	
Total (m)						11.50	

1.2.1.3 ESTRUCTURAS METÁLICAS

1.2.1.3.1 REJILLAS METÁLICAS PARA LA TOMA

m

Datos			Dimensiones			Total	
Descripción	Elementos	Cant. x Elem.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Referencia
REJILLAS METÁLICAS	1.00	1.00	6.00			6.00	
Total (m)						6.00	

1.2.2 CANAL DE TRANSICIÓN

1.2.2.1 OBRAS DE CONCRETO SIMPLE

1.2.2.1.1 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

m²

Datos			Dimensiones			Total	
Descripción	Elementos	Cant. x Elem.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Referencia
CANAL DE TRANSICIÓN							
PAREDES EXTERNAS	1.00	1.00	3.00	20.58		61.74	PERÍMETRO
PAREDES INTERNAS	1.00	1.00	2.58	20.58		53.10	PERÍMETRO
Total (m²)						114.84	

1.2.2.1.2 CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS

m³

Datos			Dimensiones			Total	
Descripción	Elementos	Cant. x Elem.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Referencia
CANAL DE TRANSICIÓN	1.00	1.00	0.28	20.58		5.76	ÁREA
Total (m³)							

ZONA DE TOMA TIROLESA	1.00	1.00	20.00	0.20		4.00	
Total (m²)						4.00	

1.3.1.1.5 RELLENO Y COMPACTADO DE BASE

m³

Datos			Dimensiones			Total	
Descripción	Elementos	Cant. x Elem.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Referencia
RELLENO EN CIMENTACIÓN	1.00	1.00	20.00		0.81	16.20	
Total (m³)						16.20	

1.3.1.2 OBRAS DE CONCRETO SIMPLE

1.3.1.2.1 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

m²

Datos			Dimensiones			Total	
Descripción	Elementos	Cant. x Elem.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Referencia
MURO DE ENCAUZAMIENTO	1.00	1.00	20.00		6.30	126.00	PERÍMETRO
Total (m²)						126.00	

1.3.1.2.2 CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS

m³

Datos			Dimensiones			Total	
Descripción	Elementos	Cant. x Elem.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Referencia
CONCRETO PARA MURO DE EN	1.00	1.00	20.00		0.60	12.00	ÁREA
Total (m³)						12.00	

1.3.2 COLCHON DISIPADOR DE ENERGÍA

1.3.2.1 MOVIMIENTO DE TIERRAS

1.3.2.1.1 EXCAVACIÓN CON MAQUINARIA

m³

Datos			Dimensiones			Total	
Descripción	Elementos	Cant. x Elem.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Referencia
CONCRETO PARA COLCHON	1.00	1.00	127.85	4.00	2.97	1,518.86	
Total (m³)						1,518.86	

1.3.2.1.2 ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE

m³

Datos			Dimensiones			Total	
-------	--	--	-------------	--	--	-------	--

Descripción	Elementos	Cant. x Elem.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Referencia
ACARREO	1.00	1.00	1,518.86			1,518.86	VOLUMEN
Total (m³)						1,518.86	

1.3.2.1.3 ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE C/EQUIPOS (D=5km)

m³

Datos			Dimensiones			Total	
Descripción	Elementos	Cant. x Elem.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Referencia
ELIMINACIÓN DE MATERIAL	1.00	1.20	1,518.86			1,822.63	
Total (m³)						1,822.63	

1.3.2.1.4 PERFILADO Y COMPACTADO DE LA SUBBASE

m²

Datos			Dimensiones			Total	
Descripción	Elementos	Cant. x Elem.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Referencia
PERFILADO Y COMPACTADO	1.00	1.00	127.85	4.00		511.40	
Total (m²)						511.40	

1.3.2.2 OBRAS DE CONCRETO SIMPLE

1.3.2.2.1 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

m²

Datos			Dimensiones			Total	
Descripción	Elementos	Cant. x Elem.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Referencia
LATERALES	1.00	2.00	127.85		2.98	761.99	
Total (m²)						761.99	

1.3.2.2.2 CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS

m³

Datos			Dimensiones			Total	
Descripción	Elementos	Cant. x Elem.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Referencia
CONCRETO PARA COLCHON	1.00	1.00	127.85	4.00	2.97	1,518.86	
Total (m³)						1,518.86	

Anexo F

- Presupuesto general.
- Gastos generales.
- Gastos de supervisión.
- Costo de expediente.
- Costo de liquidación.



PRESUPUESTO DE OBRA

PROYECTO : DISEÑO DE UNA OBRA DE CAPTACIÓN; EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE MEJORA DE LAS OBRAS DE CONDUCCIÓN PARA FINES DE RIEGO EN EL CENTRO POBLADO DE HORNILLOS, EN EL DISTRITO DE COLQUIOC, EN LA PROVINCIA DE BOLOGNESI, EN EL DEPARTAMENTO DE ANCASH.
PRESUPUESTO 1.0 : DISEÑO DE UNA OBRA DE CAPTACIÓN; EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE MEJORA DE LAS OBRAS DE CONDUCCIÓN PARA FINES DE RIEGO EN EL CENTRO POBLADO DE HORNILLOS, EN EL DISTRITO DE COLQUIOC, EN LA PROVINCIA DE BOLOGNESI, EN EL DEPARTAMENTO DE ANCASH.
PROPIETARIO : MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE COLQUIOC
UBICACION : DPTO: ANCASH PROV: BOLOGNESI DIST: COLQUIOC
FECHA PROYECTO : 01/08/2023

