

**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA
LA MOLINA**

FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA



**“DISEÑO HIDRAULICO DE UNA BOCATOMA EN EL RÍO
MAYOBAMBA PARA EL MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE
IRRIGACION CCECCA, ISHUA Y HUAYCAHUACHO”**

Presentado por:

BRUNO GABRIEL JÁUREGUI JÁUREGUI

TESIS PARA OPTAR POR EL TÍTULO DE

INGENIERO AGRÍCOLA

LIMA – PERÚ

2019

A mis padres Julio y Zayda, a quienes amo profundamente, les dedico esta tesis por haberme brindado su comprensión y apoyo en todo momento de mi formación académica, por ser mis primeros maestros y guiarme hacia mis metas, por su amor inmesurado, anteponiendo mis necesidades sobre las suyas, por sus consejos, por trabajar duro para mí y mis hermanos, por creer en mí y por darme la vida. Este logro es de ustedes y para ustedes.

AGRADECIMIENTO

En primer lugar, agradecer a la Facultad de Ingeniería Agrícola y todos los profesores que lo integran, quienes formar Ingenieros con capacidad de aportar conocimiento para el desarrollo rural del país.

Agradecer también a la Ingeniera Teresa Velásquez Bejarano, asesora de esta tesis, por las enseñanzas y consejos profesionales brindados, los cuales los llevare en mi vida profesional.

Al Ingeniero Ascensión Quispe Toledo, Jefe de infraestructura de la OSRL – Gobierno Regional de Ayacucho, por darme la oportunidad de realizar este proyecto de alta complejidad.

A la Ingeniera Milagros Chacón Rubio, por todo el apoyo brindado, desde el inicio de la carrera y especialmente en la elaboración de este proyecto. Por sus consejos y por la motivación para la finalización de esta tesis.

A mis hermanos Julio y Daniel, quienes también son parte de mi formación no solo académica, sino también de mi crecimiento personal.

A mi Tío Hernán, por su apoyo incondicional desde que tengo uso de razón, por sus enseñanzas, consejos y forma de ver la vida.

Y por último agradecer de todo corazón a mis padres Julio y Zayda, nunca podre recompensar todo lo que hicieron por mí, gracias a ustedes, he cumplido muchas de mis metas, pero hoy tal vez he cumplido la más importante, el cual es, ser Ingeniero.

ÍNDICE GENERAL

	PÁG.
I. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Generalidades	1
1.2. Antecedentes	2
1.3. Planteamiento del problema	3
1.4. Hipótesis.....	3
1.5. Variables.....	3
1.6. Objetivos de la investigación	4
1.6.1. Objetivo principal.....	4
1.6.2. Objetivos específicos.....	4
1.7. Justificación.....	4
1.8. Ubicación y localización	5
1.8.1. Extensión y altitud.....	6
1.8.2. Vías de acceso	7
II. MARCO TEÓRICO.....	8
2.1. Obras hidráulicas.....	8
2.2. Definición de bocatoma.....	8
2.3. Tipos de bocatoma.....	8
2.3.1. Toma directa.....	8
2.3.2. Toma mixta o convencional	8

2.3.3.	Toma Tirolesa.....	15
2.4.	Finalidad de la construcción de la bocatoma.....	18
2.5.	Problemas que presenta la bocatoma.....	19
2.6.	Elementos fundamentales que deben ser tomados en cuenta previo a realizar el diseño.....	19
2.6.1.	Ubicación.....	19
2.6.2.	Topografía	20
2.6.3.	Condiciones geológicas y geotécnicas	20
2.6.4.	Información hidrológica	21
2.6.5.	Condiciones ecológicas	21
2.6.6.	Otros	22
III.	MATERIALES Y MÉTODOS.....	23
3.1.	Materiales	23
3.1.1.	Estudio topográfico	23
3.1.2.	Estudio hidrológico	24
3.1.3.	Estudio geológico - geotécnico	61
3.2.	Metodología.....	68
3.2.1.	Recopilación de información.....	68
3.2.2.	Selección del tipo de captación	68
3.2.3.	Información requerida para el diseño hidráulico de una bocatoma Tirolesa ..	69
3.2.4.	Procedimiento del diseño hidráulico de la bocatoma Tirolesa.....	71
IV.	RESULTADOS Y DISCUSIONES.....	76
4.1.	Análisis hídrico.....	76
4.1.1.	Caudal en avenidas.....	76

4.1.2.	Determinación de coeficiente de rugosidad del río	76
4.1.3.	Modelamiento hidráulico con HEC-RAS.....	78
4.1.4.	Criterios no económicos para selección del tipo de captación.....	80
4.2.	Diseño de presa derivadora	81
4.2.1.	Ancho estable del cauce	81
4.2.2.	Profundidad de socavación.....	82
4.2.3.	Diseño de rejilla.....	84
4.2.4.	Diseño de canal colector.....	88
4.2.5.	Diseño geométrico.....	89
4.2.6.	Evaluación hidráulica	93
4.2.7.	Cálculo de estabilidad	96
4.3.	Diseño del desripador.....	102
4.4.	Diseño del desarenador	105
4.4.1.	Datos de entrada	105
4.4.2.	Cálculo del diámetro de las partículas a sedimentar	105
4.4.3.	Cálculo de la velocidad del agua.....	106
4.4.4.	Cálculo de la velocidad de caída de las partículas	106
4.4.5.	Cálculo de dimensiones del tanque	107
4.4.6.	Cálculo de la longitud activa del desarenador.....	108
4.4.7.	Cálculo de la longitud de la transición	109
4.4.8.	Cálculo de la longitud del vertedero.....	109
4.4.9.	Cálculo de la caída del fondo	110
4.5.	Diseño de obras de protección.....	110

4.5.1. Caudal de diseño y altura de las estructuras.....	111
4.5.2. Dimensionamiento de la estructura y resultados de estabilidad.....	111
V. CONCLUSIONES.....	130
VI. RECOMENDACIONES.....	131
VII. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	132
VIII. ANEXOS	134

ÍNDICE DE TABLAS

	PÁG.
Tabla 1: Población beneficiaria.....	5
Tabla 2: Ubicación geográfica	6
Tabla 3: Extensión y altitud.....	6
Tabla 4: Vías de acceso I.....	7
Tabla 5: Vías de acceso II	7
Tabla 6: Precipitaciones promedio mensual.....	32
Tabla 7: Descripción de la cuenca.....	33
Tabla 8: Generación de caudales en la cuenca Trapiche – quebrada Mayobamba	33
Tabla 9: Cálculo del módulo por similitud de cuencas	34
Tabla 10: Caudal generado con precipitación de la cuenca de interés.....	35
Tabla 11: Precipitación efectiva.....	40
Tabla 12: Cédula de cultivo	43
Tabla 13: Resumen de cultivos	45
Tabla 14: Cálculo de la demanda de agua por el método de Thornthwaite cultivo de maíz amiláceo	46

Tabla 15: Cálculo de la demanda de agua por el método de Thornthwaite cultivo de papa.....	47
Tabla 16: Cálculo de la demanda de agua por el método de Thornthwaite cultivo de arveja verde.....	48
Tabla 17: Cálculo de la demanda de agua por el método de Thornthwaite cultivo de quinua	49
Tabla 18: Cálculo de la demanda de agua por el método de Thornthwaite cultivo de arveja grano verde	50
Tabla 19: Cálculo de la demanda de agua por el método de Thornthwaite cultivo de haba grano seco	51
Tabla 20: Cálculo de la demanda de agua por el método de Thornthwaite cultivo de cebada	52
Tabla 21: Cálculo de la demanda de agua por el método de Thornthwaite cultivo de trigo.....	53
Tabla 22: Cálculo de la demanda de agua por el método de Thornthwaite cultivo de alfalfa.....	54
Tabla 23: Cálculo de la demanda de agua por el método de Thornthwaite cultivo de papa.....	55
Tabla 24: Cálculo de la demanda de agua por el método de Thornthwaite cultivo de ajos.....	56
Tabla 25: Cálculo de la demanda de agua por el método de Thornthwaite cultivo de cebolla.....	57

Tabla 26: Cálculo de la demanda de agua por el método de Thornthwaite cultivo de zapallo.....	58
Tabla 27: Cálculo de la demanda de agua por el método de Thornthwaite cultivo de avena forrajera	59
Tabla 28: Requerimiento de agua según cedula de cultivo.....	60
Tabla 29: Balance hídrico.	61
Tabla 30: Tabla de sismos 1900 – 2000.....	63
Tabla 31: Resumen de granulometría, humedad y límite de consistencia	65
Tabla 32: Resultados de capacidad de carga.....	67
Tabla 33: Ancho de cimentación vs profundidad de cimentación.	68
Tabla 34: Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad según la ecuación de Cowan.....	73
Tabla 35: Cálculo de coeficiente de contracción " μ ".....	84
Tabla 36: Valores del coeficiente " β "	84
Tabla 37: Valores de “x” para suelos no cohesivos	85
Tabla 38: Relación entre ancho y longitud de la rejilla.....	89
Tabla 39: Valores de K y N para la ecuación.....	92
Tabla 40: Resumen del dimensionamiento de la bocatoma Tirolesa	95

Tabla 41: Valores de la supresión de los puntos en metros	99
Tabla 42: Valores de “a” en función del diámetro (mm)	109
Tabla 43: Valores de sedimentación “w” en función del diámetro (mm).....	110
Tabla 44: Dimensiones del muro en voladizo.....	115
Tabla 45: Factores de capacidad de carga en función al ángulo de fricción.....	122
Tabla 46: Cálculo de la carga admisible del suelo	123

ÍNDICE DE FIGURAS

	PÁG.
Figura 1: Ubicación de la región Ayacucho en el mapa del Perú.....	5
Figura 2: Ubicación de los sectores de riego en el mapa de la provincia de Lucanas	6
Figura 3: Disposición típica de los elementos de una bocatoma de captación lateral	9
Figura 4: Perfil barraje y colchón dissipador	11
Figura 5: Desripiador.....	12
Figura 6: Elementos del desarenador.....	14
Figura 7: Plano de planta, bocatoma Tirolesa	16
Figura 8: Plano de corte A-A, bocatoma Tirolesa	16
Figura 9: Plano de corte B-B, bocatoma Tirolesa	17
Figura 10: Relación entre las dimensiones “a” y “b” de una rejilla	77
Figura 11: Vista panorámica del río Mayobamba	79
Figura 12: Vista del lugar de captación del río Mayobamba.....	79
Figura 13: Diagrama del río y sus secciones en Hec Ras	80
Figura 14: Datos cálculos en la modelación con un caudal de $Q=875\text{m}^3/\text{s}$	80
Figura 15: Datos cálculos en la modelación con un caudal de $Q=2.5\text{m}^3/\text{s}$	81
Figura 16: Sección 3 del río con un caudal de $Q=875\text{ m}^3/\text{s}$	81
Figura 17: Sección 3 del río con un caudal de $Q=2.5\text{ m}^3/\text{s}$	82

Figura 18: Relación entre las dimensiones “hc” y “h”	88
Figura 19: Valores del coeficiente de contracción de la rejilla	89
Figura 20: Dibujo isométrico de la bocatoma Tirolesa	90
Figura 21: Perfil de cresta del vertedero.....	92
Figura 22: Plano de planta de la bocatoma Tirolesa.....	93
Figura 23: Corte A-A de la bocatoma Tirolesa	94
Figura 24: Corte B-B de la bocatoma Tirolesa.....	94
Figura 25: Visualización del nivel del agua	96
Figura 26: Perfil del barraje y los enrocados	98
Figura 27: Puntos de evaluación de supresión.....	98
Figura 28: Diagrama de fuerzas actuantes en la estructura	100
Figura 29: Diagrama de fuerzas del agua actuantes en la estructura.....	101
Figura 30: Diagrama t (seg) vs d (mm)	111
Figura 31: Predimensionamiento del muro en voladizo.....	115
Figura 32: Esquema en máximas avenidas y punto de análisis	116
Figura 33: Diagrama de fuerzas sobre el muro.....	116
Figura 34: Diagrama de fuerzas de la pantalla	123
Figura 35: Diagrama de fuerzas de la zapata.....	126
Figura 36: Diagrama de fuerzas del talón.....	126
Figura 37: Diagrama de fuerzas del pie.....	127
Figura 38: Distribución de las varillas de acero en el muro en voladizo.....	129

ÍNDICE DE ANEXOS

	PÁG.
Anexo 1: Plano topográfico y secciones del río	135
Anexo 2: Plano de planta, cortes y detalles de la bocatoma.....	136
Anexo 3: Plano de planta, corte y detalles del desarenador	137
Anexo 4: Plano de obras de protección - gavión.....	138

RESUMEN

En este trabajo de investigación se tomaron en cuenta los estudios básicos a nivel de perfil técnico del proyecto “construcción del sistema de irrigación Mayobamba”, con el fin de realizar el diseño hidráulico de una bocatoma en el río Mayobamba para asegurar la captación permanente del recurso hídrico hacia los sectores de riego Ccecca, Ishua y Huaycahuacho. Por esta razón, se determinaron los criterios para la elaboración del diseño, así como también el tipo de estructura de captación. Se recopiló información existente del proyecto para establecer el lugar de captación, analizar los factores morfológicos del lugar de captación y así se determinó el tipo de estructura de captación. Se realizó el diseño hidráulico considerando datos topográficos, geotécnicos e hidrológicos. Considerando criterios de demanda hídrica, análisis de máximas avenidas, para asegurar la captación permanente del fluido, además se diseñó una manga de concreto ciclópeo para encausar el agua hacia la ventana de captación.

Palabras claves: Bocatoma, Diseño Hidraulico, Tirolesa, captación.

I. INTRODUCCION

1.1 Generalidades

En el Perú existe mucha deficiencia en los sistemas de riego, especialmente en la región geográfica de la Sierra. Los sistemas de captación, conducción, distribución y aplicación muestran algunas deficiencias, en consecuencia, las eficiencias de riego son bajas. En muchos casos se menciona que la eficiencia es del 30% en riego por gravedad, mas no existe un sustento sobre ello (Minagri, 2015, p.5). Frente a ello, existen metodologías cuya aplicación permite aumentar la eficiencia de riego y con ello incrementar la rentabilidad de los productores.

La agricultura es una de las actividades en las que se consume grandes cantidades de agua, y muchas veces este recurso no es aprovechado por la falta de infraestructura y de integración de sistemas como:

- Sistemas de captación y derivación.
- Sistemas de almacenamiento y regulación.
- Sistemas de control.
- Sistema de evacuación de sedimentos.

El uso adecuado de sistemas de captación y derivación conforman una parte importante para superar los problemas de falta de recursos hídricos en la agricultura. La construcción de una bocatoma es un ejemplo de ello, ya que esta estructura hidráulica permite captar y derivar agua no sólo para fines de riego, sino también el para abastecimiento de agua potable, generación de energía u otros.

El proyecto de irrigación Ccecca, Ishua y Huaycahuacho, ubicado en los distritos de Aucará, Santa Ana de Huaycahuacho y Chipao en la provincia de Lucanas, departamento de Ayacucho; busca solucionar el déficit hídrico, para ello es necesario proyectar y construir un canal de conducción y diversas estructuras hidráulicas a lo largo de su recorrido. Entre estas estructuras está la bocatoma principal.

En el presente trabajo de investigación se plantea diseñar una bocatoma en el río Mayobamba para mejorar el sistema de irrigación de las áreas de cultivo Ccecca, Ishua y

Huaycahuacho, lo cual permite incrementar la producción y productividad agrícola de la zona, con un suministro continuo de agua para los cultivos.

1.2 Antecedentes

El proyecto anhelado por las comunidades de Ccecca, Ishua y Huaycahuacho se ha planteado desde el año 1972, es por esta razón que en el primer gobierno del Arq. Fernando Belaunde Terry, se formuló un estudio con el nombre de “Irrigación Mayobamba”, el cual consistía en captar las aguas del río Mayobamba con un caudal de $1.4\text{m}^3/\text{s}$ para irrigar 1653 has de las comunidades antes mencionadas. Este proyecto tenía una longitud de 29.74 km, y atravesaba por una topografía muy accidentada además requería un túnel de 1.9 km, debido a ello fue archivado. Fue actualizado en el período de gobierno del Dr. Alan García Pérez con un costo estimado de 3'500,000.00 de dólares, lo cual resultó siendo muy costoso para los beneficios esperados. En el año de 1993 el Fondo de Cooperación para el Desarrollo social (FONCODES) programó la ejecución del proyecto “Irrigación Huantaymisa”, el cual consistía en captar las aguas de los ríos Mayobamba y Sondondo en la zona de Trapiche, orientado principalmente para solucionar la falta de agua para la comunidad de Ccecca, Ishua y Huaycahuacho, sin embargo, su ejecución fue truncada por motivos desconocidos hasta la actualidad.

Las comunidades mencionadas anteriormente persistieron con las gestiones necesarias para concretar el proyecto. Frente a ello, el año 2005 se planteó la “Construcción de Sistema de Riego Mayobamba” y el 10 de noviembre del 2015, en el marco del Sistema Nacional de Inversión Pública (SNIP), la Municipalidad Distrital de Santa Ana de Huaycahuacho presentó y formuló este proyecto, el cual fue inscrito en el Banco de Proyectos del Ministerio de Economía y Finanzas por el Proyecto Especial Sierra Centro Sur (PESCS) como Unidad Formuladora y Ejecutora de esta construcción

Mediante el Informe Técnico N° 293-2006-AG-OGPA-OI, de fecha 30 de noviembre del 2006, se declaró la viabilidad del Proyecto de Inversión Pública (PIP), como alternativa elegida. Por tal motivo, el PESCS elaboró el Expediente Técnico, donde señaló que el monto total de inversión sería de S/. 14'269,842.26 al día de 24 de enero del 2008. Se concluyó que ese proyecto no era rentable. El PESCS planteó 02 proyectos de inversión

pública alternativos como solución, pero su ejecución también ha sido truncada y sin resultados positivos.

1.3 Planteamiento del problema

En la actualidad, muchos proyectos de irrigación de nuestro país evidencian ineficiencias en su funcionamiento, lo cual afecta a los sistemas de producción agrícola, ya que genera estancamiento en el desarrollo de la agricultura, sobre todo en algunas zonas de la sierra del país, además de no permitir un adecuado uso del recurso hídrico.

Frente a esta situación, la principal razón que impulsa a la investigación es para poder evaluar en qué medida incide el diseño hidráulico de una bocatoma para mejorar la captación del recurso hídrico del sistema de irrigación en los sectores Ccecca, Ishua y Huaycahuacho, en la provincia de Lucanas, departamento de Ayacucho, sectores pertenecientes a la sierra sur de nuestro país.

1.4 Hipótesis

El diseño hidráulico de una bocatoma en el río Mayobamba incidirá en el mejoramiento de la captación del recurso hídrico del sistema de irrigación y en los sectores Ccecca, Ishua y Huaycahuacho.

1.5 Variables

Variable independiente (X)

- Diseño hidráulico de una bocatoma en el río Mayobamba.

Variable dependiente (Y)

- Mejoramiento de la captación del sistema de irrigación y en los sectores Ccecca, Ishua y Huaycahuacho.

1.6 Objetivos de la investigación

1.6.1 Objetivo general.

Realizar el diseño hidráulico de la bocatoma en el río Mayobamba y evaluar en qué medida incide este diseño para la mejora de la captación del recurso hídrico del sistema de irrigación en los sectores de cultivo Ccecca, Ishua, y Huaycahuacho.

1.6.2 Objetivos específicos

- Definir criterios para el diseño hidráulico de la bocatoma, así como el tipo de estructura de captación según el análisis de estudio previo y realizar el diseño hidráulico.
- Verificar que el diseño hidráulico de la bocatoma pueda asegurar la captación permanente de las aguas del río Mayobamba.

1.7 Justificación

Según la Autoridad Nacional del Agua (ANA), el Perú tiene disponible, todos los años, un billón 768.172 millones de metros cúbicos de agua, sin embargo, de este volumen sólo se aprovecha el 1 por ciento y la diferencia se pierde por falta de estructuras hidráulicas. De este 1 por ciento de volumen aprovechable, el 86 por ciento se destina a actividades agrícolas, el 7 por ciento a uso poblacional, el 6 por ciento a la industria y el 1 por ciento a la minería. Entonces no es difícil entender la importancia de las estructuras hidráulicas en la agricultura debido al gran consumo del agua. En los proyectos de irrigación la bocatoma es la obra más importante puesto que realiza la captación del agua y asegura la continuidad del recurso hídrico para los fines convenientes.

El presente trabajo de investigación consiste en el diseño hidráulico de una bocatoma en el río Mayobamba, el cual contribuye principalmente a mejorar e incrementar sustancialmente la dotación de agua a los agricultores con mejoras de la productividad agrícola de 750 has aproximadamente, más aún, beneficiará directamente a 260 agricultores e indirectamente a 1223 pobladores en los sectores Ccecca, Ishua y Huaycahuacho.

TABLA N° 1: Población beneficiaria

ÁREA BENEFICIARIA	Hombre	Mujer	SUB TOTAL
Dist. Chipao Ccpp Urb. Ccecca	103	82	185
Dist. Aucará Ccpp Urb. Ishua	142	151	293
Dist. Santa Ana de Huaycahuacho	373	372	745
TOTAL			1,223

FUENTE: INEI Censos Nacionales (2007)

1.8 Ubicación y localización

El proyecto se ubica en la Provincia de lucanas, departamento de Ayacucho. El tiempo estimado de llegada desde la ciudad de Lima es de 13.00 horas aproximadamente,

El acceso a la zona de proyecto posee carretera asfaltada en buen estado, hasta el distrito de Cabana sur, y trocha carrozable desde Cabana sur hacia la zona de proyecto.



Figura N°1: Ubicación de la región Ayacucho en el Mapa del Perú.

Fuente: Google.com



Figura N°2: Ubicación de los sectores de riego en el mapa de la provincia de Lucanas.

Fuente: Google.com

TABLA N° 2: Ubicación geográfica

Departamento /Región:	Ayacucho
Provincia:	Lucanas
Distrito:	Chipao Aucará y Santa Ana de Huaycachucho
Localidad:	Centro Poblado de Ccecca Centro Poblado de San Diego de Ishua y Distrito de Santa Ana de Huaycachucho
Región Geográfica:	Sierra
Altitud:	2,730 a 3,021 m.s.n.m.

FUENTE: Elaboración propia

1.8.1 Extensión y Altitud

TABLA N° 3: Extensión y altitud

Extensión de área irrigable	750 has.
Altitud: Zona de Riego	2,730 a 3,000 m.s.n.m.