Item	Descripción	Unid.	Cant.	Precio	Parcial	Sub Total
1.0	DISEÑO DE UNA OBRA DE CAPTACION; EVALUACION Y PROPUESTA DE MEJORA DE LAS OBRAS DE CONDUCCIÓN PARA FINES DE RIEGO EN EL CENTRO POBLADO DE HORNILLOS, EN EL DISTRITO DE COLQUIOC, EN LA PROVINCIA DE BOLOGNESI, EN EL DEPARTAMENTO DE ANCASH.					1.393.958.69
1.1	OBRAS PROVISIONALES, TRABAJOS PRELIMINARES, SEGURIDAD Y SALUD					84,976.44
1.1.1	OBRAS PROVISIONALES, TRABAJOS PRELIMINARES, SEGURIDAD Y SALUD					84,976.44
1.1.1.1	OBRAS PROVISIONALES					9,539.61
1.1.1.1.1	CONSTRUCCIONES PROVISIONALES	qlb	1.00	2,500.00	2,500.00	
1.1.1.1.2	SERVICIOS HIGIENICOS DE OBRA	m²	8.00	73.61	588.88	
1.1.1.1.3	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO	qlb	1.00	2,000.00	2,000.00	
1.1.1.1.4	SEÑALIZACIONES PREVENTIVAS EN OBRA	und	200.00	7.10	1,420.00	
1.1.1.1.5	CERCO PROVICIONAL	m	87.14	34.78	3,030.73	
1.1.1.2	TRABAJOS PRELIMINARES					965.15
1.1.1.2.1	CARTEL DE IDENTIFICACION DE LA OBRA DE 5.40M X 3.60M.	und	1.00	800.00	800.00	
1.1.1.2.2	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m²	494.35	0.32	158.19	
1.1.1.2.3	TRAZO Y REPLANTEO DURANTE LA EJECUCION DE OBRA	mes	3.00	2.32	6.96	
1.1.1.3	SEGURIDAD, SALUD Y LIMPIEZA EN OBRA					8,642.00
1.1.1.3.1	EQUIPO DE PROTECCION INDIVIDUAL	qlb	1.00	5,825.00	5,825.00	
1.1.1.3.2	EQUIPOS DE SEGURIDAD	qlb	1.00	1,040.00	1,040.00	
1.1.1.3.3	LIMPIEZA Y DESINFECCIÓN	qlb	1.00	797.00	797.00	
1.1.1.3.4	SEÑALIZACION TEMPORAL DE SEGURIDAD	qlb	1.00	230.00	230.00	
1.1.1.3.5	RECURSOS PARA RESPUESTAS ANTE EMERGENCIAS EN SEGURIDAD Y SALUD DURANTE EL TRABAJO	glb	1.00	750.00	750.00	
1.1.1.4	ENCAUZAMIENTO DE RIO					65,829.68
1.1.1.4.1	DESVÍO DE CAUCE DEL RÍO	m²	148.64	442.88	65,829.68	
1.2	OBRAS HIDRÁULICAS					88,926.44
1.2.1	TOMA TIROLESA					76,136.13
1.2.1.1	MOVIMIENTO DE TIERRAS					27,360.16
1.2.1.1.1	EXCAVACIÓN CON MAQUINARIA	m³	111.48	9.58	1,067.98	
1.2.1.1.2	ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE	m³	148.64	2.66	395.38	
1.2.1.1.3	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE C/EQUIPOS (D=5km)	m³	178.37	110.93	19,786.58	
1.2.1.1.4	PERFILADO Y COMPACTADO DE LA SUBBASE	m²	148.64	28.41	4,222.86	
1.2.1.1.5	RELLENO Y COMPACTADO DE BASE	m³	37.16	50.79	1,887.36	
1.2.1.2	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE					47,185.01
1.2.1.2.1	CAPTACIÓN DE AGUA					1,510.76
1.2.1.2.1.1	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m²	0.70	93.58	65.51	
1.2.1.2.1.2	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA CAPTACIÓN DE AGUA	m³	2.46	587.50	1,445.25	
1.2.1.2.2	BARRAJE FIJO					22,044.54
1.2.1.2.2.1	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m²	29.90	93.58	2,798.04	
1.2.1.2.2.2	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA BARRAJE FIJO	m³	32.76	587.50	19,246.50	
1.2.1.2.3	CANAL COLECTOR					4,512.16
1.2.1.2.3.1	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m²	36.54	93.58	3,419.41	
1.2.1.2.3.2	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA CANAL COLECTOR	m³	1.86	587.50	1,092.75	
1.2.1.2.4	LOSA DE TRANSICIÓN					19,117.55
1.2.1.2.4.1	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m²	30.94	93.58	2,895.37	
1.2.1.2.4.2	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA BASE DE TRANSICIÓN	m³	27.30	587.50	16,038.75	
1.2.1.2.4.3	JUNTAS DE DILATACIÓN E=1"	m	11.50	15.95	183.43	
1.2.1.3	ESTRUCTURAS METÁLICAS					1,590.96
1.2.1.3.1	REJILLAS METÁLICAS PARA LA TOMA	m	6.00	265.16	1,590.96	
1.2.2	CANAL DE TRANSICIÓN					12,790.31
1.2.2.1	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE					12,340.31
1.2.2.1.1	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m²	114.84	86.33	9,914.14	
1.2.2.1.2	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS	m³	5.76	421.21	2,426.17	
1.2.2.2	ESTRUCTURAS METÁLICAS					450.00
1.2.2.2.1	COMPUERTA METÁLICA SEGÚN DISEÑO	und	1.00	450.00	450.00	
1.3	OBRAS COMPLEMENTARIAS					1,220,055.81
1.3.1	MURO DE ENCAUZAMIENTO					21,114.47
1.3.1.1	MOVIMIENTO DE TIERRAS					2,273.39
1.3.1.1.1	EXCAVACIÓN CON MAQUINARIA	m³	24.40	9.58	233.75	
1.3.1.1.2	ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE	m³	24.40	2.66	64.90	
1.3.1.1.3	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE C/EQUIPOS (D=5km)	m³	9.36	110.93	1,038.30	
1.3.1.1.4	PERFILADO Y COMPACTADO DE LA SUBBASE	m²	4.00	28.41	113.64	
1.3.1.1.5	RELLENO Y COMPACTADO DE BASE	m³	16.20	50.79	822.80	
1.3.1.2	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE					18,841.08
1.3.1.2.1	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m²	126.00	93.58	11,791.08	
1.3.1.2.2	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS	m³	12.00	587.50	7,050.00	

Item	Descripción	Unid.	Cant.	Precio	Parcial	Sub Total
1.3.2	COLCHON DISIPADOR DE ENERGÍA					1,198,941.34
1.3.2.1	MOVIMIENTO DE TIERRAS					235,304.07
1.3.2.1.1	EXCAVACIÓN CON MAQUINARIA	m ³	1,518.86	9.58	14,550.68	
1.3.2.1.2	ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE	m ³	1,518.86	2.66	4,040.17	
1.3.2.1.3	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE C/EQUIPOS (D=5km)	m ³	1,822.63	110.93	202,184.35	
1.3.2.1.4	PERFILADO Y COMPACTADO DE LA SUBBASE	m ²	511.40	28.41	14,528.87	
1.3.2.2	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE					963,637.27
1.3.2.2.1	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m ²	761.99	93.58	71,307.02	
1.3.2.2.2	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS	m ³	1,518.86	587.50	892,330.25	

Costo Directo		1,393,958.69
Gastos Generales	8.4806674%	118,217.00
Gastos de Supervisión	3.378579%	47,096.00
SUB TOTAL		1,559,271.69
Costo de expediente	2.510835%	35,000.00
Costo de liquidación	0.7173814%	10,000.00
TOTAL PARCIAL		1,604,271.69
COSTO TOTAL DEL PROYECTO		1,604,271.69

[Son: un millón seiscientos cuatro mil doscientos setenta y un Soles con sesenta y nueve céntimos]

GASTOS GENERALES

PROYECTO : DISEÑO DE UNA OBRA DE CAPTACIÓN; EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE MEJORA DE LAS OBRAS DE CONDUCCIÓN PARA FINES DE RIEGO EN EL CENTRO POBLADO DE HORNILLOS, EN EL DISTRITO DE COLQUIOC, EN LA PROVINCIA DE BOLOGNESI, EN EL DEPARTAMENTO DE ANCASH.
 PRESUPUESTO 1.0 : DISEÑO DE UNA OBRA DE CAPTACIÓN; EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE MEJORA DE LAS OBRAS DE CONDUCCIÓN PARA FINES DE RIEGO EN EL CENTRO POBLADO DE HORNILLOS, EN EL DISTRITO DE COLQUIOC, EN LA PROVINCIA DE BOLOGNESI, EN EL DEPARTAMENTO DE ANCASH.
 PROPIETARIO : MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE COLQUIOC
 UBICACION : DPTO: ANCASH PROV: BOLOGNESI DIST: COLQUIOC
 FECHA PROYECTO : 01/08/2023

Item	Descripción	Unid.	Precio	Cantidad	Meses	Mes 1	Mes 2	Mes 3	Mes 4	Parcial
1.0	GASTOS GENERALES									118.217.00
1.1	GASTOS VARIABLES									109.100.00
1.1.1	GASTOS REMUNERATIVOS AL PERSONAL TÉCNICO									102.800.00
1.1.1.1	RESIDENTE DE OBRA	meses	6.500.00	4.00	4	1	1	1	1	26.000.00
1.1.1.2	ASISTENTE ADMINISTRATIVO	meses	2.500.00	4.00	4	1	1	1	1	10.000.00
1.1.1.3	ASISTENTE TÉCNICO	meses	3.500.00	4.00	4	1	1	1	1	14.000.00
1.1.1.4	MAESTRO DE OBRA	meses	4.500.00	4.00	4	1	1	1	1	18.000.00
1.1.1.6	GUARDIÁN	mes	2.200.00	4.00	4	1	1	1	1	8.800.00
1.1.1.6	SSOMA	und- mes	3.500.00	4.00	4	1	1	1	1	14.000.00
1.1.1.7	TOPOGRAFO	und- mes	3.000.00	4.00	4	1	1	1	1	12.000.00
1.1.3	SEGUROS									6.000.00
1.1.3.1	SCTR	meses	1.500.00	4.00	4	1	1	1	1	6.000.00
1.1.4	DOCUMENTOS LEGALES									300.00
1.1.4.1	LEGALIZACIÓN DE CUADERNO DE OBRA	und	45.00	4.00	4	1	1	1	1	180.00
1.1.4.2	CUADERNO DE OBRA	und- mes	30.00	4.00	4	1	1	1	1	120.00
1.2	GASTOS FIJOS									9.117.00
1.2.1	UTILES DE ESCRITORIO									1.522.00
1.2.1.1	ARCHIVADOR LOMO ANCHO FORMATO A4	und	10.00	15.00	1	15				150.00
1.2.1.2	LAPICEROS	dcn	20.00	3.00	1	3				60.00
1.2.1.3	LAPICES	dcn	15.00	1.00	1	1				15.00
1.2.1.5	PAPEL A4 - 80gr	mllr	48.00	15.00	1	15				720.00
1.2.1.6	ENGRAPADOR	und	12.00	3.00	1	3				36.00
1.2.1.7	GRAPAS	u	5.00	10.00	1	10				50.00
1.2.1.8	CLIPS	u	3.50	15.00	1	15				52.50
1.2.1.9	PLUMON PARA PIZARRA	und	6.00	6.00	1	6				36.00
1.2.1.10	RESALTADOR	und	5.50	10.00	1	10				55.00
1.2.1.11	PERFORADOR	und	15.00	2.00	1	2				30.00
1.2.1.12	FOLDER MANILA CON FASTER	dcn	10.00	10.00	1	10				100.00
1.2.1.13	SELLOS TRODAT	und	12.50	6.00	1	6				75.00
1.2.1.14	TINTA PARA SELLOS	und	22.50	3.00	1	3				67.50
1.2.1.14	FOLIADOR	und- mes	75.00	1.00	1	1				75.00
1.2.2	IMPLEMENTOS DE SEGURIDAD									5.650.00
1.2.2.1	CASCOS BLANCOS	und	50.00	7.00	1	7				350.00
1.2.2.2	ZAPATOS PUNTA DE ACERO	und	600.00	7.00	1	7				4.200.00
1.2.2.3	CHALECOS DE SEGURIDAD	und	35.00	7.00	1	7				245.00
1.2.2.5	LENTE DE SEGURIDAD	und	15.00	7.00	1	7				105.00
1.2.2.6	BOTIQUIN DE SEGURIDAD INCLUIDO INSUMOS	und	150.00	5.00	1	5				750.00
1.2.3	IMPLEMENTOS OTROS									1.945.00
1.2.3.1	IMPRESORA	und	850.00	1.00	1	1				850.00
1.2.3.2	THONER O TINTA PARA IMPRESORA	und	350.00	3.00	1	3				1.050.00
1.2.3.3	PIZARRA ACRÍLICA	und	45.00	1.00	1	1				45.00

GASTOS DE SUPERVISIÓN

PROYECTO : DISEÑO DE UNA OBRA DE CAPTACIÓN; EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE MEJORA DE LAS OBRAS DE CONDUCCIÓN PARA FINES DE RIEGO EN EL CENTRO POBLADO DE HORNILLOS, EN EL DISTRITO DE COLQUIOC, EN LA PROVINCIA DE BOLOGNESI, EN EL DEPARTAMENTO DE ANCASH.
 PRESUPUESTO 1.0 : DISEÑO DE UNA OBRA DE CAPTACIÓN; EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE MEJORA DE LAS OBRAS DE CONDUCCIÓN PARA FINES DE RIEGO EN EL CENTRO POBLADO DE HORNILLOS, EN EL DISTRITO DE COLQUIOC, EN LA PROVINCIA DE BOLOGNESI, EN EL DEPARTAMENTO DE ANCASH.
 PROPIETARIO : MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE COLQUIOC
 UBICACION : DPTO: ANCASH PROV: BOLOGNESI DIST: COLQUIOC
 FECHA PROYECTO : 01/08/2023

Item	Descripción	Unid.	Precio	Cantidad	Meses	Mes 1	Mes 2	Mes 3	Mes 4	Parcial
1.0	GASTOS DE SUPERVISIÓN									47.096.00
1.1	GASTOS VARIABLES									45.000.00
1.1.1	GASTOS REMUNERATIVOS AL PERSONAL TÉCNICO									42.000.00
1.1.1.1	SUPERVISOR DE OBRA	meses	7.000.00	4.00	4	1	1	1	1	28.000.00
1.1.1.2	ASISTENTE DE SUPERVISOR	mes	3.500.00	4.00	4	1	1	1	1	14.000.00
1.1.2	SEGUROS									3.000.00
1.1.2.1	SCTR	meses	750.00	4.00	4	1	1	1	1	3.000.00
1.2	GASTOS FIJOS									2.096.00
1.2.1	UTILES DE ESCRITORIO									396.00
1.2.1.1	ARCHIVADOR LOMO ANCHO FORMATO A4	und	10.00	3.00	1	3				30.00
1.2.1.2	LAPICEROS	dcn	20.00	1.00	1	1				20.00
1.2.1.3	LAPICES	dcn	15.00	1.00	1	1				15.00
1.2.1.4	PAPEL A4 - 80gr	mllr	48.00	3.00	1	3				144.00
1.2.1.5	ENGRAPADOR	und	12.00	1.00	1	1				12.00
1.2.1.6	GRAPAS	u	5.00	3.00	1	3				15.00
1.2.1.7	CLIPS	u	3.50	3.00	1	3				10.50
1.2.1.8	PLUMON PARA PIZARRA	und	6.00	3.00	1	3				18.00
1.2.1.9	RESALTADOR	und	5.50	3.00	1	3				16.50
1.2.1.10	PERFORADOR	und	15.00	1.00	1	1				15.00
1.2.1.11	FOLDER MANILA CON FASTER	dcn	10.00	3.00	1	3				30.00
1.2.1.12	SELLOS TRODAT	und	12.50	2.00	1	2				25.00
1.2.1.13	TINTA PARA SELLOS	und	22.50	2.00	1	2				45.00
1.2.2	IMPLEMENTOS DE SEGURIDAD									1.700.00
1.2.2.1	CASCOS BLANCOS	und	50.00	2.00	1	2				100.00
1.2.2.2	ZAPATOS PUNTA DE ACERO	und	600.00	2.00	1	2				1.200.00
1.2.2.3	CHALECOS DE SEGURIDAD	und	35.00	2.00	1	2				70.00
1.2.2.5	LENTES DE SEGURIDAD	und	15.00	2.00	1	2				30.00
1.2.2.6	BOTIQUIN DE SEGURIDAD INCLUIDO INSUMOS	und	150.00	2.00	1	2				300.00