FUENTE: Elaboración propia

1.8.2 Vías de acceso

A. Itinerario desde la ciudad de Lima es el siguiente:

TABLA N° 4: Vías de acceso I

N°	TRAMO	LONG. (KM)	TIEMPO (HRS)	TIPO DE VIA
01	Lima - Ica	302.00	4.00	Asfaltado
02	Ica - Nazca	145.00	2.00	Asfaltado
03	Nazca - Puquio	157.00	3.00	Asfaltado
04	Puquio – Cabana Sur	85.00	3.00	Asfaltado
05	Cabana Sur – Anexo Sondondo	5.50	0.50	Trocha Carrozable
06	Anexo Sondondo – Bocatoma	4.50	0.50	Trocha Carrozable
TOTAL		699.00	13.00	

FUENTE: Elaboración propia

B. Itinerario desde la ciudad de Ayacucho es el siguiente:

TABLA N° 5: Vías de Acceso II

N°	TRAMO	LONG. (KM)	TIEMPO (HRS)	TIPO DE VIA
01	Ayacucho – Aucará	450.00	9.00	Asfaltado
02	Aucará – Cabana Sur	2.50	0.25	Asfaltado
03	Cabana Sur – Anexo Sondondo	5.50	0.50	Trocha Carrozable
04	Anexo Sondondo – Bocatoma	4.50	0.50	Trocha Carrozable
TOTAL		462.50	10.25	

FUENTE: Elaboración propia

II. MARCO TEÓRICO

2.1 Obras hidráulicas

Obras físicas de ingeniería aplicadas a la captación, extracción, almacenamiento, regulación, conducción, control y aprovechamiento. Según Villaseñor (1978), son destinadas a trabajar con fluidos líquidos (especialmente el agua) y soportan la acción de los mismos.

2.2 Definición de bocatoma

Es un conjunto de obras hidráulica destinadas a derivar desde unos cursos de agua, río, arroyo, canal, con la finalidad de captar y derivar un determinado volumen de agua, para ser utilizadas en un fin específico, como pueden ser generación de energía, irrigación, abastecimiento de agua potable, acuicultura, etc. Aprovechando la fuerza de gravedad. Según Alfaro (1981), la bocatoma constituye generalmente la obra básica para un aprovechamiento hídrico.

2.3 Tipos de bocatomas.

2.3.1 Toma directa.

Se define así cuando capta directamente mediante un canal lateral, por lo general es un brazo fijo del río, que permite discurrir un caudal. La mayor ventaja de este tipo de tomas es que no es necesario la construcción de un barrage, y en su mayoría este proceso constructivo genera mayores costos. Sin embargo, la considerable desventaja es la obstrucción y mayor aún en épocas de avenidas, así como también permite el ingreso de sedimentos hacia el canal de derivación.

2.3.2 Toma mixta o convencional.

Este tipo de toma realiza la captación mediante el cierre del río con una estructura llamada barraje o presa de derivación, el cual puede ser fija o móvil. Será fija cuando se utiliza un elemento rígido, por lo general de concreto, y será móvil cuando se utilizan compuertas de acero. La captación en este tipo de bocatomas se realiza por medio de una ventana que puede funcionar como orificio o vertedero, dependiendo del tirante del río.

2.3.2.1 Partes de una bocatoma convencional.

Las obras o estructuras básicas que forman un sistema de captación o toma, dependen fundamentalmente de las condiciones hidrológicas, hidráulicas y topográficas de la zona de captación, además de la importancia que se dará a las aguas derivadas, sin embargo, en el grafico N°1, podemos apreciar el esquema típico de la bocatoma, allí podemos apreciar los elementos siguientes

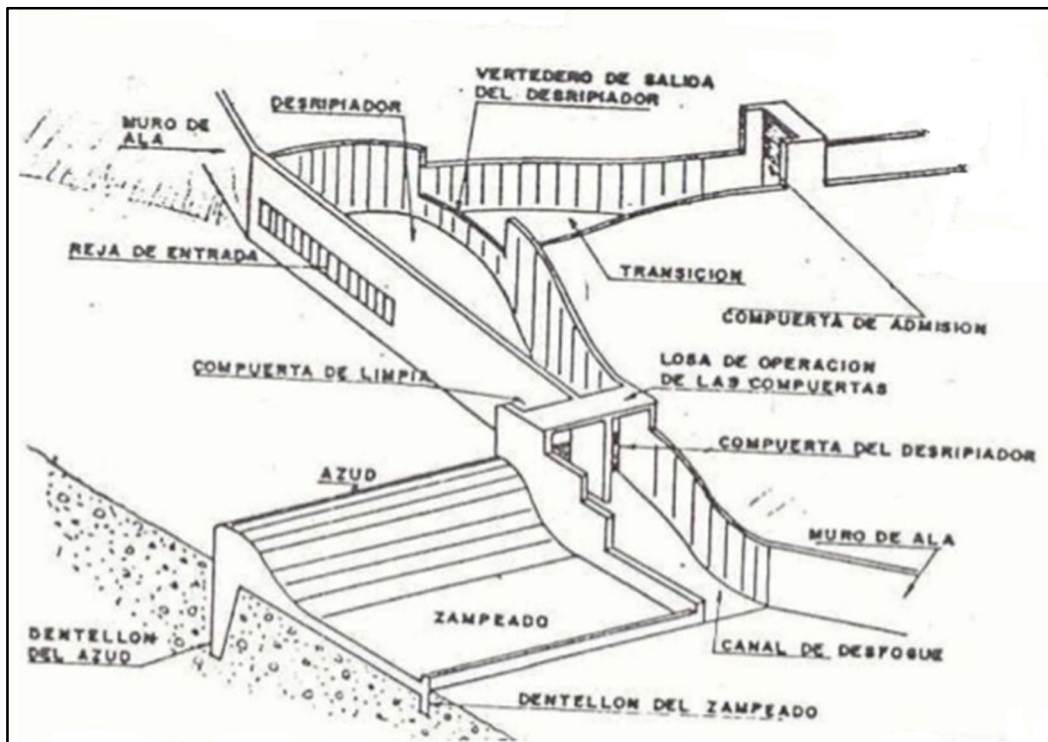


Figura N°3: Disposición típica de los elementos de una bocatoma de captación lateral.

Fuente: Rocha (2003)

A. Barraje

Es una estructura de derivación que se construye transversalmente al río, dicha estructura tiene como función elevar el nivel del agua del río para así obtener el caudal necesario requerido en la demanda de agua.

El uso de este elemento se efectúa cuando el nivel mínimo de las aguas del río es insuficiente para garantizar la captación del caudal al cual se diseñará la toma, debido al variable ciclo hidrológico que presenta la zona, además de las condiciones topográficas del cauce, determinan que en época de estiaje sea imprescindible elevar dicho nivel de agua.

La forma de esta estructura varía según tipo, geometría, disposición dentro del cauce, materiales de construcción y economía del proyecto.

-Tipos de barraje.

Barraje Fijo. - Las bocatomas de barraje fijo son aquellas que tienen una presa sólida, para levantar el tirante frente a las compuertas de captación.

Esta solución es posible cuando el régimen del río es uniforme y la capacidad de captación de la toma es menor que la descarga promedio del río, por lo que no es necesario ninguna regulación, ya que el exceso de agua pasara encima de la presa.

Barraje Móvil. - En este tipo de barraje se consigue la retención del caudal y elevación del tirante mediante el cierre del curso del río por un sistema de compuertas sostenidas en un conjunto de pilares y adosadas en sus extremos a los muros de contención.

Es conveniente esta solución cuando el caudal de la captación es igual o mayor de la descarga promedio del río o cuando la velocidad de flujo no es alta debido a la pequeña pendiente del curso del río. Como consecuencia el transporte de sólidos es pequeño y no afecta mayormente al sistema de compuertas. Las cuales pueden ser radiales o deslizantes.

Barraje Mixto. - Tienen una parte de la presa integrada por una estructura sólida (Barraje fijo) y una parte integrada por compuertas sustentadas en pilares (Barraje móvil). La parte móvil tiene en ciertos casos muros guías o separadores del barraje fijo que forma un canal

denominado de limpia y un segundo canal separado por un vertedero de rebose lateral que sirve para eliminar las gravas llamado también desempedadores.

Perfil del Barraje.

- Tipo Creager.
- Tipo Indio.

B. Colchón disipador

Estructura donde las aguas captadas son tranquilizadas disipando la energía de manera que el agua pase al cauce no revestido con velocidades bajas lo cual no provoque erosión.

Según Novak (2001) es el sistema más común de disipación de energía que convierte el flujo supercrítico a un flujo subcrítico compatible con el régimen del río aguas abajo. El método más común para lograr esta transición del flujo consiste en un simple resalto hidráulico sumergido, estos resaltos han sido estudiados por muchos investigadores como Rajaratman (1967) y Hager, Bremen y Kawagoshi (1990).

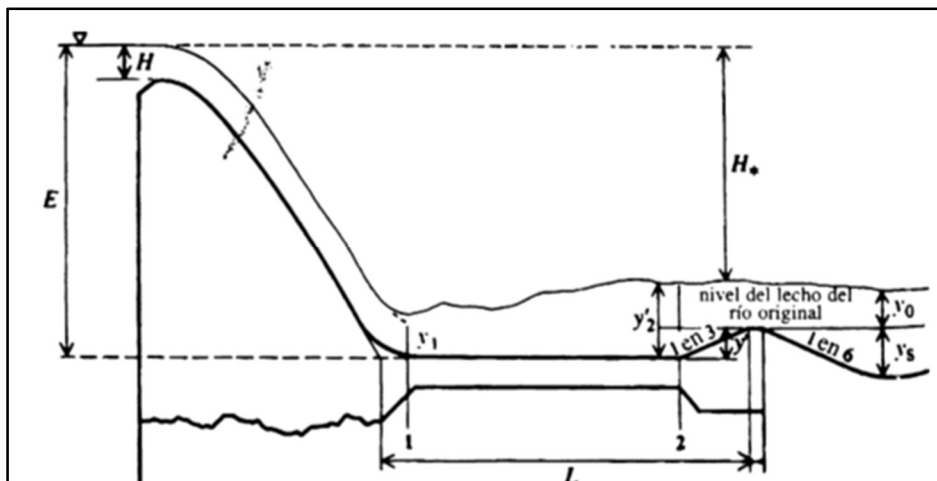


Figura N°4: Perfil Barraje y colchón disipador

FUENTE: Novak (2001)

C. Ventana de captación

Llamada también primer rebose, viene a ser una abertura con enrejado que impide el paso de material sólido y flotante demasiado grueso, ubicado en una pantalla o un vertedero, generalmente perpendicular al eje del barraje, siendo a través de dicha ventana que un determinado volumen de aguas del río es captado y vertido al desripiador. Además, este rebose contribuye a limitar el ingreso de material sólido.

Sus dimensiones son calculadas en función del caudal a derivar y de las condiciones económicas más aconsejables.

D. Desripiador

Según Rocha (2005) señala que el desripiador es un canal paralelo a la corriente principal ubicada después de la ventana de captación y que es normal a la dirección de la corriente que ingresa a la captación; permite la eliminación de los sólidos cuando las circunstancias hidráulicas y topográficas lo permiten.

Es decir, tiene como finalidad eliminar el excedente del caudal captado y principalmente decantar el material sólido que hubiese ingresado a través de la ventana de captación y de no ser eliminado daría lugar a la colmatación.

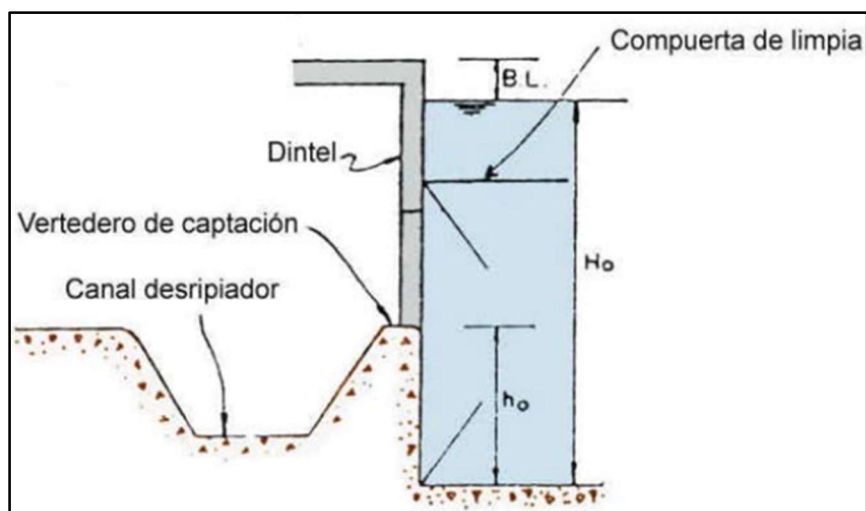


Figura N°5: Desripiador.

FUENTE: Mansen (s.f)

E. Canal de limpia

Según Alfaro (1981) es un canal ubicado junto a la ventana de captación, con la finalidad de eliminar el material sólido que hubiera sedimentado frente a ella, y que de no ser eliminado podría dar origen a la inutilización de la toma. Además, en época de avenidas sirve para desaguar parte del caudal de agua. El ingreso de las aguas a este canal, está controlado por un sistema de compuertas.

F. Transición de entrada al canal

Al ingresar el agua al desrpiador que es una estructura ancha al inicio y se va angostando hasta entregar el flujo al canal principal que generalmente tiene es de una sección más estrecha. Por ende, es necesario intercalar una transición entre las dos estructuras para evitar que existan grandes pérdidas de energía entre la ventana de captación y el canal

G. Desarenador

Según UNATSABAR (2005), el desarenador es una estructura diseñada con la finalidad de decantar arenas de diámetro superior a 0.2 mm, que ingresan en la captación de caudales en una Toma y que provienen del arrastre en suspensión de las partículas en el río. Esta estructura está compuesta por Naves de decantación las que a su vez cuentan con una fuga de limpia al final de su longitud.

El desarenador es una estructura importante porque sin él, podríamos ocasionar daños en otras estructuras como disminución de sección transversal en canales, interrupción del servicio de abastecimiento. Por consiguiente, mayor consto de mantenimiento.

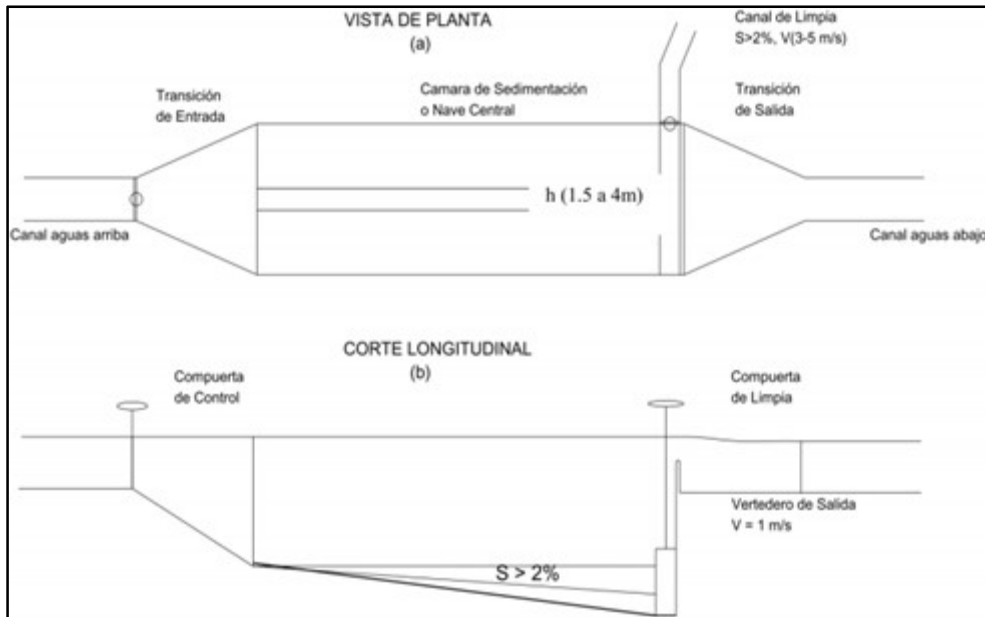


Figura N°6. Elementos del Desarenador.

FUENTE: Ponce (2015)

- Transición de entrada. - Une al canal con el desarenador.
- Cámara de sedimentación o nave central. - Las partículas sólidas se decantan, debido a la disminución de la velocidad producida por el aumento de la sección transversal. La sección transversal se diseña para: velocidades entre 0.1-0.4m/s., la profundidad de la nave esta entre 1.5 a 4m (Figura 6 a), la sección transversal puede ser rectangular o trapezoidal, el fondo de la nave tiene una pendiente horizontal entre 2-6% (Figura 6 b).
- Vertedero de salida. - Se ubica al final de la nave sobre el cual el agua limpia pasa hacia el canal agua abajo. La velocidad sobre el vertedero debería ser igual a la velocidad de sedimentación en la nave y como máximo se admite que sea 1m/s, si se tiene velocidades mayores se puede generar turbulencia.
- Compuerta de limpia. - Sirve para desalojar los materiales depositados en el fondo. Se debe hacer un estudio de la cantidad y tamaño de sedimentos que transporta el agua para así diseñar una adecuada capacidad del colector y no necesitar lavarlo con demasiada frecuencia.

H. Muros de encauzamiento

Son estructuras dispuestas sobre el cauce del río, generalmente en sus márgenes, con el objetivo de guiar las aguas evitando al mismo tiempo que estas se desborden causando inundaciones, que además de afectar las áreas colindantes pueden causar daños a la estructura hidráulica, así como también evitan que las aguas erosionen las riberas y provoquen la socavación de las mismas.

Al momento de diseñar el muro de encauzamiento se debe tener en cuenta el tirante máximo y el borde libre, para evitar lo antes mencionado.

2.3.3 Toma Tirolesa.

Son tomas cuyas estructuras de captación se encuentran dentro de la sección del barraje, protegido por una rejilla que impide el ingreso de piedras o materiales. Estas tomas no son recomendables en ríos donde el arrastre de sedimentos es intenso, y que podrían causar rápida obstrucción de las rejillas. Las barras de la rejilla tienden a estar en dirección del flujo de la corriente, y los sedimentos que logren pasar por la rejilla son transportados con el agua derivado y deben ser separados posteriormente.

Para el diseño de la toma en el lecho del río se considera lo siguiente:

- Ángulo de inclinación de la rejilla, recomendado entre 5° y 35° .
- Fijación firme de las barras de la rejilla hacia la estructura de concreto.
- Pendiente suficiente del colector para la evacuación de los sedimentos que lograron ingresar a través de la rejilla.

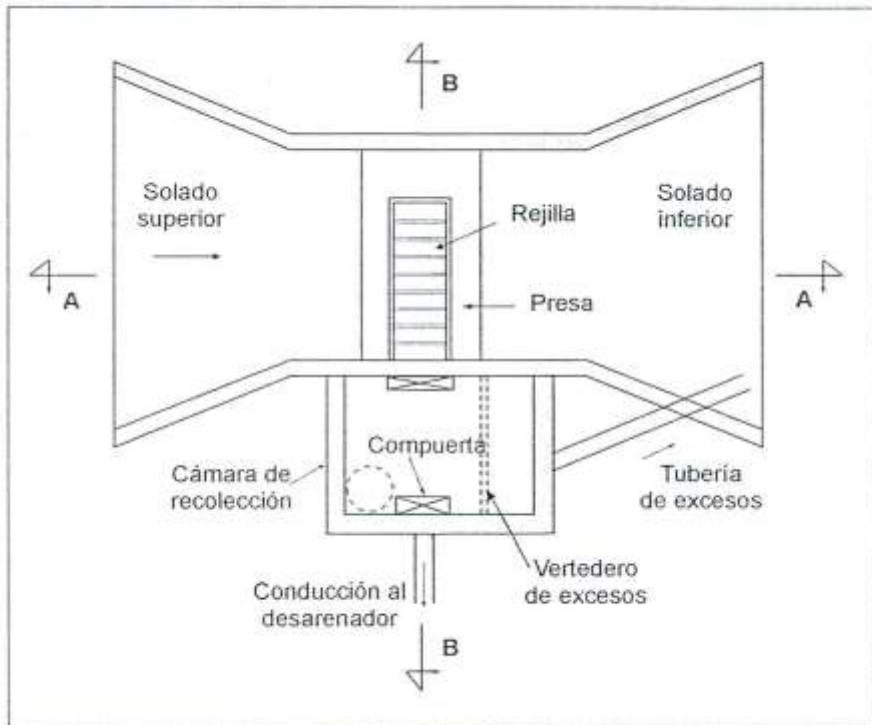


Figura N°7: Plano de planta, Bocatoma Tirolesa
FUENTE: Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados

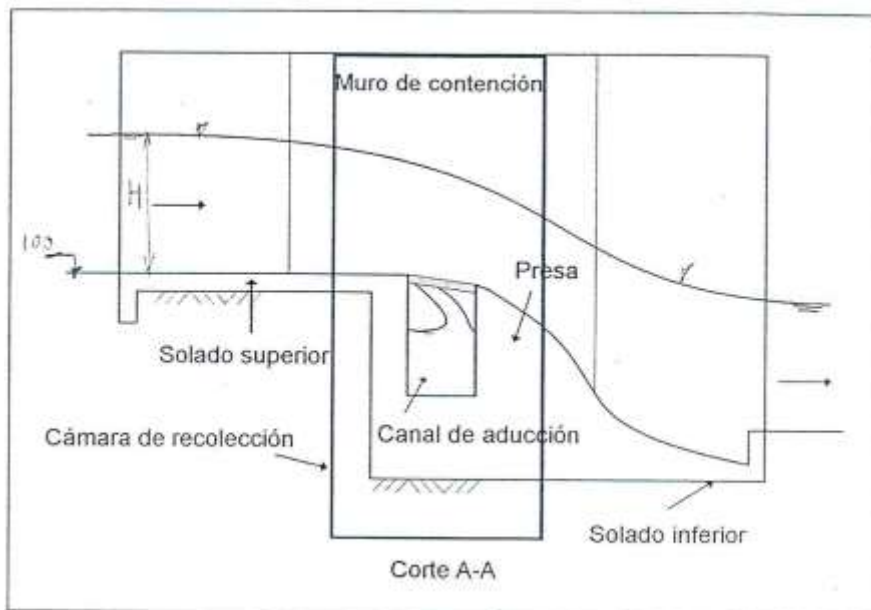


Figura N°8: Plano de corte, Bocatoma Tirolesa
FUENTE: Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados

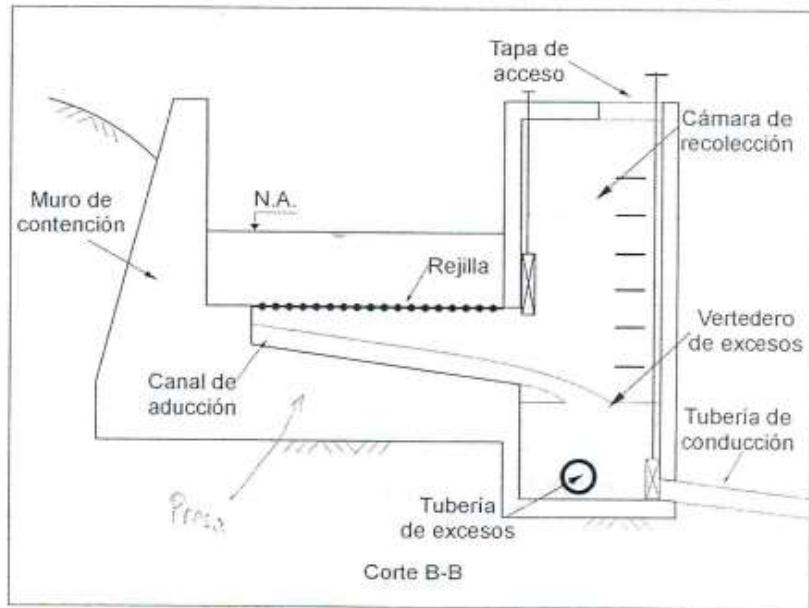


Figura N°9: Plano de corte, Bocatoma Tirolesa

FUENTE: Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados

2.3.3.1 Partes de una bocatoma Tirolesa.

A. Barraje o presa

Estructura que es construida en dirección perpendicular a la corriente de agua, generalmente es de concreto reforzado, su función es aumentar el nivel del agua del río para garantizar el ingreso del agua por la rejilla y consecuentemente el canal colector.