COSTO DE EXPEDIENTE

PROYECTO : DISEÑO DE UNA OBRA DE CAPTACIÓN; EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE MEJORA DE LAS OBRAS DE CONDUCCIÓN PARA FINES DE RIEGO EN EL CENTRO POBLADO DE HORNILLOS, EN EL DISTRITO DE COLQUIOC, EN LA PROVINCIA DE BOLOGNESI, EN EL DEPARTAMENTO DE ANCASH.
 PRESUPUESTO 1.0 : DISEÑO DE UNA OBRA DE CAPTACIÓN; EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE MEJORA DE LAS OBRAS DE CONDUCCIÓN PARA FINES DE RIEGO EN EL CENTRO POBLADO DE HORNILLOS, EN EL DISTRITO DE COLQUIOC, EN LA PROVINCIA DE BOLOGNESI, EN EL DEPARTAMENTO DE ANCASH.
 PROPIETARIO : MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE COLQUIOC
 UBICACION : DPTO: ANCASH PROV: BOLOGNESI DIST: COLQUIOC
 FECHA PROYECTO : 01/08/2023

Item	Descripción	Unid.	Precio	Cantidad	Meses	Mes 1	Mes 2	Mes 3	Mes 4	Parcial
1.0	COSTO DE EXPEDIENTE									35.000.00
1.1	HONORARIOS DE PROYECTISTAS Y ESPECIALISTAS	qbl	30.000.00	1.00	1	1				30.000.00
1.2	ESTUDIOS PRELIMINARES	qbl	3.000.00	1.00	1	1				3.000.00
1.3	GASTOS DE IMPRESIÓN Y PLOTEO	qbl	2.000.00	1.00	1	1				2.000.00

COSTO DE LIQUIDACIÓN

PROYECTO : DISEÑO DE UNA OBRA DE CAPTACIÓN; EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE MEJORA DE LAS OBRAS DE CONDUCCIÓN PARA FINES DE RIEGO EN EL CENTRO POBLADO DE HORNILLOS, EN EL DISTRITO DE COLQUIOC, EN LA PROVINCIA DE BOLOGNESI, EN EL DEPARTAMENTO DE ANCASH.
 PRESUPUESTO 1.0 : DISEÑO DE UNA OBRA DE CAPTACIÓN; EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE MEJORA DE LAS OBRAS DE CONDUCCIÓN PARA FINES DE RIEGO EN EL CENTRO POBLADO DE HORNILLOS, EN EL DISTRITO DE COLQUIOC, EN LA PROVINCIA DE BOLOGNESI, EN EL DEPARTAMENTO DE ANCASH.
 PROPIETARIO : MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE COLQUIOC
 UBICACION : DPTO: ANCASH PROV: BOLOGNESI DIST: COLQUIOC
 FECHA PROYECTO : 01/08/2023

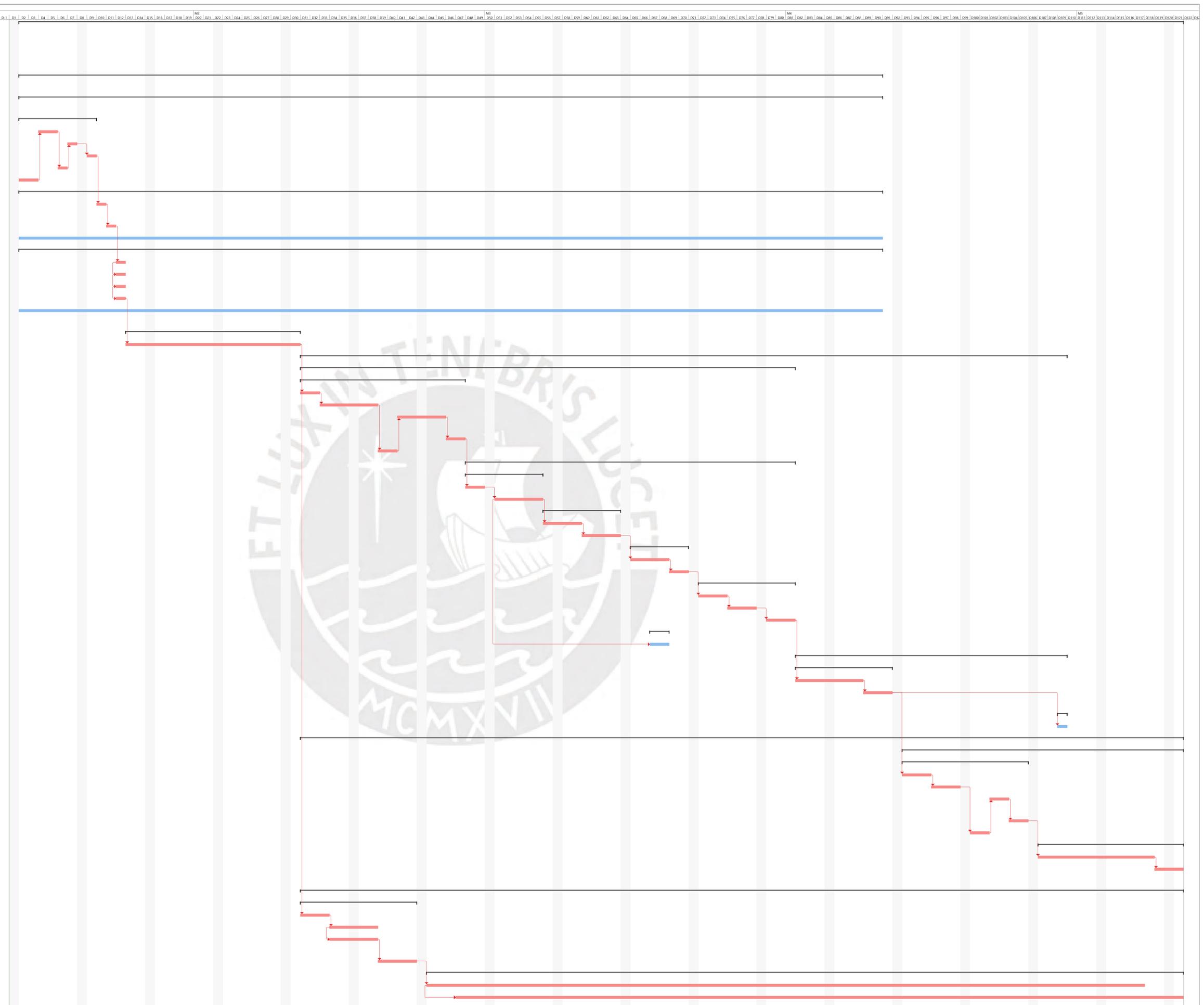
Item	Descripción	Unid.	Precio	Cantidad	Meses	Mes 1	Mes 2	Mes 3	Mes 4	Parcial
1.0	COSTO DE LIQUIDACIÓN									10.000.00
1.1	LIQUIDADOR TÉCNICO	und	5.000.00	1.00	1	1				5.000.00
1.2	LIQUIDADOR ADMINISTRATIVO	und	5.000.00	1.00	1	1				5.000.00

Anexo G.

- Cronograma de avance físico.
- Cronograma valorizado.
- Calendario de adquisición de insumos.