B. Solados o zampeados

Estructura que son construidas aguas arriba y aguas abajo, también llamados enrocados de protección, generalmente son de concreto ciclópeo, su finalidad es evitar procesos erosivos; así como también reducir las cargas sub superficiales.

C. Rejilla

Se localiza en la parte superior de la presa, está conformado de barras de hierro de sección rectangular, colocadas de forma paralela a la corriente del río, no se aconseja las barras de sección circular, pues se obstruyen más rápidamente con arena y piedra fina y son más difíciles de limpiar y dar mantenimiento.

La separación entre las barras varía de 2 a 6 cm. La sección de las barras se escoge en función de su longitud y en base de consideraciones mecánicas, es decir que puedan resistir sin deformarse el peso de piedras grandes.

D. Muros de encauzamiento

Son estructuras que protegen los taludes de la erosión, con el objetivo de guiar las aguas y encauzarlas para el flujo ingrese por el canal colector.

Al momento de diseñar el muro de encauzamiento se debe tener en cuenta el tirante máximo y el borde libre.

E. Canal de aducción.

Recibe el agua a través de la rejilla y entrega a el canal de limpia o desripador. Tiene una pendiente entre 1y 4 por cierto, esto con el fin de dar velocidad mínima adecuada para que las piedras que logren pasar la rejilla caigan hacia el desripador. La sección de este canal puede ser rectangular o semicircular, siendo más eficiente la sección semicircular es más difícil en el proceso de construcción comparado con la sección rectangular.

2.4 Finalidad de la construcción de la bocatoma

La finalidad u objetivo del diseño y construcción de una bocatoma es uno los criterios principales para la clasificación de las obras de toma. Desde este punto de vista se clasifican en función de las características del proyecto al que sirven. Es así como se tiene:

- Obras de toma para abastecimiento de agua potable.
- Obras de toma para irrigación.
- Obras de toma para centrales hidroeléctricas.
- Obras de toma para industria y minería.
- Obras de toma para uso múltiple.

2.5 Problemas que presentan la bocatoma

En los grandes aprovechamientos hidráulicos el costo de la bocatoma representa solo un porcentaje muy pequeño del costo total del proyecto. La consecuencia práctica de este hecho es que no se debe escatimar esfuerzos ni tratar de obtener una “estructura económica”, sino que se debe buscar el máximo de seguridad. Para el estudio de una bocatoma es necesario tener en cuenta que un río transporta lo siguiente

- Agua proveniente de las precipitaciones que ocurre en la cuenca.
- Sedimentos provenientes de la erosión de la cuenca.
- Cuerpos extraños como árboles, plantas, residuo sólido, y desperdicios.

Los dos primeros aspectos mencionados constituyen las funciones naturales de un río. El transporte de cuerpos extraños constituye una función no natural, pero que lamentablemente es muy frecuente entre nosotros. En general, el diseño y operación de una bocatoma en muchos de los ríos en las cuencas hidrográficas presentan problemas especiales debidos, entre otras, a las siguientes circunstancias:

- Inestabilidad fluvial e irregularidad de las descargas.
- Insuficiente información hidrológica.
- Gran transporte de sedimentos y cuerpos extraños.
- Aparición eventual de máximas avenidas.

2.6 Elementos fundamentales que deben ser tomados en cuenta previo a realizar el diseño.

Antes de iniciar el diseño de una bocatoma, se debe analizar los siguientes aspectos:

2.6.1 Ubicación

Es de suma importancia la ubicación de la bocatoma en el cauce del río, por lo que se recomienda que el sitio elegido reúna por lo menos las siguientes condiciones:

- La dirección a ruta del flujo de agua debe ser lo más estable o definido.
- La captación del agua a ser derivada debe ser posible aún en época de estiaje.
- La entrada de sedimentos hacia el caudal de derivación debe ser limitado en el máximo posible.

Un punto recomendable para cumplir las condiciones anteriores, se encuentra ubicado inmediatamente aguas abajo del centro de la parte cóncava en los tramos curvos del río.

Lógicamente, este punto estará condicionado a cumplir las condiciones topográficas, condiciones geológicas y geotécnicas, condiciones sobre facilidades constructivas (disponibilidad de materiales o canteras cercanas al lugar), evitar posibles inundaciones o daños a construcciones vecinas, etc.

2.6.2 Topografía

Según Mansen (s. f.) para definir la posible ubicación, se realizarán los siguientes trabajos topográficos:

- Levantamiento en planta del cauce del río, entre 500m. a 1000m; tanto aguas arriba como aguas abajo del eje del barraje, la escala recomendada es 1:2000.
- Levantamiento localizado de la zona de ubicación de la bocatoma, se recomienda un área de 100m. x 100m. como mínimo, la escala no debe ser menor de 1:500.
- Perfil longitudinal del río, por lo menos 1000m, tanto aguas arriba como aguas abajo del eje del barraje; la escala recomendada es $H = 1:2000$ Y $V = 1:200$.
- Secciones transversales del cauce del río a cada 50m. en un tramo comprendido 1000m. aguas arriba y 500m. aguas abajo del eje del barraje; la escala variara entre 1:100 y 1:200

2.6.3 Condiciones geológicas y geotécnicas

Es importante conocer las condiciones geomorfológicas, geológicas y geotécnicas, ya que su conocimiento permitirá dimensionar en mayor seguridad la estructura; por lo que se recomienda la obtención de los siguientes datos como resultado de los estudios geológicos – geotécnicos:

- Curva de graduación del material conformarte del lecho del río.

- Sección transversal que muestre la geología de la zona de ubicación de la bocatoma.
- Coeficiente de permeabilidad.
- Capacidad portante del suelo.
- Cantidad de sedimento que transporta el río.

2.6.4 Información hidrológica

Es de suma importancia conocer el comportamiento hidrológico del río, ya que esto permitirá garantizar el caudal a derivar y así como definir el dimensionamiento de los elementos conformantes de la bocatoma. Entre los datos a obtener son:

- Caudal del diseño para una avenida máxima.
- Caudales medios y mínimos.
- Curva de caudal versus tirante en la zona del barraje.

Es lógico suponer que, para el proyecto de riego de la zona que va a servir la bocatoma, se ha ejecutado un estudio hidrológico detallado de las posibles fuentes de agua, por lo que se da por descontado que existe un estudio hidrológico sumamente detallado, y que, para nuestro caso, sólo se usaran los datos anteriormente recomendados.

2.6.5 Condiciones ecológicas

Siempre toda construcción en un río causa alteración del equilibrio ecológico de la zona, sobre todo en lo relacionado con la fauna. Es por esta razón que, se debe tratar de no alterar dicho equilibrio mediante la construcción de estructuras que compensen este desequilibrio causado por la bocatoma; aunque debemos reconocer que, en nuestro país estas estructuras son de costo elevado y que siempre se tratan de obviar por limitaciones presupuestales; como por ejemplo la escalera de peces y camarones.

2.6.6 Otros

En este grupo se puede incluir las limitaciones u obligaciones que se deben tener en cuenta para la construcción de la bocatoma; estas son de orden legal, ya que, mediante la bocatoma por efecto del remanso que se forma, podrían inundarse terrenos aledaños o construcciones anteriores (puentes, caminos, etc.). Asimismo, en algunos casos será necesario pedir autorización del Instituto Nacional de Cultura por la existencia de restos arqueológicos. Por este motivo, todo diseño deberá ser previamente coordinado entre todos los demás entes estatales y particulares que estén relacionados de alguna manera con el río donde se va a construir la bocatoma, con el fin de evitar duplicidad o generación de problemas en proyectos similares por la construcción de una estructura en el mismo cauce.

III. MATERIALES Y METODOLOGIA

3.1 Materiales

Se cuenta con la siguiente información de estudios a nivel de expediente técnico “Construcción del sistema de riego Mayobamba” – Instituto nacional de desarrollo – Proyecto especial sierra centro sur.

3.1.1 Estudio topográfico

Como en toda elaboración de estudio para obras de infraestructura, es de necesidad primaria conocer la topografía del terreno donde se alojará la estructura en un plano.

3.1.1.1 Información cartográfica.

La información cartográfica es de suma importancia, debido a que facilita mucho el trabajo de reconocimiento de la zona, dicha información consiste en cartas geográficas a escalas 1:25000, 1:100000 de la zona de estudio, así como también imágenes satelitales y fotos aéreas.

Para el presente trabajo se contó con la siguiente información:

- Carta Nacional a escala 1:25000, laminas NO 25 – 1, SO 25 – 1, NE 25 – 4, SE 25 – 4.

3.1.1.2 Levantamiento topográfico.

El levantamiento topográfico consistió en determinar datos en el campo para construir un plano, el cual muestre la configuración de la superficie de la tierra y la situación de los objetos naturales y artificiales, es decir, es la operación de representar todas las características existentes en el terreno en un plano topográfico.

Para llevar a cabo el trabajo del levantamiento topográfico, se realizó un levantamiento planimétrico, cuya metodología consistió en una poligonal de apoyo, la cual fue amarrada con la línea de trazo proyectada y, a los puntos de control existentes. Para mayor claridad

se está presentando un plano en planta con sus respectivas coordenadas UTM (Sistema WGS 84)

El instrumento EDM (Instrumento Electrónico para la medición de distancias) que se empleó para llevar a cabo estos trabajos fue la estación total de alta precisión marca Topcon modelo GTS 3005LW con una precisión de lectura de 0.03mm y alcance de hasta 2 km con prisma y velocidad de lectura de 5 segundos.

3.1.1.3 Trabajo de gabinete.

Los trabajos realizados en gabinete fueron hechos por el técnico topógrafo encargado del levantamiento con conocimiento y dominio de programas de ingeniería como AutoCAD civil 3D y otras herramientas útiles para dicho trabajo.

La información fue evaluada y tratada. Posteriormente se elaboraron los planos topográficos, y se procesó la información de las libretas de campo. Se obtuvieron planos topográficos con curvas de nivel a cada 1.00 m.

3.1.2 Estudio hidrológico

3.1.2.1 Cuenca de interés.

Los parámetros que definieron las características de las cuencas fueron:

- El Área:
- Perímetro:
- La Forma De La Cuenca
- El Tiempo De Concentración De Una Cuenca

La cuenca de interés comprende desde las nacientes del río Mayobamba hasta el punto en el cual se inicia el curso más largo del Río.

De la información cartográfica disponible que corresponde a Cartas Nacionales IGN a escala 1:100,000, se desprende que el área de cuenca hasta el punto de interés tiene la siguiente información. Los principales parámetros fueron los siguientes.

Área de la cuenca	2010 km ²
Elevación del punto de interés	3033 msnm
Elevación del punto más alto de la cuenca	4900 msnm
Desnivel	1867 m
Perímetro de la cuenca	250 km
Largo de la cuenca	48 km
Ancho de la cuenca	42 km
Longitud del curso principal	63 km
Pendiente	2.98 %
Factor de forma	0.90
Índice de compacidad	1.56
Tiempo de concentración	6.31 horas.

3.1.2.2 Determinación de caudales máximos en sitio de interés.

La ocurrencia de caudales extraordinariamente altos o caudales máximos instantáneos en el río Mayobamba origina los procesos erosivos más destructivos; por lo cual, fue necesario cuantificar dichos eventos para ser considerados en el dimensionamiento de la bocatoma de captación.

A. Método regional

En el método regional para la determinación de máximas descargas instantáneas se consideró que, los valores de caudales máximos instantáneos tuvieron una relación directa con el área de cuenca y con sus parámetros geomorfológicos más representativos, por lo tanto, se pudo formular ecuaciones simples en función del área.

Para la aplicación del método regional en el río de interés y ante la carencia de información hidrométrica, se procedió a la utilización de curvas o ecuaciones regionales para zonas similares al área del proyecto obtenidas por SENAMHI y presentadas en su mapa de regionalización de máximas avenidas. De acuerdo con la información antes citada, para el área del proyecto SENAMHI recomendó el uso de la siguiente fórmula:

$$Q_{Tr} = (C1 + C2) \text{Log Tr } A^{m A^{-n}} \quad (3.1)$$

En donde C1, C2, m y n son valores que corresponden a las características geomorfológicas de la cuenca en análisis. Para la zona de estudio, los valores aproximados fueron los siguientes:

$$C1 = 0.18$$

$$C2 = 0.31$$

$$m = 1.24$$

$$n = 0.04$$

Además:

Q_{Tr} : Caudal máximo instantáneo para un período de retorno (Tr) en años

A : Área de la cuenca en Km²

Tr : Período de retorno en años

Mediante la aplicación de la fórmula (3.1), los datos del río Mayobamba, se ha calculado el caudal máximo instantáneo para un período de retorno dado.

$$Q_{25 \text{ AÑOS}} = 720 \text{ m}^3/\text{s} \text{ caudal de máxima ordinaria}$$

$$Q_{50 \text{ AÑOS}} = 875 \text{ m}^3/\text{s} \text{ caudal de máxima extra ordinaria}$$

$$Q_{100 \text{ AÑOS}} = 1030 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{200 \text{ AÑOS}} = 1185 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{500 \text{ AÑOS}} = 1390 \text{ m}^3/\text{s}$$

B. Fórmula del IILA modificada

Se tiene la siguiente expresión para la intensidad y precipitación:

$$I_{(t,T)} = a * (1 + k * \text{Log}(T)) * (t)^{n-1} \quad (3.2)$$

$$P_{(t,T)} = a * (1 + k * \text{Log}(T)) * (t)^n \quad (3.3)$$

Donde

I: Intensidad de la lluvia (mm/hora)

- a: Parámetro de intensidad (mm)
- k: Parámetro de frecuencia (adimensional)
- b: Parámetro (hora)
- n: Parámetro de duración (adimensional)
- t: Duración (horas)

$$P_{24} = \varepsilon_g * (1 + k * \text{Log}(T)) \quad (3.4)$$

Donde

- a : $(1/t_g)^n * \varepsilon_g$
- P_{24} : Máxima precipitación en 24 horas
- T : Período de retorno (años)
- t_g : Duración de la lluvia diaria, asumido un promedio de 15.2 para Perú
- k : k'_g
- b : 0.4 horas (sierra)
- ε_g : Parámetro para determinar P_{24}

El proyecto se ubicó en:

- Zona : 123
- k'_g : 0.553
- Subzona : 123₅
- ε_g : 24.0
- Estación : 850-903
- Nº total de estaciones : 2
- n : 0.353
- a : 9.2

Entonces:

$$I_{(t,T)} = 9.2 * (1 + 0.553 * \text{Log}(T)) * (15.6)^{0.353-1}$$

$$P_{24} = 9.2 * (1 + 0.553 * \text{Log}(T)) * (15.6)^{0.353}$$

Mediante la aplicación de las fórmulas (3.2) y (3.3) y reemplazando los datos y parámetros del río Mayobamba, se calculó la precipitación producida por una tormenta de duración media 15.6 horas.

P _{25 AÑOS}	= 43.02 mm (máxima ordinaria)
P _{50 AÑOS}	= 47.06 mm
P _{100 AÑOS}	= 51.10 mm (máxima extra ordinaria)
P _{200 AÑOS}	= 55.14 mm
P _{500 AÑOS}	= 60.47 mm

C. Hidrograma unitario de Snyder.

Snyder definió el hidrograma unitario estándar como aquel cuya duración de lluvia (t_r) está relacionado con el retardo de cuenca (t_p).

$$t_p = 0.75 * C_t * (L * L_c)^{0.3} \quad (3.5)$$

Donde:

- t_p = tiempo de retardo de la cuenca (h).
- C_t = coeficiente adimensional (1.8 a 2.2)
- L = Longitud del río principal (km).
- L_c = Longitud del curso principal al centro de gravedad de la olla (km).

Entonces:

$$\begin{aligned} C_t &= 2.2 \\ L &= 63 \text{ km} \\ L_c &= 33 \text{ km} \end{aligned}$$

Reemplazando en la ecuación (3.5) se obtuvo:

$$\begin{aligned} t_p &= 0.75 * 2.2 * (63 * 33)^{0.3} \\ t_p &= 16.32 \text{ horas} \end{aligned}$$

El caudal pico del hidrograma unitario (q_p) por mm de lluvia neta ($m^3/s/mm$) está expresado como:

$$q_p = 0.275 * C_p * A / t_p \quad (3.6)$$

donde:

C_p : Coeficiente adimensional variable de 0.56 a 0.69

A : Área de la cuenca (km^2)

t_p : Tiempo de retardo de la cuenca (h).

Reemplazando en la ecuación (3.6) se obtuvo:

$$q_p = 0.275 * 0.56 * 2010 / 16.32$$
$$q_p = 19.867$$

Finalmente, el caudal se calculó con la siguiente ecuación:

$$Q = q_p * h_{pe} \quad (3.7)$$

Donde:

h_{pe} : Altura de precipitación en exceso

Entonces, reemplazando los resultados de la ecuación (3.3) en la ecuación (3.7) se obtuvo:

$$Q_{25 \text{ AÑOS}} = 807 \text{ m}^3/\text{s} \text{ caudal de máxima ordinaria}$$
$$Q_{50 \text{ AÑOS}} = 882 \text{ m}^3/\text{s} \text{ caudal de máxima extra ordinaria}$$
$$Q_{100 \text{ AÑOS}} = 958 \text{ m}^3/\text{s}$$
$$Q_{200 \text{ AÑOS}} = 1034 \text{ m}^3/\text{s}$$
$$Q_{500 \text{ AÑOS}} = 1134 \text{ m}^3/\text{s}$$

D. Fórmulas empíricas.

- Fórmula de INERHI

$$Q = 25 * A * K / (A + 57)^{0.5} \quad (3.8)$$

Donde:

A: Área de la cuenca

K: Coeficiente adimensional en función del período de retorno

Reemplazando en la ecuación (3.8) se obtuvo:

$$Q_{25 \text{ AÑOS}} = 560 \text{ m}^3/\text{s} \text{ caudal de máxima ordinaria (k=0.507)}$$

$$Q_{50 \text{ AÑOS}} = 634 \text{ m}^3/\text{s} \text{ caudal de máxima extra ordinaria (k=0.574)}$$

$$Q_{100 \text{ AÑOS}} = 714 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (k=0.646)}$$

$$Q_{200 \text{ AÑOS}} = 790 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (k=0.715)}$$

$$Q_{500 \text{ AÑOS}} = 946 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (k=0.856)}$$

3.1.2.3 Determinación de caudales medios mensuales en la cuenca de interés.

A. Altitud media de la cuenca.

Como se ha indicado anteriormente la cota de captación es de 3033 msnm y la cuenca tiene una elevación máxima de 4950 msnm habiéndose, por lo que se estimó una altitud media de 3200 msnm para la cuenca, consecuentemente, los valores estimados de precipitación fueron considerados para esta posición.

B. Precipitación.

Actualmente, la zona de estudio no cuenta con estación meteorológica en servicio. Por lo tanto, se consideraron los datos de precipitaciones registradas en estaciones cercanas, ubicadas en zonas con similitud hidrológica a la cuenca en estudio y se seleccionaron aquellos datos con mayor correlación. El régimen de precipitaciones en la zona mostró que los meses más secos corresponden a los meses comprendidos entre mayo a octubre y que la época más lluviosa corresponde al periodo entre diciembre y marzo.

TABLA N° 6: Precipitaciones promedio mensuales (mm)

ESTACION	ALTITUD	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
CHAQUICCOCHA	4114	141.10	229.80	199.20	68.90	24.30	10.60	22.40	29.80	60.00	67.60	82.70	161.70	1098.10
CHOCCORO	4025	131.40	182.90	181.60	59.90	31.20	16.10	26.60	36.90	42.80	80.20	56.30	109.30	955.20
CUCHOQUESERA	3750	170.10	187.00	162.30	63.20	17.10	11.20	22.70	33.00	35.30	57.40	62.40	98.60	920.30
PUTACCA	3550	162.80	171.70	147.50	49.70	21.70	11.80	16.00	20.90	28.50	58.70	71.10	129.60	890.00
CHONTACA	3525	162.50	149.90	136.90	62.60	13.50	9.60	13.20	15.80	27.70	52.00	63.10	97.80	804.60
PAMPA CANGALLO	3350	144.60	132.00	140.00	40.00	9.00	4.50	7.50	15.90	32.90	38.10	60.10	99.00	723.60
CHURCAMP	3200	116.40	103.70	93.90	40.00	19.60	10.90	8.90	11.70	31.50	48.50	61.00	79.10	625.20
HUANCAPI	3061	113.50	123.90	129.50	30.70	10.60	2.80	6.40	8.70	21.70	35.00	37.90	63.00	583.70

ESTACION INFERIDA

CUENCA	3200	134.55	122.69	119.55	39.65	12.87	6.72	8.26	12.03	25.13	41.39	53.66	80.62	657.12
--------	------	--------	--------	--------	-------	-------	------	------	-------	-------	-------	-------	-------	--------

FUENTE: Estudio Hidrológico del proyecto “construcción del sistema de riego Mayobamba” (2006)

C. Caudales.

Actualmente en la zona de estudio no cuenta con una estación hidrométrica en servicio. Por ello, la generación de caudales medio mensuales se calculó en función a la precipitación del mes con el área de la cuenca con un factor de correlación el mismo que se indica en el siguiente cuadro.

TABLA N° 7: Descripción de la cuenca

Descripción	Cuenca
Área de la cuenca.	2010 km ²
Altitud media de la cuenca.	3200 msnm
Punto de interés.	3033msnm
Precipitación total.	657.1 mm/año
Precipitación al 75%.	492.8 mm/año
Coefficiente de escorrentía.	0.70

FUENTE: Elaboración propia.

TABLA N° 8: Generación de caudales en la cuenca Trapiche-quebrada Mayobamba

MES	N° DE DIAS	PRECIPITACION TOTAL	PRECIPITACION AL 75%	CAUDAL MAYOBAMBA	VOLUMEN GENERADO
		MM	MM	LPS	M3
ENERO	31	134.55	100.91	53,011	141,983,888
FEBRERO	28	122.69	92.02	53,517	129,468,623
MARZO	31	119.55	89.66	47,101	126,155,138
ABRIL	30	39.65	29.74	16,142	41,840,663
MAYO	31	12.87	9.65	5,071	13,581,068
JUNIO	30	6.72	5.04	2,736	7,091,280
JULIO	30	8.26	6.20	3,363	8,716,365
AGOSTO	31	12.03	9.02	4,740	12,694,658
SETIEMBRE	30	25.13	18.85	10,231	26,518,433
OCTUBRE	31	41.39	31.04	16,307	43,676,798
NOVIEMBRE	30	53.66	40.25	21,846	56,624,715
DICIEMBRE	31	80.62	60.47	31,763	85,074,255
TOTAL		657.12	492.84		693,425,880

FUENTE: Estudio Hidrológico del proyecto “construcción del sistema de riego Mayobamba” (2006)

El caudal medio mensual fue calculado usando el 75% de la precipitación mensual además de un factor de corrección de 0.70 que en total significa una corrección de 0.525. Se pudo establecer que para el mes más crítico el rendimiento de la cuenca tiene 1.24

lps/km² siendo este valor relativamente inferior frente a cuencas similares que normalmente reportan valores mayores de 3 lps/km². Consecuentemente los caudales indicados son los más bajos que se producirán en la cuenca cuando normalmente lo que existe es mayor.

D. Generación de caudales por medio de similitud de cuencas.

En el presente trabajo de investigación, se usó datos provenientes de la estación SANTA ELENA – SICRA cuya extensión de cuenca hidrográfica es de 595 km² con una altitud de 3600 msnm ubicada en las coordenadas de latitud sur 13°02'00" y longitud oeste de 74°43'00" de la que se tiene la siguiente información:

TABLA N° 9: Cálculo del módulo por similitud de cuencas

MES	N° DE DIAS	PRECIPITACION TOTAL	CAUDAL GENERADO	MODULO
		MM	LPS	LPS /KM2/MM
ENERO	31	163.75	17,460	0.179
FEBRERO	28	206.25	23,510	0.192
MARZO	31	203.04	21,650	0.179
ABRIL	30	90.85	10,010	0.185
MAYO	31	41.27	4,400	0.179
JUNIO	30	20.96	2,310	0.185
JULIO	30	17.25	1,840	0.179
AGOSTO	31	15.10	1,610	0.179
SEPTIEMBRE	30	26.15	2,880	0.185
OCTUBRE	31	39.77	4,240	0.179
NOVIEMBRE	30	69.60	7,670	0.185
DECEMBER	31	78.50	8,370	0.179
TOTAL		972.49		

FUENTE: Estudio Hidrológico del proyecto “construcción del sistema de riego Mayobamba” (2006)

El módulo está referido al caudal unitario con referencia al área de la cuenca hidrográfica y la precipitación total en el mes. Se tuvo en cuenta el área de la cuenca del río Mayobamba y las precipitaciones totales mensuales inferidas se tiene los siguientes caudales generados.

TABLA N° 10: Caudal generado con precipitación de la cuenca de interés

MES	N° DE DIAS	PRECIPITACION TOTAL MM	MODULO LPS/KM2/MM	CAUDAL GENERADO LPS
ENERO	31	134.55	0.179	48,465
FEBRERO	28	122.69	0.192	47,244
MARZO	31	119.55	0.179	43,063
ABRIL	30	39.65	0.185	14,758
MAYO	31	12.87	0.179	4,635
JUNIO	30	6.72	0.185	2,502
JULIO	30	8.26	0.179	2,976
AGOSTO	31	12.03	0.179	4,333
SEPTIEMBRE	30	25.13	0.185	9,350
OCTUBRE	31	41.39	0.179	14,907
NOVIEMBRE	30	53.66	0.185	19,976
DICIEMBRE	31	80.62	0.179	29,039
TOTAL		657.12		

FUENTE: Estudio Hidrológico del proyecto “construcción del sistema de riego Mayobamba” (2006)

Estos caudales medios mensuales generados tuvieron bastante similitud con lo calculado anteriormente; por tal razón se ha establecido que el caudal crítico correspondería al mes de junio con un valor de 2.50 m³/s.

3.1.2.5. Determinación de la demanda de agua.

A. Uso consuntivo

Se expresa mediante la tasa de evapotranspiración (ETc.) en mm/día o mm/mes, la cual depende, además de los factores del clima que afectan a la evaporación (Temperatura, humedad del aire, viento e intensidad de radiación solar), de las características fisiológicas de la cobertura vegetal y de la disponibilidad de agua en el suelo para satisfacer la demanda hídrica de la planta (transpiración y nutrición).

Como la cantidad de agua que utiliza la planta para nutrirse es sólo en 1% de la que transpira, los términos uso consuntivo y evapotranspiración se pueden tomar como sinónimos.

B. La Evapotranspiración potencial del cultivo de referencia (ET_o).

La evapotranspiración potencial de un cultivo de referencia (ET_o) en mm/día, fue definida por Doorembos y Pruitt (FAO, 1975) como: “La tasa de evaporación en mm/día de una extensa superficie de pasto (grama) verde de 8 a 15 cm de altura, en crecimiento activo, que sombrea completamente la superficie del suelo y que no sufre de escasez de agua”.

C. La evapotranspiración real (ET_r)

En la práctica, los cultivos se desarrollan en condiciones de humedad muy lejanas de las óptimas. Por este motivo para calcular por ejemplo, la demanda de riego, se realiza en base a la evapotranspiración real (ET_r), la cual toma en consideración al agua disponible en el suelo y las condiciones ambientales en las cuales se desarrolla un cultivo determinado. Siempre y cuando el cultivo en consideración disponga de agua en abundancia (después de un riego o de una lluvia intensa) y en condiciones de buena aireación del suelo, ET_r equivale a ET_c.

La ET_r nunca será mayor que ET_c; al aumentar la tensión del agua en el suelo, disminuye la capacidad de las plantas para obtener el volumen de agua requerido al ritmo impuesto por las condiciones del ambiente. Bajo estas condiciones disminuye la transpiración del cultivo por lo tanto ET_r es inferior a ET_c y también inferior a ET_o.

La evapotranspiración real de un cultivo, en cierto momento de su ciclo vegetativo, puede expresarse como:

$$ET_r = ET_o * k \quad (3.9)$$

Donde:

k: Coeficiente que corrige por la fase vegetativa del cultivo y por el nivel de humedad en el suelo.

En un suelo sin limitación alguna para la producción, en lo que respecta a condiciones físicas, fertilidad y salinidad, k puede discriminarse así:

$$k = k_c * k_h \quad (3.10)$$

Donde:

k_c : Coeficiente de cultivo

k_h : Coeficiente de humedad del suelo

El coeficiente de cultivo k_c , depende de las características anatomorfológicas y fisiológicas de la especie y expresa la variación de su capacidad para extraer agua del suelo durante el ciclo vegetativo. La especie vegetal y el tamaño de la planta representada por su volumen foliar y radical, gobierna el coeficiente k_c .

El período vegetativo de los cultivos normalmente se diferencia en cuatro etapas o fases:

- Inicial: Desde la siembra hasta un 10% de la cobertura del suelo aproximadamente.
- Desarrollo: Desde el 10% de cobertura y durante el crecimiento activo de la planta.
- Media: Entre la floración y fructificación, correspondiente en la mayoría de los casos al 70 al 80% de la cobertura máxima de cada cultivo.
- Maduración: Desde la madurez hasta su cosecha.

El coeficiente de humedad, k_h es una expresión del mecanismo de transporte de agua a la atmósfera a través del suelo y de la planta, que depende del grado de disponibilidad de agua, del gradiente de potencial hídrico entre el suelo y la atmósfera circundante y de la capacidad de dicho sistema para conducir agua. Cuando el suelo se va secando, se incrementa la resistencia a la difusión a través de las estomas de la vegetación y del espacio poroso del suelo.

D. Métodos de Thornthwaite para estimar la evapotranspiración potencial.

El procedimiento de cálculo es el siguiente:

d.1. Se calcula el 'Índice de calor mensual', i , a partir de la temperatura media mensual ($^{\circ}\text{C}$):

$$i = (t/5)^{1.514} \quad (3.11)$$

d.2. Se calcula el 'Índice de calor anual', I, sumando los 12 valores de i.

$$I = \sum i$$

d.3. Se calcula la ETo mensual sin corregir mediante la siguiente ecuación:

$$ETo = 16(10t/I)^a \quad (3.12)$$

Donde:

$$a = 675 * 10^{-9} I^3 - 771 * 10^{-7} I^2 + 1792 * 10^{-5} I + 0.49239 \quad (3.13)$$

d.4. Corrección para el N° de días del mes y N° de horas de sol.

$$ETo \text{ (corregida)} = ETo * (N/12) (d/30) \quad (3.14)$$

E. Precipitación pluvial.

De la cantidad de lluvia que cae en una zona agrícola, una parte es aprovechada por el cultivo y otra se pierde por escorrentía, así como también, percolación profunda y evaporación. Se considera como precipitación efectiva, la que es utilizada por el cultivo. Para el cálculo de la precipitación efectiva, primero deberá definirse si se utiliza el promedio de los registros de lluvia o si se utiliza la precipitación al 75% de persistencia o probabilidad.

La definición entre estos 2 valores depende de las consideraciones siguientes:

- Valor económico del cultivo
- Resistencia del cultivo en estrés hídrico.
- Período de registro de la Precipitación pluvial.

A mayor valor económico y menor resistencia a períodos de deficiencia de agua y corto período de registro (<10 años) se decidirá por el 75% de persistencia, caso contrario al promedio.

Para determinar la frecuencia o probabilidad de ocurrencia se utilizó la ecuación de Weibull.

$$f = m / (N + 1) \quad (3.15)$$

Donde:

f: Frecuencia o probabilidad de ocurrencia

m: Valor de posición de la lluvia ordenada en forma decreciente

N: Número total de valores de precipitación mensual.

De la ecuación (3.15) se deduce que:

$$m = f (N+1)$$

Para 75% de persistencia será:

$$m = 0.75 (N+1)$$

Para determinar la precipitación pluvial al 75% de persistencia de todos los meses del año, se tiene dos posibilidades:

- Obtener los valores de m, mes por mes.
- Obtener el valor de m, anual y luego anotar los valores mensuales que corresponden a cada mes.

Por último, se calculó la Precipitación efectiva con el método de la FAO, con las siguientes formulas:

$$Pe = 0.8 P - 24 \text{ (Cuadro } Pe > 70 \text{ mm/mes).} \quad (3.16)$$

$$Pe = 0.6 P - 10 \text{ (Cuadro } Pe < 70 \text{ mm/mes).} \quad (3.17)$$

Donde:

Pe = Precipitación efectiva

P = Precipitación mensual.

TABLA N°11: Precipitación efectiva

ESTACION	ALTITUD	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
CHONTACA	3525	162.50	149.90	136.90	62.60	13.50	9.60	13.20	15.80	27.70	52.00	63.10	97.80	804.60
PAMPA CANGALLO	3350	144.60	132.00	140.00	40.00	9.00	4.50	7.50	15.90	32.90	38.10	60.10	99.00	723.60
CHURCAMPANA	3200	116.40	103.70	93.90	40.00	19.60	10.90	8.90	11.70	31.50	48.50	61.00	79.10	625.20
HUANCAPI	3061	113.50	123.90	129.50	30.70	10.60	2.80	6.40	8.70	21.70	35.00	37.90	63.00	583.70
AYACUCHO	2761	107.00	104.70	97.50	31.70	9.80	6.40	5.70	11.80	25.00	39.60	48.60	72.50	560.30

ESTACION INFERIDA

AREAS DE CULTIVO	2900	108.12	107.98	105.51	30.76	11.47	5.76	5.96	10.76	25.44	38.71	47.12	70.27	567.86
------------------	------	--------	--------	--------	-------	-------	------	------	-------	-------	-------	-------	-------	--------

PRECIPITACION EFECTIVA

AREAS DE CULTIVO	2900	62.50	62.38	60.41	8.46	0.00	0.00	0.00	0.00	5.26	13.23	18.27	32.22	262.73
------------------	------	-------	-------	-------	------	------	------	------	------	------	-------	-------	-------	--------

PRECIPITACION EFECTIVA = $0,6 \cdot R - 10$ ($R < 70$ mm/mes)

PRECIPITACION EFECTIVA = $0,8 \cdot R - 24$ ($R > 70$ mm/mes)

FUENTE: Estudio Hidrológico del proyecto “construcción del sistema de riego Mayobamba” (2006)

F. Eficiencia de los sistemas de riego

- Importancia de la eficiencia.

La eficiencia de los sistemas de riego reviste una gran importancia, porque determina la relación del agua realmente usada por el cultivo y el agua captada en la bocatoma, en muchos casos referido al agua utilizada de embalses, que son conducidos por causas naturales hasta las obras de captación.

Es muy frecuente, en la gran mayoría de los proyectos andinos, que las eficiencias son muy bajas, menores a 30 por ciento, lo que determina a su vez, que el abastecimiento del agua es insuficiente.

Esta insuficiencia determina, la utilización del riego deficitario, es decir que se dota agua a un cultivo en cantidades por debajo de su demanda real o en otros casos la disminución de las áreas de riego. El primer caso se adapta a variedades de baja producción y resistencia a períodos de estiaje de agua. En cualquiera de los dos casos representa menor producción y por tanto menores ingresos económicos para los agricultores.

Por otro lado, cuando se conciba y planifique un nuevo Proyecto, este debe hacerse con eficiencias razonablemente aceptables, en general lo adecuado es que se ubique próximo al 50%, debiendo como mínimo ser del 40%.

En sistemas por aspersión se podría esperar eficiencias próximas al 70%, siempre y cuando el entubamiento sea desde la captación.

En el sistema por goteo, la eficiencia es de aproximadamente 90%.

- Factores de la eficiencia de riego (ER)

La eficiencia de un sistema de riego, comprende los siguientes aspectos de conducción y distribución:

- a) Del embalse a la bocatoma (algunos proyectos) Ec1
- b) Del canal principal Ec2
- c) Del sistema de distribución Ec3
- d) Eficiencia de aplicación (Ea), que es la aplicación del agua a la parcela.

Por lo tanto, la eficiencia total se obtiene, multiplicando todas las eficiencias

$$E_s = E_{c1} \times E_{c2} \times E_{c3} \times E_a \quad (3.18)$$

En el proyecto, algunos beneficiarios usaran el método de aspersión y en su gran parte riego mediante surcos tecnificados por lo que se asumirá un valor de 0.40 tal como lo recomienda el MEF.

G. Cédula de cultivo

Se ha determinado la siguiente programación de siembra en función a una proyección de los principales cultivos propios de la zona.

TABLA N°12: Cédula de cultivo

CULTIVO	AREA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
MAIZ AMILACEO	80	50	50	50	50	30	30	30	30	30	30	50	50
PAPA	180	100	100	100	100	80	80	80	80	80	80	100	100
ARVEJA GRANO SECO	20	20	20	20	20	0	0	0	0	0	0	20	20
QUINUA	15	15	15	15	15	0	0	0	0	0	0	15	15
ARVEJA GRANO VERDE	50	30	30	30		20	20	20	20	20		30	30
HABA GRANO SECO	40	40	40	40	40	0	0	0	0	0	0	40	40
CEBADA	40	40	40	40	40	0	0	0	0	0	0	40	40
TRIGO	50	50	50	50	50	0	0	0	0	0	0	50	50
ALFALFA	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250
HABA GRANO VERDE	20	20	20	20		0	0	0	0	0		20	20
AJOS	20	20	20	20	20	20	20	0	0	0	0	20	20
CEBOLLA	45	45	45	45	45	45	45	0	0	0	0	45	45
ZAPALLO	50	50	50	50	50	0	0	0	0	0	0	50	50
AVENA FORRAJERA	195	20	20	20	20	175	175	175	175	175	175	20	20
TOTAL	1055	750	750	750	700	620	620	555	555	555	535	750	750

FUENTE: Estudio Hidrológico del proyecto “construcción del sistema de riego Mayobamba” (2006)

En la tabla N°12 considera garantizar la siembra de 750 has en campaña grande mientras que esta se reducirá a 555 has en la segunda campaña.

H. Demanda de agua

El ministerio de agricultura y riego, propone realizar el cálculo siguiendo los siguientes 14 pasos indicados a continuación:

1. Cálculo de la evapotranspiración potencial del cultivo (ET_o) mensual.
2. Determinación de la cédula de cultivo y sus valores K_c mensuales.
3. Área parciales de cultivo y períodos de cultivo.
4. Factor K_c ponderado.
5. Evapotranspiración real(ET_r) del cultivo o uso consultivo (UC).
6. Precipitación efectiva (P_e).
7. Requerimiento de riego, que es la diferencia entre el uso conjuntivo y la Precipitación efectiva.
8. Requerimiento volumétrico neto de riego.
9. Eficiencia de riego del proyecto (Ef riego) que comprende conducción, distribución y aplicación.
10. Requerimiento de riego volumétrico bruto de agua, que es el requerimiento neto entre la eficiencia de riego.
11. Número de horas de riego expresado en horas/día. (15 horas al día)
12. Módulo de riego (MR)
MR: Requerimiento volumen neto (1000/3600 x n° días mes x n° horas de riego)
13. Área total de la parcela para irrigar.
14. Caudal disponible a la demanda (l/s.)

TABLA N°13: Resumen de cultivos.

CULTIVO	AREA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
MAIZ AMILACEO	80	50	50	50	50	30	30	30	30	30	30	50	50
PAPA	180	100	100	100	100	80	80	80	80	80	80	100	100
ARVEJA GRANO SECO	20	20	20	20	20	0	0	0	0	0	0	20	20
QUINUA	15	15	15	15	15	0	0	0	0	0	0	15	15
ARVEJA GRANO VERDE	50	30	30	30		20	20	20	20	20		30	30
HABA GANO SECO	40	40	40	40	40	0	0	0	0	0	0	40	40
CEBADA	40	40	40	40	40	0	0	0	0	0	0	40	40
TRIGO	50	50	50	50	50	0	0	0	0	0	0	50	50
ALFALFA	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250
HABA GRANO VERDE	20	20	20	20		0	0	0	0	0		20	20
AJOS	20	20	20	20	20	20	20	0	0	0	0	20	20
CEBOLLA	45	45	45	45	45	45	45	0	0	0	0	45	45
ZAPALLO	50	50	50	50	50	0	0	0	0	0	0	50	50
AVENA FORRAJERA	195	20	20	20	20	175	175	175	175	175	175	20	20
TOTAL	1055	750	750	750	700	620	620	555	555	555	535	750	750

PRIMERA CAMPAÑA	SEGUNDA CAMPAÑA	PRIMERA CAMPAÑA
-----------------	-----------------	-----------------

FUENTE: Estudio Hidrológico del proyecto “construcción del sistema de riego Mayobamba” (2006)

TABLA N°14: Cálculo de la demanda de agua por el método de Thornthwaite cultivo de maíz amiláceo.

DESCRIPCION	UNIDAD	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
AREA CULTIVADA	HAS	50	50	50	50	30	30	30	30	30	30	50	50
NUMERO DE DIAS	DIAS	31	28	31	30	31	30	30	31	30	31	30	31
TEMPERATURA MEDIA	CELCIUS	16.19	16.06	15.87	15.84	15.26	14.55	14.46	15.37	15.99	17.39	17.28	16.79
FACTOR DE AJUSTE		1.11	0.98	1.05	0.98	0.98	0.94	0.95	1.00	1.00	1.07	1.06	1.12
Eto	MM	68.16	59.40	62.56	58.45	55.17	48.69	48.62	56.74	60.32	74.04	72.62	72.74
Kc		1.15	1.15	0.70	0.50	0.80	1.10	1.15	1.15	0.70	0.50	0.80	1.10
Uc	MM	78.38	68.31	43.79	29.23	44.14	53.55	55.91	65.25	42.23	37.02	58.10	80.01
PRECIPITACION EFECTIVA	MM	62.50	62.38	60.41	8.46	0.00	0.00	0.00	0.00	5.26	13.23	18.27	32.22
REQUERIMIENTO DE AGUA	MM	15.88	5.93	0.00	20.77	44.14	53.55	55.91	65.25	36.97	23.79	39.83	47.79
REQUERIMIENTO VOLUMEN DE AGUA	M3/HA	158.85	59.33	0.00	207.65	441.37	535.55	559.08	652.47	369.67	237.90	398.30	477.91
EFICIENCIA DE RIEGO		0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
NUMERO DE HORAS DE RIEGO	HORA	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
MODULO DE RIEGO	LPS	0.24	0.10	0.00	0.32	0.66	0.83	0.86	0.97	0.57	0.36	0.61	0.71
CAUDAL REQUERIDO	LPS	11.9	4.9	0.0	16.0	19.8	24.8	25.9	29.2	17.1	10.7	30.7	35.7

FUENTE: Estudio Hidrológico del proyecto “construcción del sistema de riego Mayobamba” (2006)

TABLA N°15: Cálculo de la demanda de agua por el método de Thornthwaite cultivo de papa.

DESCRIPCION	UNIDAD	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
AREA CULTIVADA	HAS	100	100	100	100	80	80	80	80	80	80	100	100
NUMERO DE DIAS	DIAS	31	28	31	30	31	30	30	31	30	31	30	31
TEMPERATURA MEDIA	CELCIUS	16.19	16.06	15.87	15.84	15.26	14.55	14.46	15.37	15.99	17.39	17.28	16.79
FACTOR DE AJUSTE		1.11	0.98	1.05	0.98	0.98	0.94	0.95	1.00	1.00	1.07	1.06	1.12
Eto	MM	68.16	59.40	62.56	58.45	55.17	48.69	48.62	56.74	60.32	74.04	72.62	72.74
Kc		1.15	1.15	0.85	0.60	0.80	1.10	1.15	1.15	0.85	0.60	0.80	1.10
Uc	MM	78.38	68.31	53.18	35.07	44.14	53.55	55.91	65.25	51.28	44.42	58.10	80.01
PRECIPITACION EFECTIVA	MM	62.50	62.38	60.41	8.46	0.00	0.00	0.00	0.00	5.26	13.23	18.27	32.22
REQUERIMIENTO DE AGUA	MM	15.88	5.93	0.00	26.61	44.14	53.55	55.91	65.25	46.02	31.19	39.83	47.79
REQUERIMIENTO VOLUMEN DE AGUA	M3/HA	158.85	59.33	0.00	266.10	441.37	535.55	559.08	652.47	460.15	311.94	398.30	477.91
EFICIENCIA DE RIEGO		0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
NUMERO DE HORAS DE RIEGO	HORA	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
MODULO DE RIEGO	LPS	0.24	0.10	0.00	0.41	0.66	0.83	0.86	0.97	0.71	0.47	0.61	0.71
CAUDAL REQUERIDO	LPS	23.7	9.8	0.0	41.1	52.7	66.1	69.0	78.0	56.8	37.3	61.5	71.4

FUENTE: Estudio Hidrológico del proyecto “construcción del sistema de riego Mayobamba” (2006)

TABLA N°16: Cálculo de la demanda de agua por el método de Thornthwaite cultivo de arveja verde.