ID	Modo de tarea	Nombre de tarea	Duración	Duración Calendario	Inicio	Fin	Predecesoras
1		DESIGNO DE UNA OBRA DE CAPTACION, EVALUACION Y PROPUESTA DE MEJORA DE LAS OBRAS DE CONDUCCION PARA FINES DE RIEGO EN EL CENTRO POBLADO DE HORNILLOS, EN EL DISTRITO DE COCHUQUE, EN LA PROVINCIA DE BOLOGNESI, EN EL DEPARTAMENTO DE ANCASH.	103 dias	120 dias	14/08/23 09:00	11/12/23 19:00	
2		OBRAS PROVISIONALES, TRABAJOS PRELIMINARES, SEGURIDAD Y SALUD	77 dias	89 dias	14/08/23 09:00	10/11/23 19:00	
3		OBRAS PROVISIONALES, TRABAJOS PRELIMINARES, SEGURIDAD Y SALUD	77 dias	89 dias	14/08/23 09:00	10/11/23 19:00	
4		OBRAS PROVISIONALES	7 dias	8 dias	14/08/23 09:21/08/23 19:00		
5		CONSTRUCCIONES PROVISIONALES	2 dias	2 dias	16/08/23 09:17/08/23 19:00		
6		SERVICIOS HIGIENICOS DE OBRA	1 dia	1 dia	19/08/23 09:19/08/23 19:00		
7		MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO	1 dia	1 dia	21/08/23 09:21/08/23 19:00		
8		SEÑALIZACIONES PREVENTIVAS EN OBRA	1 dia	1 dia	18/08/23 09:18/08/23 19:00		
9		CERCO PROVISIONAL	2 dias	2 dias	14/08/23 09:15/08/23 19:00		
10		TRABAJOS PRELIMINARES	77 dias	89 dias	14/08/23 09:10/11/23 19:00		
11		CARTEL DE IDENTIFICACION DE LA OBRA DE 5.40M X 3.60M.	1 dia	1 dia	23/08/23 09:00	23/08/23 19:00	7
12		LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	1 dia	1 dia	23/08/23 09:23/08/23 19:11		
13		TRAZO Y REPLANTEO DURANTE LA EJECUCION DE OBRAS	77 dias	89 dias	14/08/23 09:10/11/23 19:00		
14		SEGURIDAD, SALUD Y LIMPIEZA EN OBRA	77 dias	89 dias	14/08/23 09:10/11/23 19:00		
15		EQUIPO DE PROTECCION INDIVIDUAL	1 dia	1 dia	24/08/23 09:24/08/23 19:12		
16		EQUIPOS DE SEGURIDAD	1 dia	1 dia	24/08/23 09:24/08/23 19:15CC		
17		LIMPIEZA Y DESINFECCION	1 dia	1 dia	24/08/23 09:24/08/23 19:16CC		
18		SEÑALIZACION TEMPORAL DE SEGURIDAD	1 dia	1 dia	24/08/23 09:24/08/23 19:17CC		
19		RECURSOS PARA RESPUESTAS ANTE EMERGENCIAS EN SEGURIDAD Y SALUD DURANTE EL TRABAJO	77 dias	89 dias	14/08/23 09:00	10/11/23 19:00	
20		ENCAUZAMIENTO DE RIO	15 dias	18 dias	25/08/23 09:11/09/23 19:00		
21		DESVIÓ DE CAUCE DEL RIO	15 dias	18 dias	25/08/23 09:11/09/23 19:18		
22		OBRAS HIDRÁULICAS	68 dias	79 dias	12/09/23 09:29/11/23 19:00		
23		TOMA TIROLESA	44 dias	51 dias	12/09/23 09:01/11/23 19:00		
24		MOVIMIENTO DE TIERRAS	15 dias	17 dias	12/09/23 09:28/09/23 19:00		
25		EXCAVACION CON MAQUINARIA	2 dias	2 dias	12/09/23 09:13/09/23 19:21		
26		ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE	5 dias	6 dias	14/09/23 09:19/09/23 19:25		
27		ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE C/EQUIPOS (D=5km)	4 dias	5 dias	22/09/23 09:00	26/09/23 19:00	29
28		PERFILADO Y COMPACTADO DE LA SUBBASE	2 dias	2 dias	27/09/23 09:28/09/23 19:27		
29		RELLENO Y COMPACTADO DE BASE	2 dias	2 dias	20/09/23 09:21/09/23 19:26		
30		OBRAS DE CONCRETO SIMPLE	29 dias	34 dias	29/09/23 09:01/11/23 19:00		
31		CAPTACION DE AGUA	7 dias	8 dias	29/09/23 09:06/10/23 19:00		
32		ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	2 dias	2 dias	29/09/23 09:30/09/23 19:28		
33		CONCRETO F'c=210 KG/CM2 PARA CAPTACION DE A/S	5 dias	5 dias	02/10/23 09:06/10/23 19:32		
34		BARRAJE FIJO	7 dias	8 dias	07/10/23 09:14/10/23 19:00		
35		ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	3 dias	4 dias	07/10/23 09:10/10/23 19:33		
36		CONCRETO F'c=210 KG/CM2 PARA BARRAJE FIJO	4 dias	4 dias	11/10/23 09:14/10/23 19:35		
37		CANAL COLECTOR	6 dias	6 dias	16/10/23 09:21/10/23 19:00		
38		ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	4 dias	4 dias	16/10/23 09:19/10/23 19:36		
39		CONCRETO F'c=210 KG/CM2 PARA CANAL COLECTOR	2 dias	2 dias	20/10/23 09:21/10/23 19:38		
40		LOSA DE TRANSICION	9 dias	10 dias	23/10/23 09:01/11/23 19:00		
41		ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	3 dias	3 dias	23/10/23 09:25/10/23 19:39		
42		CONCRETO F'c=210 KG/CM2 PARA BASE DE TRANSICION	3 dias	3 dias	26/10/23 09:28/10/23 19:41		
43		JUNTAS DE DILATACION E=1"	3 dias	3 dias	30/10/23 09:01/11/23 19:42		
44		ESTRUCTURAS METALICAS	2 dias	2 dias	18/10/23 09:19/10/23 19:00		
45		REJILLAS METALICAS PARA LA TOMA	2 dias	2 dias	18/10/23 09:19/10/23 19:33CC+14 dias		
46		CANAL DE TRANSICION	24 dias	28 dias	02/11/23 09:29/11/23 19:00		
47		OBRAS DE CONCRETO SIMPLE	9 dias	10 dias	02/11/23 09:11/11/23 19:00		
48		ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	6 dias	7 dias	02/11/23 09:08/11/23 19:43		
49		CONCRETO F'c=210 KG/CM2 PARA ESTRUCTURAS HIDRAULICAS	3 dias	3 dias	09/11/23 09:00	11/11/23 19:00	48
50		ESTRUCTURAS METALICAS	1 dia	1 dia	29/11/23 09:29/11/23 19:00		
51		COMPUERTA METALICA SEGUN DISEÑO	1 dia	1 dia	29/11/23 09:29/11/23 19:49CC+14 dias		
52		OBRAS COMPLEMENTARIAS	78 dias	91 dias	12/09/23 09:11/12/23 19:00		
53		MURO DE ENCAUZAMIENTO	25 dias	29 dias	13/11/23 09:11/12/23 19:00		
54		MOVIMIENTO DE TIERRAS	12 dias	13 dias	13/11/23 09:25/11/23 19:00		
55		EXCAVACION CON MAQUINARIA	3 dias	3 dias	13/11/23 09:15/11/23 19:49		
56		ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE	3 dias	3 dias	16/11/23 09:18/11/23 19:55		
57		ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE C/EQUIPOS (D=5km)	2 dias	2 dias	22/11/23 09:00	23/11/23 19:00	59
58		PERFILADO Y COMPACTADO DE LA SUBBASE	2 dias	2 dias	24/11/23 09:25/11/23 19:57		
59		RELLENO Y COMPACTADO DE BASE	2 dias	2 dias	20/11/23 09:21/11/23 19:56		
60		OBRAS DE CONCRETO SIMPLE	13 dias	15 dias	27/11/23 09:11/12/23 19:00		
61		ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	11 dias	12 dias	27/11/23 09:08/12/23 19:58		
62		CONCRETO F'c=210 KG/CM2 PARA ESTRUCTURAS HIDRAULICAS	2 dias	3 dias	09/12/23 09:00	11/12/23 19:00	61
63		COLCHON DISIPADOR DE ENERGIA	78 dias	91 dias	12/09/23 09:11/12/23 19:00		
64		MOVIMIENTO DE TIERRAS	11 dias	12 dias	12/09/23 09:23/09/23 19:00		
65		EXCAVACION CON MAQUINARIA	3 dias	3 dias	12/09/23 09:14/09/23 19:21		
66		ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE	4 dias	5 dias	15/09/23 09:19/09/23 19:65		
67		ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE C/EQUIPOS (D=5km)	4 dias	5 dias	15/09/23 09:00	19/09/23 19:00	66CC
68		PERFILADO Y COMPACTADO DE LA SUBBASE	4 dias	4 dias	20/09/23 09:23/09/23 19:67		
69		OBRAS DE CONCRETO SIMPLE	67 dias	78 dias	25/09/23 09:11/12/23 19:00		
70		ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	64 dias	74 dias	25/09/23 09:07/12/23 19:68		
71		CONCRETO F'c=210 KG/CM2 PARA ESTRUCTURAS HIDRAULICAS	64 dias	75 dias	28/09/23 09:00	11/12/23 19:00	70CC+3 dias



CRONOGRAMA VALORIZADO DEL PRESUPUESTO

PROYECTO : DISEÑO DE UNA OBRA DE CAPTACIÓN; EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE MEJORA DE LAS OBRAS DE CONDUCCIÓN PARA FINES DE RIEGO EN EL CENTRO POBLADO DE HORNILLOS, EN EL DISTRITO DE COLQUIOC, EN LA PROVINCIA DE BOLOGNESI, EN EL DEPARTAMENTO DE ANCASH.

PRESUPUESTO 1.0 : DISEÑO DE UNA OBRA DE CAPTACIÓN; EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE MEJORA DE LAS OBRAS DE CONDUCCIÓN PARA FINES DE RIEGO EN EL CENTRO POBLADO DE HORNILLOS, EN EL DISTRITO DE COLQUIOC, EN LA PROVINCIA DE BOLOGNESI, EN EL DEPARTAMENTO DE ANCASH.

PROPIETARIO : MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE COLQUIOC
 UBICACION : DPTO: ANCASH PROV: BOLOGNESI DIST: COLQUIOC
 FECHA PROYECTO : 01/08/2023

Item	Descripción	Unid.	Cantidad	Precio	Parcial	Mes 1	Mes 2	Mes 3	Mes 4
1.1	OBRAS PROVISIONALES, TRABAJOS PRELIMINARES, SEGURIDAD Y SALUD				84976.44	84484.91	245.77	245.77	
1.1.1	OBRAS PROVISIONALES, TRABAJOS PRELIMINARES, SEGURIDAD Y SALUD				84976.44	84484.91	245.77	245.77	
1.1.1.1	OBRAS PROVISIONALES				9539.61	9539.61			
1.1.1.1.1	CONSTRUCCIONES PROVISIONALES	glb	1	2500	2500	2500			
1.1.1.1.2	SERVICIOS HIGIENICOS DE OBRA	m²	8	73.61	588.88	588.88			
1.1.1.1.3	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO	glb	1	2000	2000	2000			
1.1.1.1.4	SEÑALIZACIONES PREVENTIVAS EN OBRA	und	200	7.1	1420	1420			
1.1.1.1.5	CERCO PROVICIONAL	m	87.14	34.78	3030.73	3030.73			
1.1.1.2	TRABAJOS PRELIMINARES				965.15	960.63	2.26	2.26	
1.1.1.2.1	CARTEL DE IDENTIFICACION DE LA OBRA DE 5.40M X 3.60M.	und	1	800	800	800			
1.1.1.2.2	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m²	494.35	0.32	158.19	158.19			
1.1.1.2.3	TRAZO Y REPLANTEO DURANTE LA EJECUCION DE OBRA	mes	3	2.32	6.96	2.44	2.26	2.26	
1.1.1.3	SEGURIDAD, SALUD Y LIMPIEZA EN OBRA				8642	8154.99	243.51	243.51	
1.1.1.3.1	EQUIPO DE PROTECCION INDIVIDUAL	glb	1	5825	5825	5825			
1.1.1.3.2	EQUIPOS DE SEGURIDAD	glb	1	1040	1040	1040			
1.1.1.3.3	LIMPIEZA Y DESINFECCION	glb	1	797	797	797			
1.1.1.3.4	SEÑALIZACION TEMPORAL DE SEGURIDAD	glb	1	230	230	230			
1.1.1.3.5	RECURSOS PARA RESPUESTAS ANTE EMERGENCIAS EN SEGURIDAD Y SALUD DURANTE EL TRABAJO	glb	1	750	750	262.99	243.51	243.51	
1.1.1.4	ENCAUZAMIENTO DE RIO				65829.68	65829.68			
1.1.1.4.1	DESIVIO DE CAUCE DEL RIO	m²	148.64	442.88	65829.68	65829.68			
1.2	OBRAS HIDRAULICAS				88926.44	1067.98	40224.23	47184.23	450
1.2.1	TOMA TIROLESA				76136.13	1067.98	40224.23	34843.92	
1.2.1.1	MOVIMIENTO DE TIERRAS				27360.16	1067.98	26292.18		
1.2.1.1.1	EXCAVACION CON MAQUINARIA	m³	111.48	9.58	1067.98	1067.98			
1.2.1.1.2	ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE	m³	148.64	2.66	395.38		395.38		
1.2.1.1.3	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE C/EQUIPOS (D=5km)	m³	178.37	110.93	19786.58		19786.58		
1.2.1.1.4	PERFILADO Y COMPACTADO DE LA SUBBASE	m²	148.64	28.41	4222.86		4222.86		
1.2.1.1.5	RELLENO Y COMPACTADO DE BASE	m³	37.16	50.79	1887.36		1887.36		
1.2.1.2	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				47185.01	13932.05	33252.96		
1.2.1.2.1	CAPTACION DE AGUA				1510.76	1510.76			
1.2.1.2.1.1	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA	m²	0.7	93.58	65.51	65.51			
1.2.1.2.1.2	CAPTACION DE AGUA	m³	2.46	587.5	1445.25		1445.25		
1.2.1.2.2	BARRAJE FIJO				22044.54	12421.29	9623.25		
1.2.1.2.2.1	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA BARRAJE FIJO	m²	29.9	93.58	2798.04	2798.04			
1.2.1.2.2.2	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA BARRAJE FIJO	m³	32.76	587.5	19246.5		9623.25	9623.25	
1.2.1.2.3	CANAL COLECTOR				4512.16		4512.16		
1.2.1.2.3.1	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA CANAL COLECTOR	m²	36.54	93.58	3419.41		3419.41		
1.2.1.2.3.2	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA CANAL COLECTOR	m³	1.86	587.5	1092.75		1092.75		
1.2.1.2.4	LOSA DE TRANSICION				19117.55		19117.55		
1.2.1.2.4.1	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA BASE DE TRANSICION	m²	30.94	93.58	2895.37		2895.37		
1.2.1.2.4.2	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA BASE DE TRANSICION	m³	27.3	587.5	16038.75		16038.75		
1.2.1.2.4.3	JUNTAS DE DILATACION E=1"	m	11.5	15.95	183.43		183.43		
1.2.1.3	ESTRUCTURAS METALICAS				1590.96		1590.96		
1.2.1.3.1	REJILLAS METALICAS PARA LA TOMA	m	6	265.16	1590.96		1590.96		
1.2.2	CANAL DE TRANSICION				12790.31		12340.31	450	
1.2.2.1	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				12340.31		12340.31		
1.2.2.1.1	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA	m²	114.84	86.33	9914.14		9914.14		
1.2.2.1.2	ESTRUCTURAS HIDRAULICAS	m³	5.76	421.21	2426.17		2426.17		
1.2.2.2	ESTRUCTURAS METALICAS				450				450
1.2.2.2.1	COMPUERTA METALICA SEGUN DISENO	und	1	450	450				450
1.3	OBRAS COMPLEMENTARIAS				1220055.81	9700.45	424684.95	406612.39	379058.01
1.3.1	MURO DE ENCAUZAMIENTO				21114.47		77.92	21036.55	
1.3.1.1	MOVIMIENTO DE TIERRAS				2273.39		77.92	2195.47	
1.3.1.1.1	EXCAVACION CON MAQUINARIA	m³	24.4	9.58	233.75		77.92	155.83	
1.3.1.1.2	ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE	m³	24.4	2.66	64.9			64.9	
1.3.1.1.3	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE C/EQUIPOS (D=5km)	m³	9.36	110.93	1038.3				1038.3
1.3.1.1.4	PERFILADO Y COMPACTADO DE LA SUBBASE	m²	4	28.41	113.64				113.64
1.3.1.1.5	RELLENO Y COMPACTADO DE BASE	m³	16.2	50.79	822.8				822.8
1.3.1.2	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				18841.08			18841.08	
1.3.1.2.1	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m²	126	93.58	11791.08				11791.08