DESCRIPCION	UNIDAD	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
AREA CULTIVADA	HAS	20	20	20	20	0	0	0	0	0	0	20	20
NUMERO DE DIAS	DIAS	31	28	31	30	31	30	30	31	30	31	30	31
TEMPERATURA MEDIA	CELCIUS	16.19	16.06	15.87	15.84	15.26	14.55	14.46	15.37	15.99	17.39	17.28	16.79
FACTOR DE AJUSTE		1.11	0.98	1.05	0.98	0.98	0.94	0.95	1.00	1.00	1.07	1.06	1.12
Eto	MM	68.16	59.40	62.56	58.45	55.17	48.69	48.62	56.74	60.32	74.04	72.62	72.74
Kc		1.10	1.10	0.90	0.70	0.70	1.10	1.10	1.10	0.90	0.70	0.70	1.10
Uc	MM	74.98	65.34	56.31	40.92	38.62	53.55	53.48	62.41	54.29	51.83	50.84	80.01
PRECIPITACION EFECTIVA	MM	62.50	62.38	60.41	8.46	0.00	0.00	0.00	0.00	5.26	13.23	18.27	32.22
REQUERIMIENTO DE AGUA	MM	12.48	2.96	0.00	32.46	38.62	53.55	53.48	62.41	49.03	38.60	32.57	47.79
REQUERIMIENTO VOLUMEN DE AGUA	M3/HA	124.77	29.63	0.00	324.55	386.20	535.55	534.77	624.10	490.32	385.98	325.67	477.91
EFICIENCIA DE RIEGO		0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
NUMERO DE HORAS DE RIEGO	HORA	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
MODULO DE RIEGO	LPS	0.19	0.05	0.00	0.50	0.58	0.83	0.83	0.93	0.76	0.58	0.50	0.71
CAUDAL REQUERIDO	LPS	3.7	1.0	0.0	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.1	14.3

FUENTE: Estudio Hidrológico del proyecto “construcción del sistema de riego Mayobamba” (2006)

TABLA N°17: Cálculo de la demanda de agua por el método de Thornthwaite cultivo de quinua.

DESCRIPCION	UNIDAD	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
AREA CULTIVADA	HAS	15	15	15	15	0	0	0	0	0	0	15	15
NUMERO DE DIAS	DIAS	31	28	31	30	31	30	30	31	30	31	30	31
TEMPERATURA MEDIA	CELCIUS	16.19	16.06	15.87	15.84	15.26	14.55	14.46	15.37	15.99	17.39	17.28	16.79
FACTOR DE AJUSTE		1.11	0.98	1.05	0.98	0.98	0.94	0.95	1.00	1.00	1.07	1.06	1.12
Eto	MM	68.16	59.40	62.56	58.45	55.17	48.69	48.62	56.74	60.32	74.04	72.62	72.74
Kc		1.05	1.05	0.40	0.20	0.60	0.95	1.05	1.05	0.40	0.20	0.60	0.95
Uc	MM	71.57	62.37	25.03	11.69	33.10	46.25	51.05	59.57	24.13	14.81	43.57	69.10
PRECIPITACION EFECTIVA	MM	62.50	62.38	60.41	8.46	0.00	0.00	0.00	0.00	5.26	13.23	18.27	32.22
REQUERIMIENTO DE AGUA	MM	9.07	0.00	0.00	3.23	33.10	46.25	51.05	59.57	18.87	1.58	25.30	36.88
REQUERIMIENTO VOLUMEN DE AGUA	M3/HA	90.69	0.00	0.00	32.30	331.03	462.52	510.47	595.73	188.70	15.78	253.05	368.80
EFICIENCIA DE RIEGO		0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
NUMERO DE HORAS DE RIEGO	HORA	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
MODULO DE RIEGO	LPS	0.14	0.00	0.00	0.05	0.49	0.71	0.79	0.89	0.29	0.02	0.39	0.55
CAUDAL REQUERIDO	LPS	2.0	0.0	0.0	0.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.9	8.3

FUENTE: Estudio Hidrológico del proyecto “construcción del sistema de riego Mayobamba” (2006)

TABLA N°18: Cálculo de la demanda de agua por el método de thornthwaite cultivo de arveja grano verde.

DESCRIPCION	UNIDAD	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
AREA CULTIVADA	HAS	30	30	30	0	20	20	20	20	20	0	30	30
NUMERO DE DIAS	DIAS	31	28	31	30	31	30	30	31	30	31	30	31
TEMPERATURA MEDIA	CELCIUS	16.19	16.06	15.87	15.84	15.26	14.55	14.46	15.37	15.99	17.39	17.28	16.79
FACTOR DE AJUSTE		1.11	0.98	1.05	0.98	0.98	0.94	0.95	1.00	1.00	1.07	1.06	1.12
Eto	MM	68.16	59.40	62.56	58.45	55.17	48.69	48.62	56.74	60.32	74.04	72.62	72.74
Kc		1.05	1.05	0.40	0.25	0.60	0.95	1.05	1.05	0.40	0.25	0.60	0.95
Uc	MM	71.57	62.37	25.03	14.61	33.10	46.25	51.05	59.57	24.13	18.51	43.57	69.10
PRECIPITACION EFECTIVA	MM	62.50	62.38	60.41	8.46	0.00	0.00	0.00	0.00	5.26	13.23	18.27	32.22
REQUERIMIENTO DE AGUA	MM	9.07	0.00	0.00	6.15	33.10	46.25	51.05	59.57	18.87	5.28	25.30	36.88
REQUERIMIENTO VOLUMEN DE AGUA	M3/HA	90.69	0.00	0.00	61.53	331.03	462.52	510.47	595.73	188.70	52.80	253.05	368.80
EFICIENCIA DE RIEGO		0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
NUMERO DE HORAS DE RIEGO	HORA	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
MODULO DE RIEGO	LPS	0.14	0.00	0.00	0.09	0.49	0.71	0.79	0.89	0.29	0.08	0.39	0.55
CAUDAL REQUERIDO	LPS	4.1	0.0	0.0	0.0	9.9	14.3	15.8	17.8	5.8	0.0	11.7	16.5

FUENTE: Estudio Hidrológico del proyecto “construcción del sistema de riego Mayobamba” (2006)

TABLA N°19: Cálculo de la demanda de agua por el método de Thornthwaite cultivo de haba grano seco.

DESCRIPCION	UNIDAD	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
AREA CULTIVADA	HAS	40	40	40	40	0	0	0	0	0	0	40	40
NUMERO DE DIAS	DIAS	31	28	31	30	31	30	30	31	30	31	30	31
TEMPERATURA MEDIA	CELCIUS	16.19	16.06	15.87	15.84	15.26	14.55	14.46	15.37	15.99	17.39	17.28	16.79
FACTOR DE AJUSTE		1.11	0.98	1.05	0.98	0.98	0.94	0.95	1.00	1.00	1.07	1.06	1.12
Eto	MM	68.16	59.40	62.56	58.45	55.17	48.69	48.62	56.74	60.32	74.04	72.62	72.74
Kc		1.10	1.10	0.30	0.20	0.70	1.10	1.10	1.10	0.30	0.20	0.70	1.10
Uc	MM	74.98	65.34	18.77	11.69	38.62	53.55	53.48	62.41	18.10	14.81	50.84	80.01
PRECIPITACION EFECTIVA	MM	62.50	62.38	60.41	8.46	0.00	0.00	0.00	0.00	5.26	13.23	18.27	32.22
REQUERIMIENTO DE AGUA	MM	12.48	2.96	0.00	3.23	38.62	53.55	53.48	62.41	12.84	1.58	32.57	47.79
REQUERIMIENTO VOLUMEN DE AGUA	M3/HA	124.77	29.63	0.00	32.30	386.20	535.55	534.77	624.10	128.37	15.78	325.67	477.91
EFICIENCIA DE RIEGO		0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
NUMERO DE HORAS DE RIEGO	HORA	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
MODULO DE RIEGO	LPS	0.19	0.05	0.00	0.05	0.58	0.83	0.83	0.93	0.20	0.02	0.50	0.71
CAUDAL REQUERIDO	LPS	7.5	2.0	0.0	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	20.1	28.5

FUENTE: Estudio Hidrológico del proyecto “construcción del sistema de riego Mayobamba” (2006)

TABLA N°20: Cálculo de la demanda de agua por el método de Thornthwaite cultivo de cebada.

DESCRIPCION	UNIDAD	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
AREA CULTIVADA	HAS	40	40	40	40	0	0	0	0	0	0	40	40
NUMERO DE DIAS	DIAS	31	28	31	30	31	30	30	31	30	31	30	31
TEMPERATURA MEDIA	CELCIUS	16.19	16.06	15.87	15.84	15.26	14.55	14.46	15.37	15.99	17.39	17.28	16.79
FACTOR DE AJUSTE		1.11	0.98	1.05	0.98	0.98	0.94	0.95	1.00	1.00	1.07	1.06	1.12
Eto	MM	68.16	59.40	62.56	58.45	55.17	48.69	48.62	56.74	60.32	74.04	72.62	72.74
Kc		1.15	1.15	0.45	0.35	0.75	1.15	1.15	1.15	0.45	0.35	0.75	1.15
Uc	MM	78.38	68.31	28.15	20.46	41.38	55.99	55.91	65.25	27.15	25.91	54.47	83.65
PRECIPITACION EFECTIVA	MM	62.50	62.38	60.41	8.46	0.00	0.00	0.00	0.00	5.26	13.23	18.27	32.22
REQUERIMIENTO DE AGUA	MM	15.88	5.93	0.00	12.00	41.38	55.99	55.91	65.25	21.89	12.68	36.20	51.43
REQUERIMIENTO VOLUMEN DE AGUA	M3/HA	158.85	59.33	0.00	119.98	413.79	559.89	559.08	652.47	218.86	126.84	361.99	514.28
EFICIENCIA DE RIEGO		0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
NUMERO DE HORAS DE RIEGO	HORA	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
MODULO DE RIEGO	LPS	0.24	0.10	0.00	0.19	0.62	0.86	0.86	0.97	0.34	0.19	0.56	0.77
CAUDAL REQUERIDO	LPS	9.5	3.9	0.0	7.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	22.3	30.7

FUENTE: Estudio Hidrológico del proyecto “construcción del sistema de riego Mayobamba” (2006)

TABLA N°21: Cálculo de la demanda de agua por el método de Thornthwaite cultivo de trigo.

DESCRIPCION	UNIDAD	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
AREA CULTIVADA	HAS	50	50	50	50	0	0	0	0	0	0	50	50
NUMERO DE DIAS	DIAS	31	28	31	30	31	30	30	31	30	31	30	31
TEMPERATURA MEDIA	CELCIUS	16.19	16.06	15.87	15.84	15.26	14.55	14.46	15.37	15.99	17.39	17.28	16.79
FACTOR DE AJUSTE		1.11	0.98	1.05	0.98	0.98	0.94	0.95	1.00	1.00	1.07	1.06	1.12
Eto	MM	68.16	59.40	62.56	58.45	55.17	48.69	48.62	56.74	60.32	74.04	72.62	72.74
Kc		1.15	1.15	0.45	0.35	0.75	1.15	1.15	1.15	0.45	0.35	0.75	1.15
Uc	MM	78.38	68.31	28.15	20.46	41.38	55.99	55.91	65.25	27.15	25.91	54.47	83.65
PRECIPITACION EFECTIVA	MM	62.50	62.38	60.41	8.46	0.00	0.00	0.00	0.00	5.26	13.23	18.27	32.22
REQUERIMIENTO DE AGUA	MM	15.88	5.93	0.00	12.00	41.38	55.99	55.91	65.25	21.89	12.68	36.20	51.43
REQUERIMIENTO VOLUMEN DE AGUA	M3/HA	158.85	59.33	0.00	119.98	413.79	559.89	559.08	652.47	218.86	126.84	361.99	514.28
EFICIENCIA DE RIEGO		0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
NUMERO DE HORAS DE RIEGO	HORA	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
MODULO DE RIEGO	LPS	0.24	0.10	0.00	0.19	0.62	0.86	0.86	0.97	0.34	0.19	0.56	0.77
CAUDAL REQUERIDO	LPS	11.9	4.9	0.0	9.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	27.9	38.4

FUENTE: Estudio Hidrológico del proyecto “construcción del sistema de riego Mayobamba” (2006)

TABLA N°22: Cálculo de la demanda de agua por el método de Thornthwaite cultivo de alfalfa.

DESCRIPCION	UNIDAD	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
AREA CULTIVADA	HAS	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250
NUMERO DE DIAS	DIAS	31	28	31	30	31	30	30	31	30	31	30	31
TEMPERATURA MEDIA	CELCIUS	16.19	16.06	15.87	15.84	15.26	14.55	14.46	15.37	15.99	17.39	17.28	16.79
FACTOR DE AJUSTE		1.11	0.98	1.05	0.98	0.98	0.94	0.95	1.00	1.00	1.07	1.06	1.12
Eto	MM	68.16	59.40	62.56	58.45	55.17	48.69	48.62	56.74	60.32	74.04	72.62	72.74
Kc		1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06
Uc	MM	72.25	62.97	66.32	61.96	58.48	51.61	51.53	60.14	63.94	78.48	76.98	77.10
PRECIPITACION EFECTIVA	MM	62.50	62.38	60.41	8.46	0.00	0.00	0.00	0.00	5.26	13.23	18.27	32.22
REQUERIMIENTO DE AGUA	MM	9.75	0.59	5.91	53.50	58.48	51.61	51.53	60.14	58.68	65.25	58.71	44.88
REQUERIMIENTO VOLUMEN DE AGUA	M3/HA	97.50	5.87	59.07	534.98	584.82	516.07	515.33	601.40	586.83	652.53	587.12	448.81
EFICIENCIA DE RIEGO		0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
NUMERO DE HORAS DE RIEGO	HORA	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
MODULO DE RIEGO	LPS	0.15	0.01	0.09	0.83	0.87	0.80	0.80	0.90	0.91	0.97	0.91	0.67
CAUDAL REQUERIDO	LPS	36.4	2.4	22.1	206.4	218.3	199.1	198.8	224.5	226.4	243.6	226.5	167.6

FUENTE: Estudio Hidrológico del proyecto “construcción del sistema de riego Mayobamba” (2006)

TABLA N°23: Cálculo de la demanda de agua por el método de Thornthwaite cultivo de papa.

DESCRIPCION	UNIDAD	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
AREA CULTIVADA	HAS	20	20	20	0	0	0	0	0	0	0	20	20
NUMERO DE DIAS	DIAS	31	28	31	30	31	30	30	31	30	31	30	31
TEMPERATURA MEDIA	CELCIUS	16.19	16.06	15.87	15.84	15.26	14.55	14.46	15.37	15.99	17.39	17.28	16.79
FACTOR DE AJUSTE		1.11	0.98	1.05	0.98	0.98	0.94	0.95	1.00	1.00	1.07	1.06	1.12
Eto	MM	68.16	59.40	62.56	58.45	55.17	48.69	48.62	56.74	60.32	74.04	72.62	72.74
Kc		1.00	1.00	0.80	0.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.70
Uc	MM	68.16	59.40	50.05	40.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	36.31	50.92
PRECIPITACION EFECTIVA	MM	62.50	62.38	60.41	8.46	0.00	0.00	0.00	0.00	5.26	13.23	18.27	32.22
REQUERIMIENTO DE AGUA	MM	5.66	0.00	0.00	32.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	18.04	18.70
REQUERIMIENTO VOLUMEN DE AGUA	M3/HA	56.61	0.00	0.00	324.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	180.42	186.96
EFICIENCIA DE RIEGO		0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
NUMERO DE HORAS DE RIEGO	HORA	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
MODULO DE RIEGO	LPS	0.08	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.28	0.28
CAUDAL REQUERIDO	LPS	1.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.6	5.6

FUENTE: Estudio Hidrológico del proyecto “construcción del sistema de riego Mayobamba” (2006)

TABLA N°24: Cálculo de la demanda de agua por el método de Thornthwaite cultivo de ajos.

DESCRIPCION	UNIDAD	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
AREA CULTIVADA	HAS	20	20	20	20	20	20	0	0	0	0	20	20
NUMERO DE DIAS	DIAS	31	28	31	30	31	30	30	31	30	31	30	31
TEMPERATURA MEDIA	CELCIUS	16.19	16.06	15.87	15.84	15.26	14.55	14.46	15.37	15.99	17.39	17.28	16.79
FACTOR DE AJUSTE		1.11	0.98	1.05	0.98	0.98	0.94	0.95	1.00	1.00	1.07	1.06	1.12
Eto	MM	68.16	59.40	62.56	58.45	55.17	48.69	48.62	56.74	60.32	74.04	72.62	72.74
Kc		1.05	1.05	1.05	1.50	0.80	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80	1.00
Uc	MM	71.57	62.37	65.69	87.68	44.14	19.47	0.00	0.00	0.00	0.00	58.10	72.74
PRECIPITACION EFECTIVA	MM	62.50	62.38	60.41	8.46	0.00	0.00	0.00	0.00	5.26	13.23	18.27	32.22
REQUERIMIENTO DE AGUA	MM	9.07	0.00	5.28	79.22	44.14	19.47	0.00	0.00	0.00	0.00	39.83	40.52
REQUERIMIENTO VOLUMEN DE AGUA	M3/HA	90.69	0.00	52.81	792.16	441.37	194.74	0.00	0.00	0.00	0.00	398.30	405.17
EFICIENCIA DE RIEGO		0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
NUMERO DE HORAS DE RIEGO	HORA	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
MODULO DE RIEGO	LPS	0.14	0.00	0.08	1.22	0.66	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.61	0.61
CAUDAL REQUERIDO	LPS	2.7	0.0	1.6	24.4	13.2	6.0	0.0	0.0	0.0	0.0	12.3	12.1

FUENTE: Estudio Hidrológico del proyecto “construcción del sistema de riego Mayobamba” (2006)

TABLA N°25: Cálculo de la demanda de agua por el método de Thornthwaite cultivo de cebolla.

DESCRIPCION	UNIDAD	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
AREA CULTIVADA	HAS	45	45	45	45	45	45	0	0	0	0	45	45
NUMERO DE DIAS	DIAS	31	28	31	30	31	30	30	31	30	31	30	31
TEMPERATURA MEDIA	CELCIUS	16.19	16.06	15.87	15.84	15.26	14.55	14.46	15.37	15.99	17.39	17.28	16.79
FACTOR DE AJUSTE		1.11	0.98	1.05	0.98	0.98	0.94	0.95	1.00	1.00	1.07	1.06	1.12
Eto	MM	68.16	59.40	62.56	58.45	55.17	48.69	48.62	56.74	60.32	74.04	72.62	72.74
Kc		1.05	1.05	1.05	1.50	0.80	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80	1.00
Uc	MM	71.57	62.37	65.69	87.68	44.14	14.61	0.00	0.00	0.00	0.00	58.10	72.74
PRECIPITACION EFECTIVA	MM	62.50	62.38	60.41	8.46	0.00	0.00	0.00	0.00	5.26	13.23	18.27	32.22
REQUERIMIENTO DE AGUA	MM	9.07	0.00	5.28	79.22	44.14	14.61	0.00	0.00	0.00	0.00	39.83	40.52
REQUERIMIENTO VOLUMEN DE AGUA	M3/HA	90.69	0.00	52.81	792.16	441.37	146.06	0.00	0.00	0.00	0.00	398.30	405.17
EFICIENCIA DE RIEGO		0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
NUMERO DE HORAS DE RIEGO	HORA	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
MODULO DE RIEGO	LPS	0.14	0.00	0.08	1.22	0.66	0.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.61	0.61
CAUDAL REQUERIDO	LPS	6.1	0.0	3.5	55.0	29.7	10.1	0.0	0.0	0.0	0.0	27.7	27.2

FUENTE: Estudio Hidrológico del proyecto “construcción del sistema de riego Mayobamba” (2006)

TABLA N°26: Cálculo de la demanda de agua por el método de Thornthwaite cultivo de zapallo.

DESCRIPCION	UNIDAD	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
AREA CULTIVADA	HAS	50	50	50	50	0	0	0	0	0	0	50	50
NUMERO DE DIAS	DIAS	31	28	31	30	31	30	30	31	30	31	30	31
TEMPERATURA MEDIA	CELCIUS	16.19	16.06	15.87	15.84	15.26	14.55	14.46	15.37	15.99	17.39	17.28	16.79
FACTOR DE AJUSTE		1.11	0.98	1.05	0.98	0.98	0.94	0.95	1.00	1.00	1.07	1.06	1.12
Eto	MM	68.16	59.40	62.56	58.45	55.17	48.69	48.62	56.74	60.32	74.04	72.62	72.74
Kc		1.25	1.25	0.60	0.50	0.80	1.00	1.25	1.25	0.60	0.50	0.80	1.00
Uc	MM	85.20	74.25	37.54	29.23	44.14	48.69	60.77	70.92	36.19	37.02	58.10	72.74
PRECIPITACION EFECTIVA	MM	62.50	62.38	60.41	8.46	0.00	0.00	0.00	0.00	5.26	13.23	18.27	32.22
REQUERIMIENTO DE AGUA	MM	22.70	11.87	0.00	20.77	44.14	48.69	60.77	70.92	30.93	23.79	39.83	40.52
REQUERIMIENTO VOLUMEN DE AGUA	M3/HA	227.01	118.74	0.00	207.65	441.37	486.86	607.70	709.20	309.34	237.90	398.30	405.17
EFICIENCIA DE RIEGO		0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
NUMERO DE HORAS DE RIEGO	HORA	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
MODULO DE RIEGO	LPS	0.34	0.20	0.00	0.32	0.66	0.75	0.94	1.06	0.48	0.36	0.61	0.61
CAUDAL REQUERIDO	LPS	17.0	9.8	0.0	16.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	30.7	30.3

FUENTE: Estudio Hidrológico del proyecto “construcción del sistema de riego Mayobamba” (2006)

TABLA N°27: Cálculo de la demanda de agua por el método de Thornthwaite cultivo de avena forrajera.

DESCRIPCION	UNIDAD	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
AREA CULTIVADA	HAS	20	20	20	20	175	175	175	175	175	175	20	20
NUMERO DE DIAS	DIAS	31	28	31	30	31	30	30	31	30	31	30	31
TEMPERATURA MEDIA	CELCIUS	16.19	16.06	15.87	15.84	15.26	14.55	14.46	15.37	15.99	17.39	17.28	16.79
FACTOR DE AJUSTE		1.11	0.98	1.05	0.98	0.98	0.94	0.95	1.00	1.00	1.07	1.06	1.12
Eto	MM	68.16	59.40	62.56	58.45	55.17	48.69	48.62	56.74	60.32	74.04	72.62	72.74
Kc		1.00	1.00	0.30	0.00	0.50	0.90	1.00	1.00	0.30	0.00	0.50	0.90
Uc	MM	68.16	59.40	18.77	0.00	27.59	43.82	48.62	56.74	18.10	0.00	36.31	65.46
PRECIPITACION EFECTIVA	MM	62.50	62.38	60.41	8.46	0.00	0.00	0.00	0.00	5.26	13.23	18.27	32.22
REQUERIMIENTO DE AGUA	MM	5.66	0.00	0.00	0.00	27.59	43.82	48.62	56.74	12.84	0.00	18.04	33.24
REQUERIMIENTO VOLUMEN DE AGUA	M3/HA	56.61	0.00	0.00	0.00	275.86	438.17	486.16	567.36	128.37	0.00	180.42	332.43
EFICIENCIA DE RIEGO		0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
NUMERO DE HORAS DE RIEGO	HORA	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
MODULO DE RIEGO	LPS	0.08	0.00	0.00	0.00	0.41	0.68	0.75	0.85	0.20	0.00	0.28	0.50
CAUDAL REQUERIDO	LPS	1.7	0.0	0.0	0.0	72.1	118.3	131.3	148.3	34.7	0.0	5.6	9.9

FUENTE: Estudio Hidrológico del proyecto “construcción del sistema de riego Mayobamba” (2006)

TABLA N°28: Requerimiento de agua según cedula de cultivo.