1.3.1.2.2	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS	m³	12	587.5	7050				7050
1.3.2	COLCHON DISIPADOR DE ENERGIA				1198941.34	9700.45	424684.95	406534.47	358021.46
1.3.2.1	MOVIMIENTO DE TIERRAS				235304.07	9700.45	225603.62		
1.3.2.1.1	EXCAVACION CON MAQUINARIA	m³	1518.86	9.58	14550.68	9700.45	4850.23		
1.3.2.1.2	ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE	m³	1518.86	2.66	4040.17		4040.17		
1.3.2.1.3	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE C/EQUIPOS (D=5km)	m³	1822.63	110.93	202184.35		202184.35		
1.3.2.1.4	PERFILADO Y COMPACTADO DE LA SUBBASE	m²	511.4	28.41	14528.87		14528.87		
1.3.2.2	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				963637.27		199081.34	406534.47	358021.46
1.3.2.2.1	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO	m²	761.99	93.58	71307.02		17826.76	30082.65	23397.62
1.3.2.2.2	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS	m³	1518.86	587.5	892330.25		181254.58	376451.82	334623.84
	Costo directo:				1393958.69	95253.34	465154.95	454042.39	379508.01
	Gastos Generales (8.4806674 %)				118217	8078.12	39448.24	38505.82	32184.81
	Gastos de Supervisión (3.378579 %)				47096	3218.21	15715.63	15340.18	12821.98
	SUB TOTAL				1559271.6	106549.67	520318.82	507888.39	424514.8
	Costo de expediente (2.510835 %)				35000	2391.65	11679.27	11400.26	9528.82
	Costo de liquidación (0.7173814 %)				10000	683.33	3336.94	3257.22	2722.52
	TOTAL PARCIAL				1604271.6	109624.65	535335.03	522545.87	436766.14
	COSTO TOTAL DEL PROYECTO				1604271.6	109624.65	535335.03	522545.87	436766.14
	Porcentaje de avance por Mes					6.83%	33.37%	32.57%	27.23%
	Porcentaje de avance acumulado					6.83%	40.20%	72.77%	100.00%



CALENDARIO DE ADQUISICIONES DEL PRESUPUESTO

PROYECTO : DISEÑO DE UNA OBRA DE CAPTACIÓN; EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE MEJORA DE LAS OBRAS DE CONDUCCIÓN PARA FINES DE RIEGO EN EL CENTRO POBLADO DE HORNILLOS, EN EL DISTRITO DE COLQUIOC, EN LA PROVINCIA DE BOLOGNESI, EN EL DEPARTAMENTO DE ANCASH.
PRESUPUESTO 1.0 : DISEÑO DE UNA OBRA DE CAPTACIÓN; EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE MEJORA DE LAS OBRAS DE CONDUCCIÓN PARA FINES DE RIEGO EN EL CENTRO POBLADO DE HORNILLOS, EN EL DISTRITO DE COLQUIOC, EN LA PROVINCIA DE BOLOGNESI, EN EL DEPARTAMENTO DE ANCASH.
PROPIETARIO : MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE COLQUIOC
UBICACION : DPTO: ANCASH PROV: BOLOGNESI DIST: COLQUIOC
FECHA PROYECTO : 01/08/2023

Tipo	Descripcion	Unidad	Precio Unit.	Mes 1		Mes 2		Mes 3		Mes 4		Total Cantidad	Total Parcial S/	
				Cantidad	Parcial S/	Cantidad	Parcial S/	Cantidad	Parcial S/	Cantidad	Parcial S/			
MANO DE OBRA	OFICIAL	hh	10.43	374.9245	3,910.46	476.4868	4,969.76	917.5158	9,569.69	767.0151	7,999.97	2,535.9422	26,449.88	
	OPERARIO	hh	13.42	272.2573	3,653.69	1,747.4732	23,451.09	1,962.2833	26,333.84	1,650.8211	22,154.02	5,632.8349	75,592.64	
	PEÓN	hh	9.47	490.6956	4,646.89	5,362.2015	50,780.05	6,622.9803	62,719.62	5,600.8513	53,040.06	18,076.7287	171,186.62	
Total MANO DE OBRA					12,211.04		79,200.90		98,623.16		83,194.05		273,229.14	
MATERIALES	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	kg	6.30					0.9051	5.70			0.9051	5.70	
	AGUA	m³	1.00	5.0000	5.00	66.2681	66.27	124.5724	124.57	105.0471	105.05	300.8876	300.89	
	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg	8.00	2.8000	22.40							2.8000	22.40	
	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg	8.00			57.4854	459.88	130.9840	1,047.87	97.7673	782.14	286.2366	2,289.89	
	ALCOHOL 70%	l	8.00	15.0000	120.00							15.0000	120.00	
	ALCOHOL EN GEL 70%	l	12.00	15.0000	180.00							15.0000	180.00	
	ALMACEN, OFICINA Y CASETA DE GUARDIANIA	glb	2,500.00	1.0000	2,500.00							1.0000	2,500.00	
	ARENA GRUESA PUESTO EN OBRA		m³	80.00					3.7440	299.52			3.7440	299.52
		110.00			212.7830	23,406.13	446.1009	49,071.10	378.0221	41,582.43	1,036.9060	114,059.66		
	ARPILLERA	m	6.00	91.4970	548.98							91.4970	548.98	
	ASFALTO RC-250	gln	35.00						4.0250	140.88			4.0250	140.88
	BALDE DE 18 LTS	und	25.00	1.0000	25.00								1.0000	25.00
	BOLSAS DE POLIETILENO	cto	12.00	3.0000	36.00								3.0000	36.00
	BOTAS DE JEBE	par	30.00	25.0000	750.00								25.0000	750.00
	CALAMINA METÁLICA 0.14 mmX0.8X3.6m	und	28.00	3.6000	100.80								3.6000	100.80
	CAMILLA TOPICA	und	700.00	1.0000	700.00								1.0000	700.00
	CASCO DE SEGURIDAD	und	35.00	25.0000	875.00								25.0000	875.00
	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)		bol	28.00					41.7600	1,169.28			41.7600	1,169.28
		35.00			2,373.3487	83,067.20	4,975.7407	174,150.92	4,216.4006	147,574.02	11,565.4900	404,792.15		
	CHALECO DE SEGURIDAD CON CINTA REFLECTIVA	und	26.00	25.0000	650.00								25.0000	650.00
	CINTA DE PELIGRO DE TRABAJO COLOR AMARILLO	ril	25.00	3.0000	75.00								3.0000	75.00
	CINTA DE PELIGRO DE TRABAJO COLOR ROJO	ril	25.00	3.0000	75.00								3.0000	75.00
	CLAVOS PARA MADERA CC 2" 3" Y 4"	kg	7.50	51.0394	382.80	26.5421	199.07	60.4645	453.48	45.1234	338.43	183.1694	1,373.77	
	COLA SINTETICA	gln	50.00	2.0000	100.00								2.0000	100.00
	COMPUERTA METÁLICA SEGÚN DISEÑO	und	450.00								1.0000	450.00	1.0000	450.00
	DETERGENTE EN BOLSA	und	65.00	3.0000	195.00								3.0000	195.00
	Equipo de respuesta ante emergencias de salud y seguridad	gbl	500.00	0.3506	175.32	0.3247	162.34	0.3247	162.34				1.0000	500.00
	ESTACA DE MADERA	p²	3.50	0.0210	0.07	0.0195	0.07	0.0195	0.07				0.0600	0.21
	GASOLINA	gln	28.00			173.8716	4,868.40	366.7966	10,270.30	308.3954	8,635.07	849.0636	23,773.78	
	GUANTES DE CUERO	par	15.00	25.0000	375.00								25.0000	375.00
	GUANTES DE JEBE	par	12.00	25.0000	300.00								25.0000	300.00

Tipo	Descripcion	Unidad	Precio Unit.	Mes 1		Mes 2		Mes 3		Mes 4		Total Cantidad	Total Parcial S/		
				Cantidad	Parcial S/	Cantidad	Parcial S/	Cantidad	Parcial S/	Cantidad	Parcial S/				
	Kit de primeros auxilios	kit	250.00	0.3506	87.66	0.3247	81.17	0.3247	81.17			1.0000	250.00		
	LEJIA AL 5%	gln	15.00	4.0000	60.00							4.0000	60.00		
	LENTES DE PROTECCION	und	10.00	25.0000	250.00							25.0000	250.00		
	MADERA PARA ENCOFRADO	p²	15.00	631.7200	9,475.80	1,067.9009	16,018.51	2,433.2793	36,499.19	1,816.2151	27,243.23	5,949.1153	89,236.73		
	MATERIAL DE PRESTAMO SELECCIONADO-OBRA	m³	150.00			5.0166	752.49			2.1870	328.05	7.2036	1,080.54		
	MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN DE EQUIPO LIVIANO	glb	1,000.00	1.0000	1,000.00							1.0000	1,000.00		
	MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN DE EQUIPO PESADO	glb	1,000.00	1.0000	1,000.00							1.0000	1,000.00		
	PANTALON CON CINTA REFLECTIVA	und	35.00	25.0000	875.00							25.0000	875.00		
	Petroleo D2	gal	25.00	684.4843	17,112.11	473.2083	11,830.21	0.6507	16.27	4.9313	123.28	1,163.2745	29,081.86		
	PIEDRA CHANCADA PUESTA EN OBRA	m³	80.00					3.9168	313.34			3.9168	313.34		
			110.00			222.6037	24,486.41	466.6902	51,335.92	395.4693	43,501.62	1,084.7632	119,323.95		
	POLO MANGA LARGA	und	20.00	25.0000	500.00							25.0000	500.00		
	REJILLA DE FIERRO CORRUGADO EN CANAL SEGÚN DETALLES	m	250.00					6.3000	1,575.00			6.3000	1,575.00		
	ROLLIZO DE 4" X 3M	m	12.00	237.1632	2,845.96							237.1632	2,845.96		
	Señales de información	und	8.00	10.0000	80.00							10.0000	80.00		
	SEÑALIZACIÓN PREVENTIVAS EN OBRAS	glb	5.00	200.0000	1,000.00							200.0000	1,000.00		
	TENSIOMETRO	und	250.00	1.0000	250.00							1.0000	250.00		
	TERMOMETRO	hm	90.00	1.0000	90.00							1.0000	90.00		
	TRIPLAY DE 6mm	pln	25.00	6.0000	150.00							6.0000	150.00		
	YESO EN BOLSAS DE 25 KG.	bol	11.50	0.0110	0.13	0.0102	0.12	0.0102	0.12			0.0313	0.36		
	ZAPATOS DE PROTECCION	par	50.00	25.0000	1,250.00							25.0000	1,250.00		
Total MATERIALES							44,218.03		165,398.27		326,717.04		270,663.32		806,996.66
EQUIPO	CAMION CISTERNA 4X2 (AGUA) 178-210HP (3000GAL)	hm	220.00			17.6111	3,874.43			0.1067	23.48	17.7178	3,897.91		
	COMPACTADOR VIBR. TIPO CANGURO 6 HP	hm	15.00			2.4773	37.16			1.0800	16.20	3.5573	53.36		
	ESCOBAS	pza	12.00	8.0000	96.00							8.0000	96.00		
	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	273,229.14	0.2233	610.25	1.4523	3,968.13	1.8034	4,927.50	1.5212	4,156.36	5.0003	13,662.23		
	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3	hm	25.00			261.8868	6,547.17	551.6070	13,790.17	465.2580	11,631.45	1,278.7517	31,968.79		
	MINICARGADOR 60-80HP	hm	150.00			37.6819	5,652.29			1.2944	194.16	38.9764	5,846.45		
	NIVEL DE INGENIERO	he	25.00	0.0337	0.84	0.0312	0.78	0.0312	0.78			0.0960	2.40		
	RECOGEDORES	und	10.00	8.0000	80.00							8.0000	80.00		
	RETROEXCAVADOR S/LLANTAS 58 HP 1 YD3.	hm	250.00	148.9467	37,236.68	413.7280	103,431.99	0.2173	54.33	2.3066	576.66	565.1987	141,299.66		
	RODILLO LISO VIBR AUTOP 70-100 HP 7-9 T.	hm	220.00			37.6700	8,287.41			1.2935	284.57	38.9635	8,571.98		
	TEODOLITO	he	15.00	0.0337	0.50	0.0312	0.47	0.0312	0.47			0.0960	1.44		
VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	18.00			261.8868	4,713.96	551.6073	9,928.93	465.2580	8,374.64	1,278.7520	23,017.54			
VOLQUETE DE 15 M3	hm	210.00			400.2000	84,042.00			1.8720	393.12	402.0720	84,435.12			
Total EQUIPO							38,024.27		220,555.79		28,702.18		25,650.65		312,932.89
SUB-CONTRATOS	Cartel de obra 5.40x3.60 inc. marco madera	und	800.00	1.0000	800.00							1.0000	800.00		
Total SUB-CONTRATOS							800.00						800.00		
Total General							95,253.34		465,154.95		454,042.38		379,508.02		1,393,958.70

CURVA S