DESCRIPCION	AREA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
MAIZ AMILACEO		11.9	4.9	0.0	16.0	19.8	24.8	25.9	29.2	17.1	10.7	30.7	35.7
PAPA		23.7	9.8	0.0	41.1	52.7	66.1	69.0	78.0	56.8	37.3	61.5	71.4
ARVEJA GRANO SECO		3.7	1.0	0.0	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.1	14.3
QUINUA		2.0	0.0	0.0	0.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.9	8.3
ARVEJA GRANO VERDE		4.1	0.0	0.0	0.0	9.9	14.3	15.8	17.8	5.8	0.0	11.7	16.5
HABA GRANO SECO		7.5	2.0	0.0	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	20.1	28.5
CEBADA		9.5	3.9	0.0	7.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	22.3	30.7
TRIGO		11.9	4.9	0.0	9.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	27.9	38.4
ALFALFA		36.4	2.4	22.1	206.4	218.3	199.1	198.8	224.5	226.4	243.6	226.5	167.6
HABA GRANO VERDE		1.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.6	5.6
AJOS		2.7	0.0	1.6	24.4	13.2	6.0	0.0	0.0	0.0	0.0	12.3	12.1
CEBOLLA		6.1	0.0	3.5	55.0	29.7	10.1	0.0	0.0	0.0	0.0	27.7	27.2
ZAPALLO		17.0	9.8	0.0	16.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	30.7	30.3
AVENA FORRAJERA		1.7	0.0	0.0	0.0	72.1	118.3	131.3	148.3	34.7	0.0	5.6	9.9
TOTAL		139.7	38.7	27.2	388.4	415.7	438.8	440.8	497.8	340.8	291.6	498.5	496.5

FUENTE: Estudio Hidrológico del proyecto “construcción del sistema de riego Mayobamba” (2006)

TABLA N°29: Balance hídrico.

DESCRIPCION	UND	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
OFERTA DE AGUA	LPS	53010.7	53517.1	47100.9	16142.2	5070.6	2735.8	3362.8	4739.6	10230.9	16307.0	21846.0	31763.1
TOTAL DE DEMANDA	LPS	139.7	38.7	27.2	388.4	415.7	438.8	440.8	497.8	340.8	291.6	498.5	496.5
BALANCE	LPS	52871.0	53478.4	47073.8	15753.8	4654.9	2297.1	2922.0	4241.8	9890.1	16015.5	21347.4	31266.6

FUENTE: Estudio Hidrológico del proyecto “construcción del sistema de riego Mayobamba” (2006)

Nota:

El balance del caudal ofertado y demandado siempre es positivo, lo que quiere decir que no se requiere almacenamiento alguno con fines de regulación.

3.1.3 Estudio Geológico – Geotécnico

3.1.3.1 Investigaciones realizadas

A. Laboratorio de Mecánica de Suelos

Las muestras disturbadas extraídas en la fase del campo, fueron procesados en el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la empresa Delay ingenieros consultores y contratistas EIRL de la ciudad de Ayacucho, se realizó siguiente:

- Análisis granulométrico por mallas
- Límites Líquidos
- Límites Plásticos

3.1.3.2 Condiciones geológicas y geomorfológicas de la zona

Este tema ha sido desarrollado ampliamente en el informe geológico; sin embargo, se añadió el siguiente punto importante:

A. Sismicidad.

La actividad sísmica instrumental registrada en la zona de estudio, demarcada en un área de radio 100 Km., está ubicada en la zona más relacionada con el lugar de obras.

En la Tabla N°30 se muestra que durante el período de 1,900 al 2,000, se generaron 22 sismos, los cuales fueron agrupados de la siguiente manera:

TABLA N°30: Cuadro de Sismos 1900 – 2000

<u>Profundidad</u>	<u>N° de sismos</u>	<u>Magnitud (mb)</u>
De 00 a 33 Km.	2	5
De 00 a 33 Km.	4	4.5
De 00 a 33 Km.	1	3.5
De 34 a 70 Km.	3	5
De 34 a 70Km.	2	4.5
De 71 a 300 Km.	3	5
De 71 a 300 Km.	5	4.5
De 71 a 300 Km.	2	4

FUENTE: Elaboración Propia

Según esta información, la magnitud de los sismos fue superficial e intermedia, con una profundidad inferior a 70 Km. En total se produjeron 12 sismos en un periodo de 76 años, de los cuales 5 alcanzaron una magnitud de 5.0 (mb) y presentaron una intensidad probablemente menor. Todo esto demostró que la actividad sísmica en la zona es leve.

Respecto a los sismos destructores ocurridos en el país, relacionados con la zona de obras, se puede señalar que el que ha influido en mayor grado es el sismo ocurrido el 01 de enero de 1947, cuya latitud fue 10. 5° S, longitud 75. 1° W, con magnitud de 6.5 (mb) o 7.3 (Ms), ocurrido en la parte oriental de Cerro de Pasco, el cual presentó intensidades de V y VI en la zona de estudio.

Por lo tanto, se puede señalar que en la zona de obras propiamente dicha se pueden generar intensidades máximas de VI en la escala Modificada de Mercally (M.M.).

De acuerdo con la relación intensidad-aceleración, recomendable para estos casos, se indica que en la zona de obras habrá aceleraciones de 70 cm/seg², correspondiéndole un coeficiente sísmico de 0.07g. Este valor que se debe tomar en cuenta para los diseños respectivos.

3.1.3.3 Condiciones geológicas y geotécnicas particulares de los lugares previstos para el emplazamiento de las obras.

A. Bocatoma.

a.1. Morfología del sitio.

En la zona de ubicación de la bocatoma, el río tiene un ancho aproximado de 48.5m., en el flanco izquierdo presenta un desnivel de 0.1m., siguiendo después una terraza con 5° de inclinación. En este sector hay suelos aluviales, pero en el estribo derecho, donde existe un desnivel de 0.80 m. de altura, presenta un afloramiento rocoso.

a.2. Acarreo carga de sólidos, diámetros (tamaños) de partículas sedimentadas y transportadas para la determinación del coeficiente de LANE:

De acuerdo con la litología existente en la zona de cauce y pendiente del río, se ha podido determinar que en época de avenidas el río tiene la fuerza necesaria para cargar bolones de hasta 0.40 m. de diámetro, por lo tanto, la carga de sólidos en suspensión del río es de consideración. Por otra parte, según la litología del río, se determinó que presenta un suelo gravo-arenoso, con muchos cantos rodados y bolonerías. En base a esta relación de LANE es de 3.0.

a.3. Características geotécnicas de la cimentación

- Perfil del subsuelo

Según los resultados obtenidos en la investigación de campo realizada en base al mapeo y excavación de la calicata C-01 Margen izquierda y C-01 margen derecha, se ha establecido la estratigrafía dentro de la profundidad prospectada 1.50 m. en promedio.

En las secciones geológicas – geotécnicas, se puede observar la litología a nivel de la cimentación en el cauce y estribo izquierdo, donde hay presencia de grava arenosa mal graduada (GP). Asimismo, hay cantos y bolonerías en gran proporción (hasta en un 30% del total) en todo el estrato, el espesor de este estrato en la zona central es mayor a 0.5 m. por lo que la cimentación en estos sectores estará en este tipo de material.

El estribo izquierdo del cauce presenta la misma característica, con la diferencia que en esta margen se presenta la roca volcánica, que es una roca compacta y resistente al golpe del martillo, teniendo buena característica como material de cimentación del canal de conducción.

- Ensayos Estándar

- Granulometría, humedad y límite de consistencia

La Tabla N°30 muestra parámetros geotécnicos del suelo investigado en la calicata C-01 margen derecha e izquierda, principalmente de la matriz, ya que en la zona de cauce y hacia el estribo, hay un gran porcentaje de bolonería:

TABLA N°31: Resumen de granulometría, humedad y límite de consistencia

Calicata	Profundidad	Granulometría			Humedad Natural %
		Grava	Arena	Limos Arcillas	
C-01MD	0.00 – 1.50	55.71	36.05	8.32	12.72
C-01MI	0.00 – 1.50	47.28	46.14	6.68	16.01
Límite Y Consistencia		Clasificación (SUCS)			
NP		GP-GM			
NP		GW-GM			

FUENTE: Estudio Geológico - Geotécnico del proyecto “construcción del sistema de riego Mayobamba” (2006)

En base a la información de la Tabla N°31 y según la calidad del suelo, ha sido clasificado como un GP-GM y GW-GM (gravas y arenas mal graduadas y gravas arenosas bien graduadas), con 8.32% y 6.68% de finos que pasa la malla N° 200, no plásticos y húmedos.

a.4. Capacidad de carga admisible

- Cálculos y resultados

De acuerdo con el tipo de material en la cimentación para el barraje, el cual consiste en gravas arenosas con cantos y bolonerías y, a la densidad natural (media), diversos autores le asignan un ángulo de fricción interna mínima de 32° , en base a esto y la densidad natural se ha calculado la capacidad de carga admisible habiendo resultado:

$$\varphi = 32^\circ$$

$$C = nc$$

$$\gamma_{nat} = 1.899 \text{ gr/cm}^3 (\text{sec } a); \gamma_s = 1.648 \text{ gr/cm}^3$$

$$N_q = 40$$

$$N_\gamma = 50$$

$$q_d = \gamma_s (D + N_q + 0.5 B N_\gamma)$$

q_d = Capacidad de Carga

γ_{nat} = Densidad Natural (seca)

D_f = Profundidad de Cimentación

B = Ancho de Cimentación

N_q y N_γ = factores de capacidad de carga

γ_s = Peso Sumergido

La fórmula para cimientos corridos, en este caso:

$$q_d = CN_c + \gamma_{nat} D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma_{nat} B N_\gamma \quad (3.19)$$

$$q_{adm} = q_d / FS \quad (3.20)$$

Donde:

q_u : Capacidad última de carga en (Kg/cm^2)

q_{ad} : Capacidad portante admisible en (Kg/cm^2)

FS : Factor de Seguridad (valor comúnmente adoptado igual a 3 para condiciones estáticas y 2.5 para condiciones dinámicas)

γ : Peso específico del suelo

B : Ancho de la zapata o cimiento corrido en (m)

D_F : Profundidad de la cimentación.

C : Cohesión en (Kg/cm^2)

$N_c; N_\gamma; N_q$: Factores de capacidad de carga en función del ángulo de fricción.

En la Tabla N°32 se muestra los resultados de los cálculos efectuados para diferentes profundidades y anchos de cimentación.

TABLA N°32: Resultados de capacidad de carga

Df(m) \ B(m)	1	1.5	2	2.5	3	3.5
1	2	2.78	3.55	3.8	4.09	5.86
1.5	2.24	4.01	3.78	4.55	6.32	7.09
2	3.47	4.24	5.01	6.78	7.56	8.33
2.5	5.71	6.48	7.25	8.02	8.79	9.56
3	5.9	6.71	7.48	8.25	9.02	10.79

FUENTE: Estudio Geológico - Geotécnico del proyecto "construcción del sistema de riego Mayobamba" (2006)

Nota. - * valores expresados en Kg/cm^2 , con un factor de seguridad de 3.

- Profundidad y suelo de cimentación

En base a todos lo analizado anteriormente, se puede concluir que el suelo de cimentación de la bocatoma, en cuanto se refiere al barraje y estribo derecho, estará sobre suelo del tipo gravas y arenas con gran cantidad de cantos y bolonería.

En base a lo mostrado en la Tabla N°32, la capacidad de carga de este material puede ser superior a $2kg/cm^2$, valor que demuestra que el suelo es bueno según su estructura, sin embargo, en cuanto a la profundidad de cimentación, se debe considerarse la profundidad de socavación o erosión del río, está en función a la máxima avenida y pendiente del río.

B. Desarenador y obras conexas

b.1. Morfología del sitio

El desarenador y sus obras complementarias, se encuentran ubicados sobre la margen izquierda aguas abajo y constituyen una terraza antigua dejada por el río, la terraza tiene una pendiente promedio de 5° hacia el río y a una distancia de 20 m. de éste, con un desnivel de 2 m.

según la ubicación geomorfológica, el desarenador está en buena zona, es decir estable.

b.2. Capacidad de carga admisible

- Cálculos y resultados

La zona del desarenador, se diferenció en dos estratos, uno superficial que queda descartado y que se emplaza desde los 0.00 m. hasta 0.60 m. de profundidad.

Para una profundidad de 0.60 m a 170 m., al presentarse la bolonería y en base a la experiencia para este tipo de material, se calculó la capacidad de carga con un Φ de 30°, una densidad natural de 1.888 gr/cm² y con un coeficiente de seguridad de 3.

TABLA N°33: Ancho de cimentación vs profundidad de cimentación

B (m) Df(m)	0.2	0.4	0.5	1	1.5	2
0.6	*1.1	1.4	1.7	2.02	2.95	3.27
1.2	1.2	1.4	1.8	2.45	3.07	3.5
1.7	1.4	1.5	1.9	2.5	3.62	4

FUENTE: Estudio Geológico - Geotécnico del proyecto "construcción del sistema de riego Mayobamba" (2006)

B: Ancho de cimentación

Df: Profundidad de Cimentación

(*): Valores expresados en Kg/cm²

3.2 Metodología

Se mencionaron procedimientos y métodos empleados en el diseño hidráulico de la bocatoma, cuyo diseño se realizó teniendo en cuenta ventajas técnicas, considerando la funcionabilidad hidráulica eficiente y la optimización del aprovechamiento del recurso hídrico.

3.2.1 Recopilación de la información.

Previo al diseño hidráulico de la bocatoma se obtuvo la siguiente información:

- a. Información de estudios existentes en la irrigación Mayobamba, planos y padrón de usuarios de las comisiones que integran dicha irrigación.
- b. Expedientes técnicos truncos por rentabilidad económica.

3.2.2 Selección del tipo de captación.

Debido a la fluctuación del tirante de agua en el río durante el año, además de las pequeñas cantidades de sedimentos que posee en estiaje y, la pendiente regularmente pronunciada que tiene, lo cual conforman características de ríos de montaña (torrente), se escogió el diseño de una bocatoma tirolesa para la captación de agua.

El amplio ancho del cauce y, el caudal considerable en épocas de estiaje, se contrarrestarán con la construcción de un barraje de concreto ciclópeo a lo largo del ancho que presenta en estiaje.

La presencia del barraje garantizará un nivel mínimo de agua, esto va ocasionar la elevación del tirante de agua, incluso un remanso. En consecuencia, nos encaminó a realizar el diseño de un muro de encauzamiento, el mismo que también ejercerá trabajos de protección. La altura de dicho muro dependerá de la máxima avenida en un tiempo de retorno determinado.

En el plan trazado, se ha previsto buscar alternativas para la mejor ubicación de la estructura, se tomó en cuenta recomendaciones de proyectos realizados anteriormente y según lo plasmado en libros de la especialidad en captaciones de agua.

3.2.3 Información requerida para el diseño hidráulico de una Bocatoma Tirolesa

Para el diseño de esta bocatoma se necesitó del análisis de la información proporcionados por los siguientes estudios:

A. Topografía:

- Sección recta en el torrente (el concepto de efecto curva se utiliza en ríos y para tomas laterales)
- La pendiente del diseño del fondo del cauce. Se elige comparando la pendiente promedio del tramo de ubicación de la bocatoma y de todo el torrente (pendiente de equilibrio). Se acepta una pendiente cercana a la del equilibrio, pero menor a esta. La pendiente del tramo elegido no debe diferenciarse mucho de los tramos contiguos (si se ubica la bocatoma en el tramo de menor pendiente sufrirá resaltos hidráulicos y si se ubica en el tramo de mayor pendiente es posible que no se pueda utilizar las fórmulas de flujo uniforme).
- Sección ancha del torrente que permita realizar obras de desvío y la construcción de la bocatoma.
- La cota de captación, debe estar lo suficientemente alta con relación al punto de entrega, de tal forma que pueda generar un flujo por gravedad.

B. Geotecnia:

La exportación y ensayos de laboratorio para determinar la cimentación se realiza según la dimensión e importancia de la obra. La investigación puede ser:

- Perforación de sondajes.

- Ensayos de permeabilidad.
- Ensayos de penetración estándar.
- Obtención de testigos de suelos y rocas.
- Determinación del tipo de suelo de cimentación.
- Estudios de refracción sísmica.
- Distribución de presiones en la masa del subsuelo.
- Asentamientos totales y diferenciales.
- Capacidad portante del suelo de cimentación y presión admisible.

C. Hidrología:

Se realizó el estudio de oferta y demanda, y se obtuvo la siguiente información:

Oferta:

- Caudales máximos.
- Descarga formativa.
- Desviación o transvases.
- Frecuencias y probabilidades.
- Capacidad erosiva.
- Transporte de sedimentos.

Demanda:

- Evapotranspiración real.
- Precipitación efectiva.
- Demanda del proyecto.

D. Hidráulica fluvial y torrencial.

Se obtuvo la siguiente información:

- Ancho estable.
- Inestabilidad o estabilidad del flujo uniforme.
- Estimación del coeficiente de resistencia “n” de Manning.
- Transporte de sedimentos de fondo.

- Transporte de sedimentos en suspensión.
- Socavación general del cauce.

3.2.4 Procedimiento del diseño hidráulico de la bocatoma Tirolesa

A. Análisis hídrico

A.1. Caudal de diseño.

Según el MTC (2008), para determinar el período de retorno a utilizar en el diseño de una obra fue necesario considerar la relación existente entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil de la estructura y el riesgo de falla admisible, dependiendo este último, de factores económicos, sociales, técnicos y otros.

De acuerdo a lo establecido por el Bureau of Reclamation (USBR), y por las prácticas de ingeniería en proyectos de captación de aguas similares, el caudal designado corresponde a una avenida máxima entre 50 y 100 años de tiempo de retorno, para condiciones de operación extrema. Es así que se optó por un período de retorno de 50 años y un riesgo admisible de 70% por lo que nos genera una vida útil probable de 60 años.

A.2. Determinación del coeficiente de rugosidad del río.

Para el cálculo del coeficiente de rugosidad de Manning en ríos de lecho móvil como en el presente trabajo, se usó de la ecuación de Cowan.

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) * n_5 \quad (4.1)$$

Donde:

- n_0 = Valor base de “n” para un cauce recto, uniforme y liso.
- n_1 = Factor de corrección para implementar el efecto de las irregularidades de superficiales.
- n_2 = Valor que añade las variaciones de forma y tamaño de la sección del cauce.
- n_3 = Valor que implementa el efecto de obstrucciones.

- n_4 = Valor de corrección por presencia de vegetación y condiciones del flujo.
- n_5 = Factor de corrección que implementa la sinuosidad del cauce.

TABLA N°34: Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad según la ecuación de Cowan

CONDICIONES DEL CANAL		VALORES	
Material considerado	Tierra	n_0	0.030
	Roca cortada		0.025
	Grava fina		0.024
	Grava gruesa		0.028
Grado de irregularidad	Liso	n_1	0.000
	Menor		0.005
	moderado		0.010
	severo		0.200
Variaciones de la sección transversal del canal	gradual	n_2	0.000
	ocasionalmente alternante		0.005
	frecuentemente alternante		0.010 - 0.015
Efecto relativo de obstrucciones	Despreciable	n_3	0.000
	Menor		0.010 - 0.015
	Apreciable		0.020 - 0.030
	Severo		0.040 - 0.060
Vegetación	Baja	n_4	0.005 - 0.010
	Media		0.010 - 0.025
	Alta		0.025 - 0.050
	Muy alta		0.050 - 0.100
Cantidad de meandros	Menor	n_5	1.000
	Apreciable		1.150
	Severo		1.30

FUENTE: Estructuras de captación, UNALM (1992)

A.3. Cálculo de tirante en máxima avenida.

Para determinar los tirantes normales y velocidades en puntos referenciales del cauce del río, se procedió a realizar un modelamiento en el software HEC –RAS, con las secciones del río, cuyos datos fueron tomados del estudio topográfico. También se sabe que el río posee un pendiente promedio de 3% en todo el cauce, y de 1.5% en casi 5 km en la parte donde se va a realizar el proyecto.

B. Diseño de la presa derivadora.

B.1. Cálculo del ancho estable del río.

Para el cálculo del ancho estable del cauce se ha utilizado la fórmula de Altunin, la cual indica que el ancho estable (B) es determinado con la siguiente ecuación.

$$B = \frac{a + \sqrt{Q}}{\frac{1}{S^5}} \quad (4.2)$$

Donde:

B: Ancho estable del cauce (m)

Q: Caudal de diseño (m^3/s)

S: Pendiente del cauce. (m/m)

$$a = (n * k^{\frac{5}{3}})^{\frac{3}{3+5*m}} \quad (4.3)$$

Donde:

k=10 (material aluvial)

m=1 (cauces aluviales)

B.2. Profundidad de socavación.

La profundidad de socavación se determina con el método propuesto por L.L. Lischtvan Levediev para cauces naturales definidos. Este método se basa en el supuesto que la erosión de fondo se detendrá a una profundidad que cumple la condición:

$$V_e = V_r$$

Donde:

V_e : Velocidad erosiva (m/s)

V_r : Velocidad real (m/s)

Seguidamente, para determinar la profundidad de socavación se utilizaron las siguientes fórmulas

$$P_s = d_s - y_o \quad (4.4)$$

Para suelos no cohesivos, como es este caso, se tiene:

$$d_s = \left[\frac{a + y_o^{\frac{5}{3}}}{0.68 * D_m^{0.28} * \beta} \right]^{\frac{1}{1+x}} \quad (4.5)$$

$$a = \frac{Q}{y_o^{\frac{5}{3}} * \beta * \mu} \quad (4.6)$$

Donde:

P_s : Profundidad de socavación.

y_o : Tirante normal.

d_s : Tirante que corresponde a la profundidad a evaluar medido desde la superficie del agua (m)

β : Coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida.

D_m : Diámetro medio de las partículas que no serán removidas por la erosión.

X: Exponente para material no cohesivo que depende del diámetro medio de la partícula.

B.3. Diseño y cálculo de dimensiones de rejilla.

El cálculo de las dimensiones de la rejilla se basa en la fórmula general de vertederos, cuyos coeficientes varían en función de la forma de la rejilla, separación entre barras, pérdidas de carga, régimen del flujo de llegada y caudal de diseño.

$$Q = \frac{2}{3} * C * \mu * B * L * \sqrt{2gh} \quad (4.7)$$

Donde:

Q: Caudal a ser captado por la toma tirolesa (m³/s).

C: Coeficiente de la rejilla.

μ : Coeficiente de contracción de la rejilla.

B: Ancho de la toma tirolesa (m).

L: Longitud de toma de la rejilla (m).

h: Profundidad del agua en el borde superior de la rejilla (m).

g: Aceleración de la gravedad, $g=9.82\text{m/s}^2$.

El coeficiente de la rejilla se calcula de la forma siguiente:

$$C = 0.6 * \frac{a}{b} * \cos^{\frac{3}{2}}(\beta) \quad (4.8)$$

Donde:

a: Abertura entre barras adyacentes.

b: Espacio entre los ejes de cada barra.

β : Angulo de inclinación de la rejilla con respecto a la horizontal.

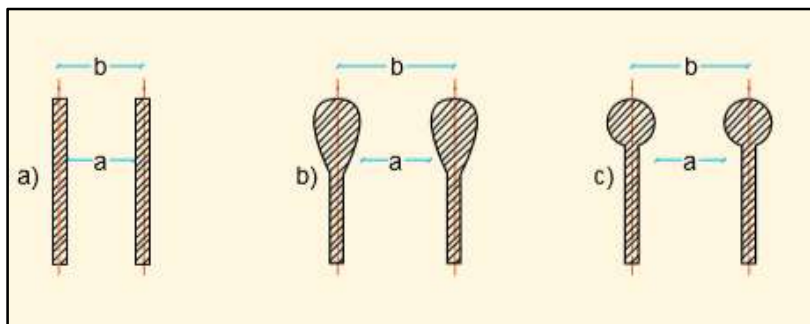


FIGURA N°10: Relación entre las dimensiones “a” y “b” de una rejilla.

FUENTE: Criterios de diseño y construcción de obras de captación (2002).

IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 Análisis hídrico

4.1.1 Caudal en avenidas.

Del estudio hidrológico se supo que, para un período de retorno de 50 años, se tiene una avenida máxima probable $Q=875 \text{ m}^3/\text{s}$., calculado con el método regional debido a que son similares con el método de hidrograma unitario, cuyos resultados fueron mayores a los del método empírico. el caudal medio mensual mínimo es de $2.5 \text{ m}^3/\text{s}$.

4.1.2 Determinación del coeficiente de rugosidad del río.

Al conocer los valores que puede tomar cada componente de la ecuación (4.1), se realizó la toma de datos *in situ* para poder determinar el coeficiente de rugosidad de Manning, donde:

- $n_0 = 0.030$
- $n_1 = 0.005$
- $n_2 = 0.005$
- $n_3 = 0.010$
- $n_4 = 0.015$
- $n_5 = 1.000$

Reemplazando los coeficientes en la ecuación (4.1) se obtuvo el valor de $n= 0.065$



FIGURA N°11: Vista panorámica del río Mayobamba.
FUENTE: Elaboración propia.



FIGURA N°12: Vista del lugar de captación en el río Mayobamba.
FUENTE: Elaboración propia.

4.1.3 Modelamiento hidráulico con HEC-RAS.

El modelamiento hidráulico se realizó con dos diferentes caudales, con $Q=875\text{m}^3/\text{s}$ (máxima avenida) y $Q=2.5\text{ m}^3/\text{s}$ (valor mínimo del caudal medio mensual).

La data que se ingresó al programa HEC RAS fue referente a 6 secciones del río, respecto al caudal en máximas avenidas, valor mínimo del caudal medio mensual, coeficiente de rugosidad de Manning y pendiente promedio del río en el sector del proyecto.

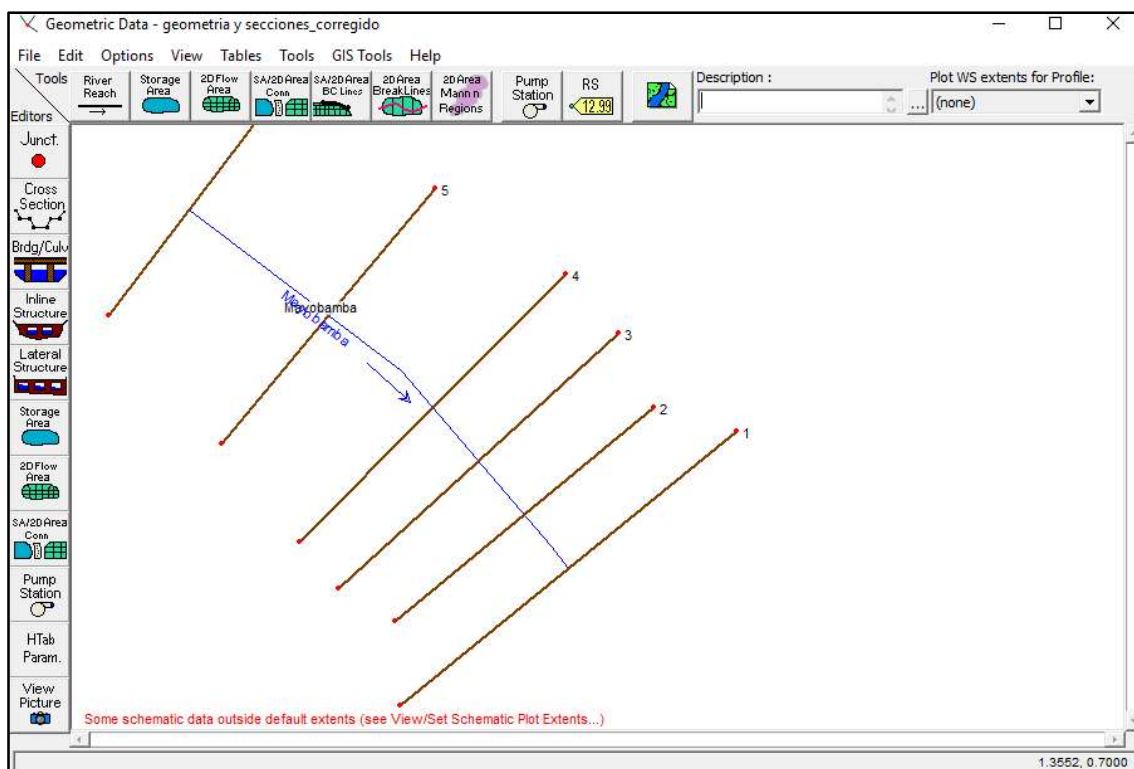


FIGURA N°13: Diagrama del Río y sus secciones.

FUENTE: Elaboración propia.

Profile Output Table - Standard Table 1													
HEC-RAS Plan: Plan 03 River: Mayobamba Reach: Mayobamba Profile: PF 1													
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude #	Chl
Mayobamba	6	PF 1	875.00	3021.84	3027.27	3027.27	3028.97	0.029390	5.79	151.22	44.79	1.01	
Mayobamba	5	PF 1	875.00	3020.95	3026.53	3025.52	3027.46	0.012810	4.26	205.22	51.57	0.68	
Mayobamba	4	PF 1	875.00	3020.14	3026.31		3026.94	0.008977	3.51	249.20	65.20	0.57	
Mayobamba	3	PF 1	875.00	3021.10	3025.23	3025.23	3026.57	0.031077	5.12	170.81	64.41	1.00	
Mayobamba	2	PF 1	875.00	3020.01	3024.38	3024.52	3025.87	0.037620	5.40	161.91	65.05	1.09	
Mayobamba	1	PF 1	875.00	3018.90	3022.49	3023.12	3024.79	0.069351	6.72	130.20	58.97	1.44	

FIGURA N°14: Datos Cálculos en la Modelación con un caudal de $Q=875\text{m}^3/\text{s}$.

FUENTE: Elaboración propia.

Profile Output Table - Standard Table 1												
HEC-RAS Plan: Plan 03 River: Mayobamba Reach: Mayobamba Profile: PF 1												
Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
Mayobamba	6	PF 1	2.50	3021.84	3022.24	3022.24	3022.35	0.072381	1.42	1.77	8.74	1.01
Mayobamba	5	PF 1	2.50	3020.95	3021.63	3021.20	3021.64	0.000808	0.25	9.89	22.42	0.12
Mayobamba	4	PF 1	2.50	3020.14	3021.63		3021.63	0.000054	0.10	23.84	26.48	0.04
Mayobamba	3	PF 1	2.50	3021.10	3021.55		3021.62	0.041961	1.16	2.15	9.53	0.78
Mayobamba	2	PF 1	2.50	3020.01	3020.44	3020.44	3020.54	0.070681	1.45	1.72	8.08	1.00
Mayobamba	1	PF 1	2.50	3018.90	3019.38	3019.25	3019.41	0.015013	0.73	3.43	14.23	0.47

FIGURA N°15: Datos Cálculos en la Modelación con un caudal de $Q=2.5\text{m}^3/\text{s}$.
FUENTE: Elaboración propia.

La elección de la ubicación de la obra de captación dependió de las características topográficas y geomorfológicas del río, del análisis del estudio topográfico, y de la visita a la zona del proyecto. Se consideró que el punto de captación fuese en la sección del río número 3, debido a que esta área presentó mayor uniformidad en su sección, así como también en esta sección el tirante crítico es igual al tirante normal por lo tanto la energía específica es mínima.

En la sección 3, se tiene un espejo de agua $T=64.41\text{ m}$. con un caudal $Q=875\text{m}^3/\text{s}$. y $T=9.54\text{ m}$. con un caudal $Q=2.5\text{m}^3/\text{s}$.

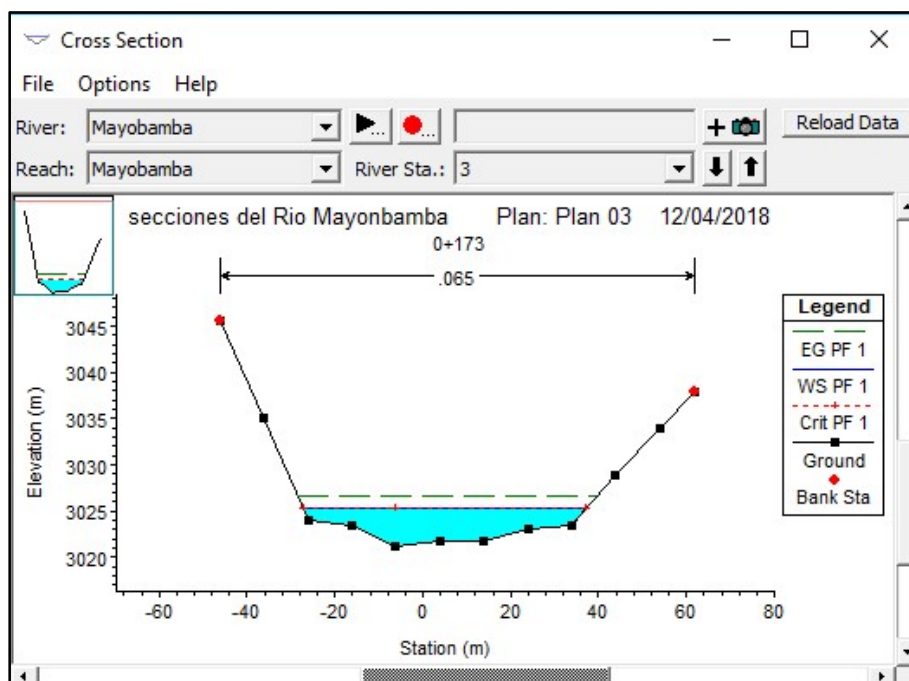


FIGURA N°16: Sección 3 del río con un caudal de $Q=875\text{ m}^3/\text{s}$.
FUENTE: Elaboración propia.

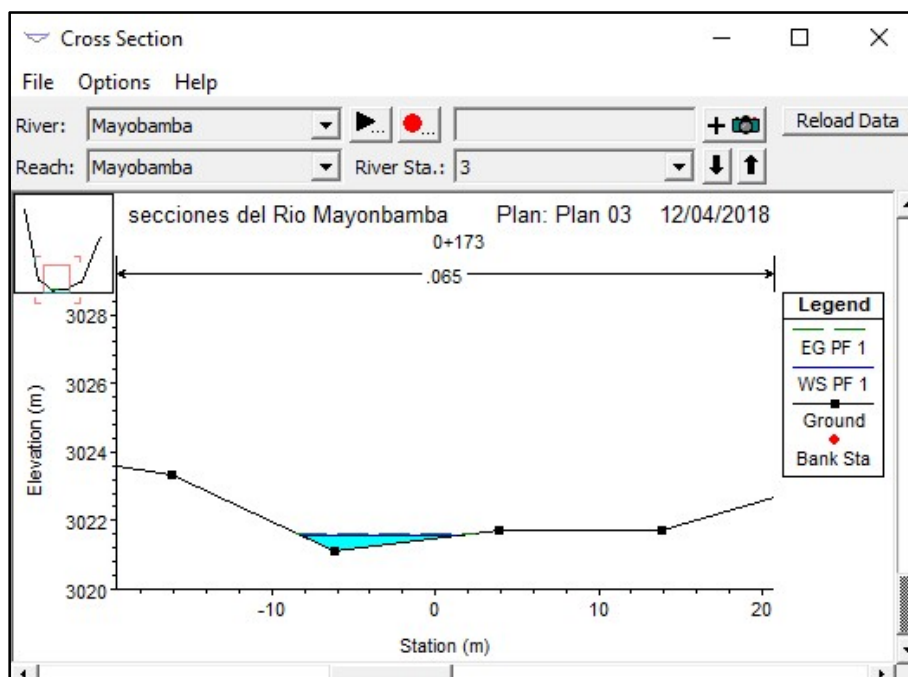


FIGURA N°17: Sección 3 del río con un caudal de $Q=2.5 \text{ m}^3/\text{s}$.
FUENTE: Elaboración propia.

4.1.4 Criterios no económicos para selección del tipo de captación.

La demanda hídrica para las 750 has de cultivo fue de $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$. lo cual indica que, al no ser una demanda alta de agua, la ventana de captación no será de una gran dimensión.

El cauce presenta mínimas cantidades de sedimentos en los meses de junio a septiembre, donde no hay presencias de lluvias. En los meses de diciembre a marzo el cauce lleva medianas cantidades de piedras de 10 pulgadas de diámetro aproximadamente.

Teniendo estas premisas se eligió el tipo de captación alpino o tirolesa, debido a que estos también se adecuan muy bien a los ríos de montaña (torrentes) donde las pendientes son pronunciadas.

Esto corroboró la ubicación de la toma, pues las bocatomas tirolesas se ubican apropiadamente en tramos rectos y estables del río, a diferencia de las bocatomas convencionales donde se busca una curvatura del río.

4.2 Diseño de la presa derivadora

4.2.1 Ancho estable del cauce

Para el cálculo del ancho estable “B” es necesario calcular el coeficiente “a” según muestra la ecuación (4.2)

$$B = \frac{a + \sqrt{Q}}{\frac{1}{s^5}} \quad (4.2)$$

El coeficiente “a” se calcula con la siguiente formula:

$$a = (n * k^{\frac{5}{3}})^{\frac{3}{3+5*m}} \quad (4.3)$$

Donde:

k=10 (material aluvial)

n=0.065 (coeficiente de Manning)

m=1 (cauces aluviales)

Entonces:

$$a = (0.065 * 10^{\frac{5}{3}})^{\frac{3}{3+5*1}}$$

$$a = 1.51$$

Reemplazando en la ecuación (4.2)

$$B = \frac{1.51 + \sqrt{875}}{\frac{1}{0.015^5}}$$

$$B = 103.5 \text{ m}$$

El ancho estable para un caudal de $875 \text{ m}^3/\text{s}$ es de 103.5m, este valor es bastante conservador dado que el ancho del río es de 60m aproximadamente verificado *in situ*. Hacer trabajos de movimiento de tierra para ensanchar el cauce es demasiado costoso, por ende, se consideró el ancho natural del cauce y esto nos llevó a tener velocidades altas las cuales pueden ser erosivas. Por esta razón, se diseñaron conjuntamente obras de protección. |

4.2.2 Profundidad de socavación.

Como datos de entrada, se tiene:

$D_m = 11.13mm$ calculado del estudio granulométrico.

$y_o = 4.05m$ Calculado del modelamiento hidráulico.

$Q = 875 m^3/s$ Caudal máximo en un período de retorno de 50 años.

$\mu = 0.98, x = 0.3377, \beta = 0.97$ Calculados de las siguientes tablas

Tabla N°35: Cálculo de coeficiente de contracción " μ "

Velocidad Media en la Sección En m/s	Longitud libre entre pilas en m.							
	10	18	25	30	52	63	106	200
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.98	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00
2.00	0.93	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	1.00
3.00	0.89	0.94	0.96	0.96	0.98	0.98	0.99	0.99
3.50	0.87	0.93	0.95	0.96	0.98	0.98	0.99	0.99
4.00 o mayor	0.85	0.92	0.94	0.95	0.97	0.98	0.99	0.99

FUENTE: Manual de carreteras (2012)

Tabla N°36: Valores del coeficiente " β "

Periodo de Retorno en años	Coficiente
1	0.77
2	0.82
5	0.86
10	0.90
20	0.94
50	0.97
100	1.00
500	1.05
1000	1.07

FUENTE: Manual de carreteras (2012)

Tabla N°37: Valores de "x" para suelos no cohesivos.

Dm. En mm.	X	Dm. En mm.	X
0.05	0.43	40.00	0.30
0.15	0.42	60.00	0.29
0.50	0.41	90.00	0.28
1.00	0.40	140.00	0.27
1.50	0.39	190.00	0.26
2.50	0.38	250.00	0.25
4.00	0.37	310.00	0.24
6.00	0.36	370.00	0.23
8.00	0.35	450.00	0.22
10.00	0.34	570.00	0.21
15.00	0.33	750.00	0.20
20.00	0.32	1000.00	0.19
25.00	0.31		

FUENTE: Manual de carreteras (2012)

Entonces:

Para el cálculo de "a" se reemplazó los datos en la ecuación:

$$a = \frac{q}{y_o^{\frac{5}{3}} * \beta * \mu} \quad (4.6)$$

$$a = 1.35$$

Siguiendo el proceso, se calcula d_s , reemplazando "a" en la ecuación (4.5)

$$d_s = \left[\frac{a + y_o^{\frac{5}{3}}}{0.68 * D_m^{0.28} * \beta} \right]^{\frac{1}{1+x}} \quad (4.5)$$

$$d_s = 5.88$$

Finalmente, el resultado de la ecuación (4.5), se reemplazó en la ecuación (4.4)

$$P_s = d_s - y_o \quad (4.4)$$

$$P_s = 1.83m$$

Aproximando y con fines constructivos:

$$P_s = 2.00m$$

4.2.3 Diseño de rejilla.

Para el cálculo de las dimensiones de la rejilla se procedió a calcular cada uno de los coeficientes de la ecuación (4.7).

$$Q = \frac{2}{3} * C * \mu * B * L * \sqrt{2gh} \quad (4.7)$$

Donde:

Q: Caudal a ser captado por la toma tirolesa (m³/s).

C: Coeficiente de la rejilla.

μ : Coeficiente de contracción de la rejilla.

B: Ancho de la toma tirolesa (m).

L: Longitud de toma de la rejilla (m).

h: Profundidad del agua en el borde superior de la rejilla (m).

g: Aceleración de la gravedad, g=9.82m/s².

El coeficiente de la rejilla se calcula de la forma siguiente:

$$C = 0.6 * \frac{a}{b} * \cos^{\frac{3}{2}}(\beta) \quad (4.8)$$

Donde:

a: Abertura entre barras adyacentes (figura N°10).

b: Espacio entre los ejes de cada barra (figura N°10).

β : Angulo de inclinación de la rejilla con respecto a la horizontal.

Para el cálculo de “h” primero debemos conocer el “hc (tirante sobre la presa, Figura N° 18)”, lo cual se calculó con la ecuación de vertederos.

$$h = kc * hc \quad (4.9)$$

Donde:

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

Siendo $\beta = 30$, entonces $k_c=0.762$

Para el cálculo de h_c , se utilizó la ecuación del vertedero.

$$Q = C * L * H^{\frac{3}{2}} \quad (4.10)$$

Donde:

$$Q=2.5\text{m}^3/\text{s}$$

C=Coeficiente de escurrimiento de agua sobre el vertedero cuyo valor es 2.4 para paredes anchas.

L=35m (longitud del dimensionamiento de la manga de concreto ciclópeo)

Con los datos siguientes el valor de $h_c=9.6$ cm.

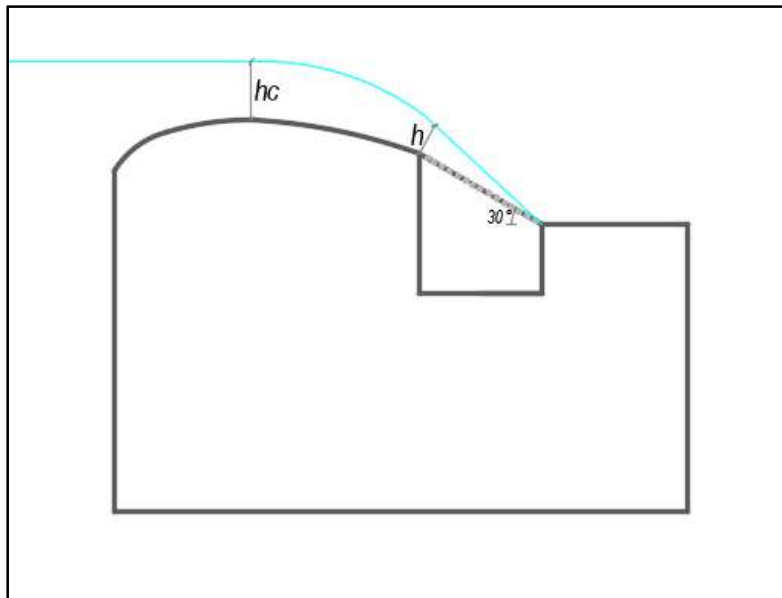


FIGURA N°18: Relación entre las dimensiones “ h_c ” y “ h ”.

FUENTE: Elaboración propia.

De la ecuación $h = kc * hc$

Se obtiene el valor de $h=0.0732m$.

De la Figura N°10 obtenemos que:

- Espesor de Barrote rectangular = 1/2" (comercial)
- Distancia entre Barrotes=2cm.

Entonces:

$a=2cm$.

$b=3.3cm$.

Reemplazando en la ecuación N°8 obtenemos

$$C = 0.6 * \frac{0.02}{0.033} * \cos^{\frac{3}{2}}(30^\circ)$$

$$C = 0.296$$

El valor del coeficiente de contracción de rejilla (μ), varia desde 0.62 en secciones rectangulares hasta 0.95 para secciones circulares

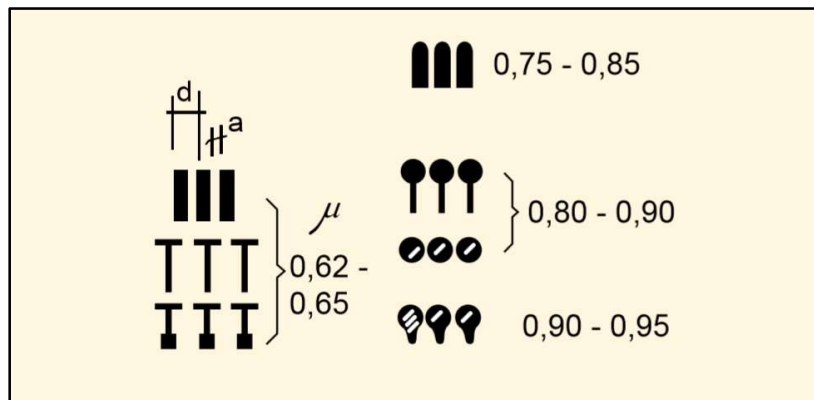


FIGURA N°19: Valores del coeficiente de contracción de la rejilla.
FUENTE: Criterios de diseño y construcción de obras de captación (2002).

Reemplazando todas las variables en la ecuación N°4.7

$$Q = \frac{2}{3} * C * \mu * B * L * \sqrt{2gh}$$

$$0.5 = \frac{2}{3} * 0.296 * 0.62 * B * L * \sqrt{2 * 9.81 * 0.0732}$$

$$B = 3.41/L \quad (a)$$

De la ecuación (a) tenemos:

Tabla N°38: Relación entre ancho y longitud de la rejilla

B	1	2	3	4	5	6	7
L	3.41	1.71	1.14	0.85	0.68	0.57	0.49

FUENTE: Elaboración Propia

Del cuando se optó por la mejor relación:

- B=4m
- L=0.85m

De la teoría se deduce que la Longitud adoptada es el 20% más de la Longitud calculada.

Entonces las Dimensiones finales de la rejilla sería:

- B=4m.
- L=1m.
- Num. de Barrotes= 122und.

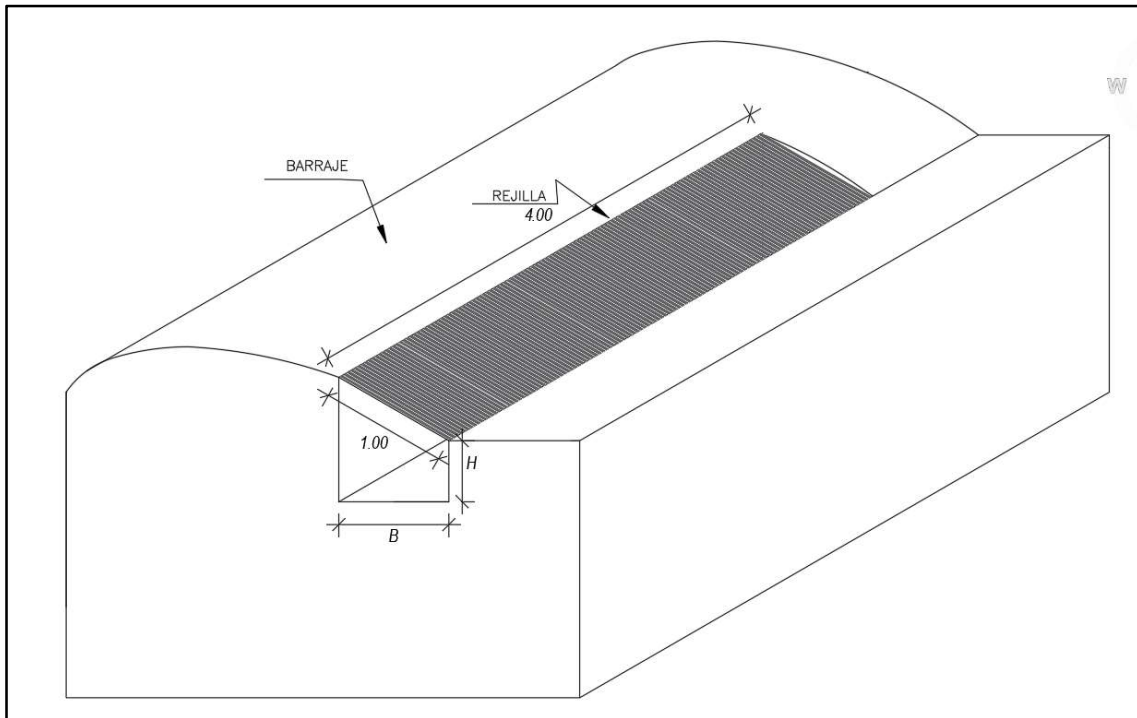


FIGURA N°20: Dibujo Isométrico de la Bocatoma tirolesa.

FUENTE: Elaboración propia.

4.2.4 Diseño de canal colector.

El canal colector tiene la función de recibir y transportar el caudal que ingresa por la rejilla, y al material sólido que logra pasar a través de ella; por lo tanto, la sección transversal del canal colector debe ser dimensionada para evacuar el caudal de diseño de la toma.

El ancho del canal corresponde con la longitud L de la rejilla, según fórmula.

$$B = L * \cos(\beta) \quad (4.11)$$

$$B = 1 * \cos(30)$$

$$B = 0.87m.$$

Entonces, para fines constructivos

$$B = 0.90m.$$

Debido a la alta turbulencia del flujo y al ingreso de material grueso por la rejilla, se adopta rugosidad alta, en lo que normalmente sería 0.014 en concreto se utilizó $n=0.025$

Se utilizó la fórmula de Manning

$$Q = \frac{1}{n} * A * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} \quad (4.12)$$

Donde:

Q: Caudal de ingreso por la rejilla. ($Q=0.5m^3/s$)

n: Coeficiente de rugosidad de Manning ($n=0.025$)

R: Radio Hidráulico

A: Área de la sección del canal.

S: Pendiente del canal ($S=0.01$)

Reemplazando:

$$0.5 = \frac{1}{0.025} * (0.90m * Y) * \left[\frac{(0.9 * y)}{(2y + 0.9)} \right]^{\frac{2}{3}} * (0.01)^{\frac{1}{2}}$$

De la ecuación nos resulta que el tirante $Y = 0.393m$

Entonces Altura final del canal:

$$H = 1.25 * Y$$

$$H = 0.50m$$

4.2.5 Diseño geométrico.

El diseño geométrico final, fue tomado en cuenta con un perfil hidrodinámico. Para el diseño del barraje se utilizaron las coordenadas Creager, basadas en la siguiente ecuación.

$$y = -k * Hd * \left(\frac{x}{Hd} \right)^n \quad (4.13)$$

Donde:

Hd: Carga Hidráulica por encima de la cresta.

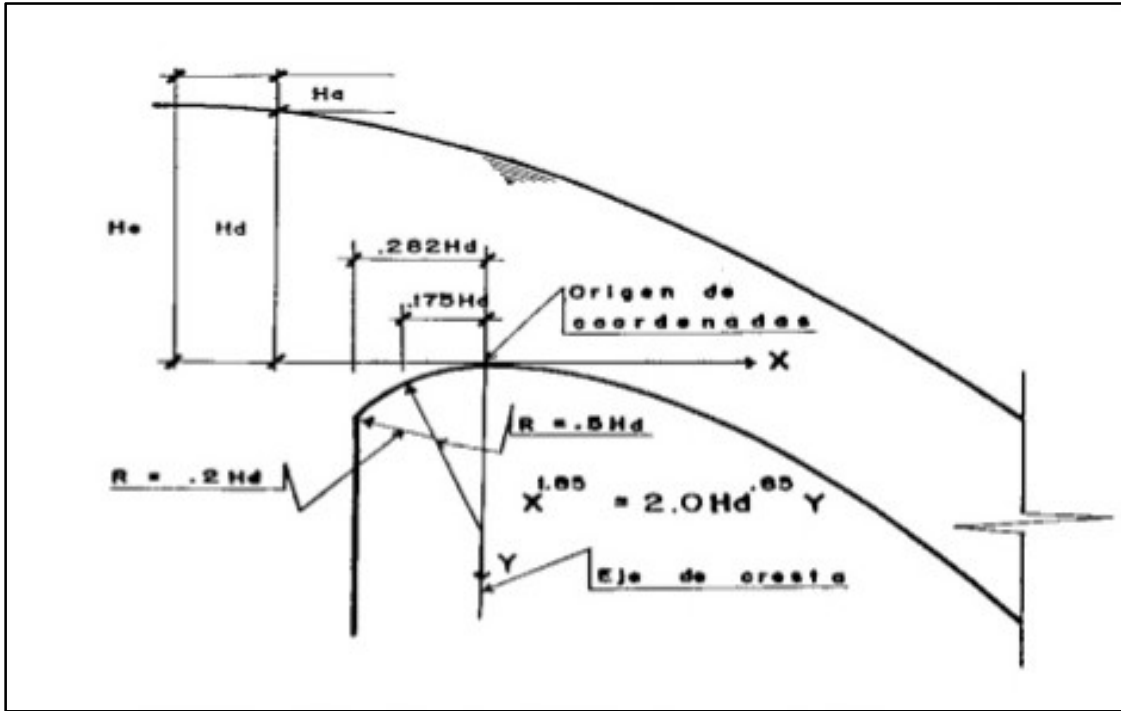


FIGURA N°21: Perfil de Cresta del Vertedero.

FUENTE: Krochin (1982)

Tabla N°39: Valores de K y N para la ecuación

Pendiente aguas arriba	K	n
VERTICAL	2	1.85
3 a 1	1.936	1.836
3 a 2	1.939	1.81
3 a 3	1.873	1.776

FUENTE: Elaboración Propia

A los cálculos anteriores de diseño de rejilla (ecuación N°4.7) y de canal colector (ecuación N°4.11), se adicionó el perfil hidrodinámico. Así, el cual el diseño geométrico final se muestra en la Figura N°23.

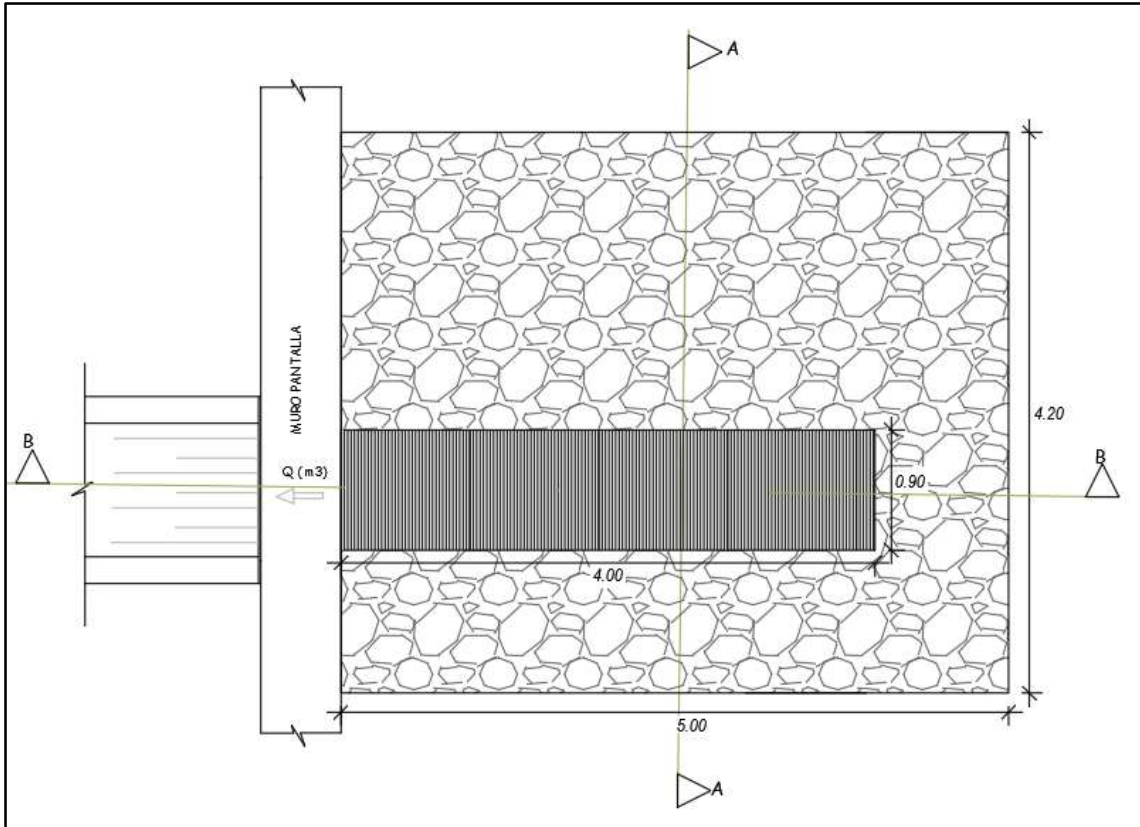


FIGURA N°22: Plano de planta de la bocatoma tirolesa.
FUENTE: Elaboración Propia.

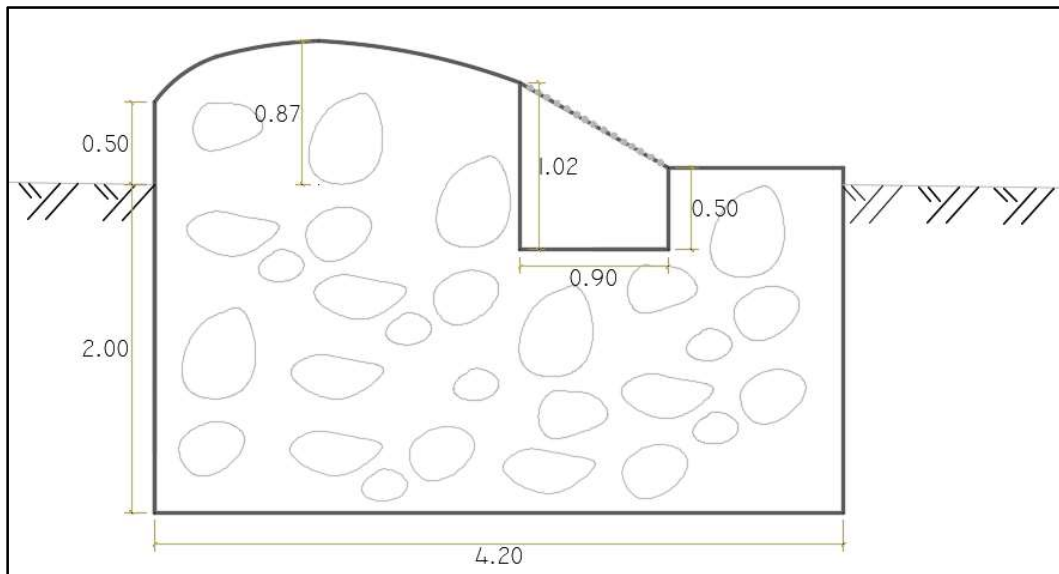


FIGURA N°23: Corte A-A de la bocatoma tirolesa.
FUENTE: Elaboración Propia.

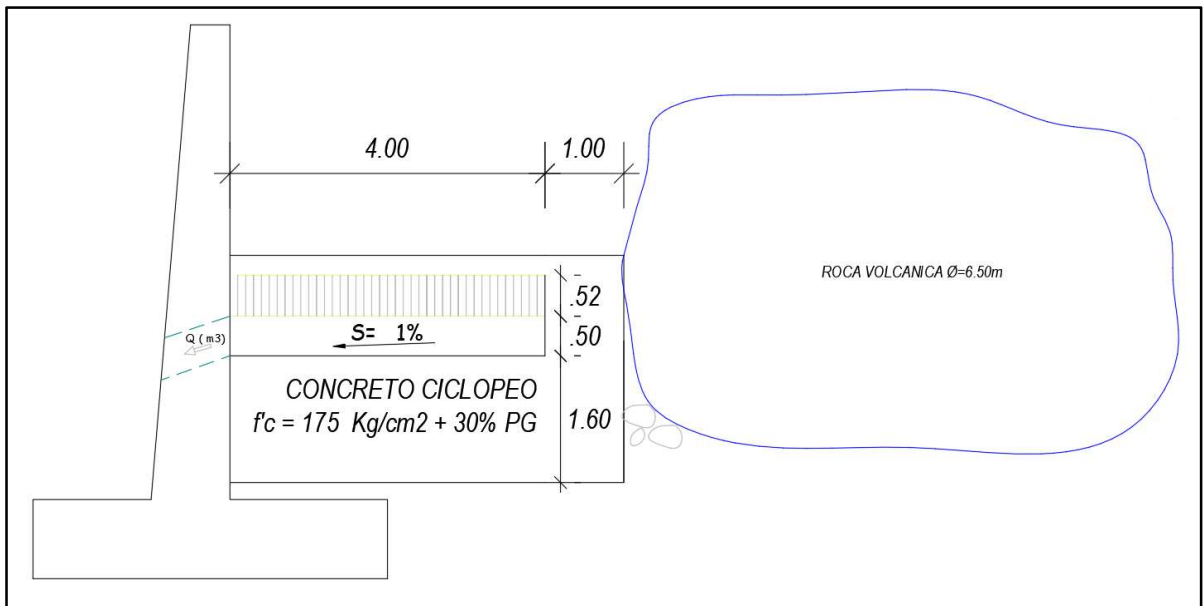


FIGURA N°24: Corte B-B de la toma tirolesa.

FUENTE: Elaboración Propia.

Tabla N°40: Resumen del dimensionamiento de la bocatoma.

PARAMETROS	UND	DIMENSION
Altura de la presa	m	0.87
Profundidad de socavación	m	2.00
Ancho de la bocatoma	m	4.20
Longitud de la presa	m	5.00
Altura inicial del perfil del barraje	m	0.50
Ancho de canal colector	m	0.90
Altura de canal colector	m	0.50
Longitud de canal colector	m	4.00
Ancho de la rejilla	m	1.00
Longitud de rejilla	m	4.00
Número de barrotes	Und.	122.00

FUENTE: Elaboración propia.

4.2.6 Evaluación hidráulica.

Se evaluó la hidráulica del flujo en la cimentación y sus posibles protecciones proyectadas con dentellón. La longitud mínima necesaria para el conjunto fue aquella que contrarrestó los efectos de la subpresión para lo cual Krochin considera la siguiente formula.

$$Lc = \frac{\sum Lh}{3} + \sum Lv ; Lc > CL * H \quad (4.14)$$

Donde:

Lh: Longitudes horizontales.

Lv: Longitudes Verticales.

CL: Coeficiente de Lane.

Lc: Distancia de Ruptura compensada.

H: Diferencia de carga hidráulica entre la cresta aguas arriba y aguas abajo.

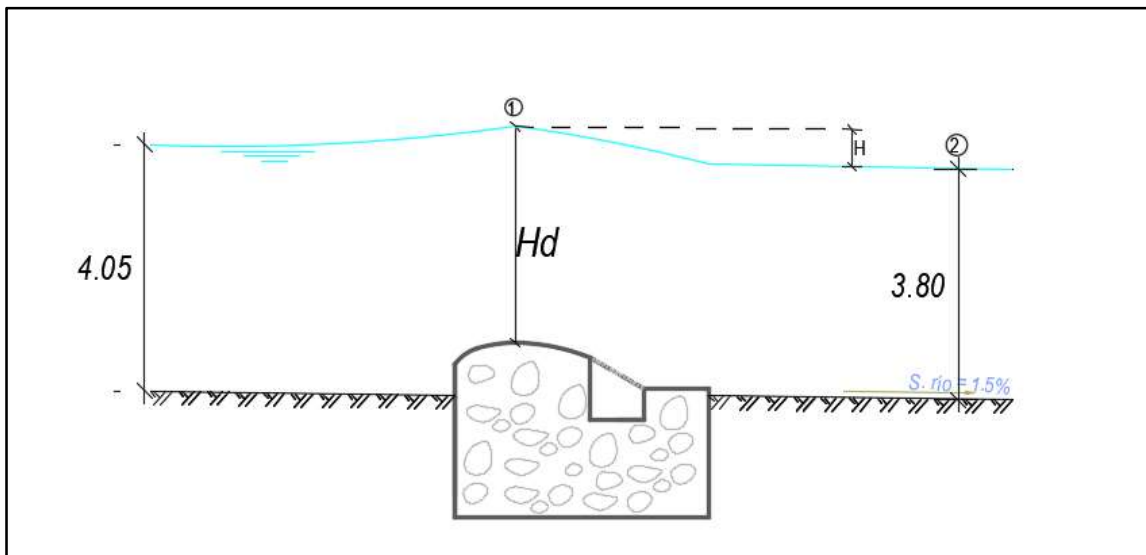


FIGURA N°25: Visualización del nivel del agua.

FUENTE: Elaboración Propia.

- Cálculo de Hd.

Previamente se calculó el tirante aguas arriba, el cual tiene un valor de 4.05m el cual proviene del modelamiento hidráulico, y el tirante aguas abajo el cual tiene un valor de 3.80m fue obtenido con la ecuación de Manning.

Q=874.5m³/s (caudal)

B=54.5m (ancho de solera)

n=0.065 (coeficiente de Manning)

s=0.015 (pendiente del Río)

Con los siguientes datos se obtuvo:

$$y_n = 3.80m; V = 4.20m/s$$

Teniendo lo siguiente, se procedió a realizar el cálculo de la carga hidráulica (Hd)

$$Q = C * L * Hd^{\frac{3}{2}} \quad (4.15)$$

$$875 = 2.4 * 54.5 * Hd^{\frac{3}{2}}$$

$$Hd = 3.55m$$

Para el cálculo de la velocidad en ese punto se utilizó la ecuación de continuidad.

$$Q = A * V \quad (4.16)$$

$$875 = (3.55 * 54.5) * V$$

$$V = 4.52m/s$$

- Calculo de H.

Se realizó una igualdad de energías en los puntos 1 y 2 de la Figura N°25

$$E_1 = E_2 + h_{fc} \quad (4.17)$$

$$0.87 + 3.55 + \frac{4.52^2}{2 * 9.81} = 0 + 3.80 + \frac{4.20^2}{2 * 9.81} + h_{fc}$$

$$h_{fc} = H = 0.76m$$

Se reemplazó en la ecuación (4.14) los datos hallados:

$$\frac{\sum Lh}{3} + \sum Lv > CL * H$$

$$\frac{4.20}{3} + \sum 0 > 3.0 * 0.76$$

$$1.4 > 2.28$$

Debido a que la estructura no cumple con la evaluación hidráulica, se aumentará distancia con un colchón de enrocado, además de unos dentellones, como se muestra en la figura N°26.

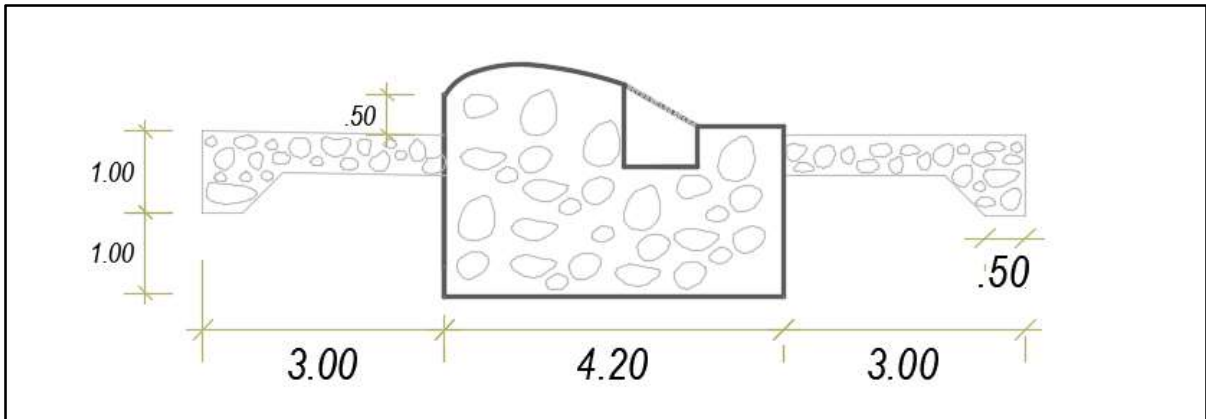


FIGURA N°26: Perfil del barraje y los enrocados.

FUENTE: Elaboración Propia.

Con este nuevo perfil se realizó nuevamente la evaluación hidráulica.

$$\frac{\sum Lh}{3} + \sum Lv > CL * H$$

$$\frac{3 + 4.20 + 3}{3} + 2 > 3.0 * 0.76$$

$$5.4 > 2.28$$

El cual cumple satisfactoriamente la evaluación hidráulica.

4.2.7 Cálculo de estabilidad.

Se analizó los factores de seguridad al volteo y al deslizamiento, los cuales tienen que ser mayores o igual a 1.5.

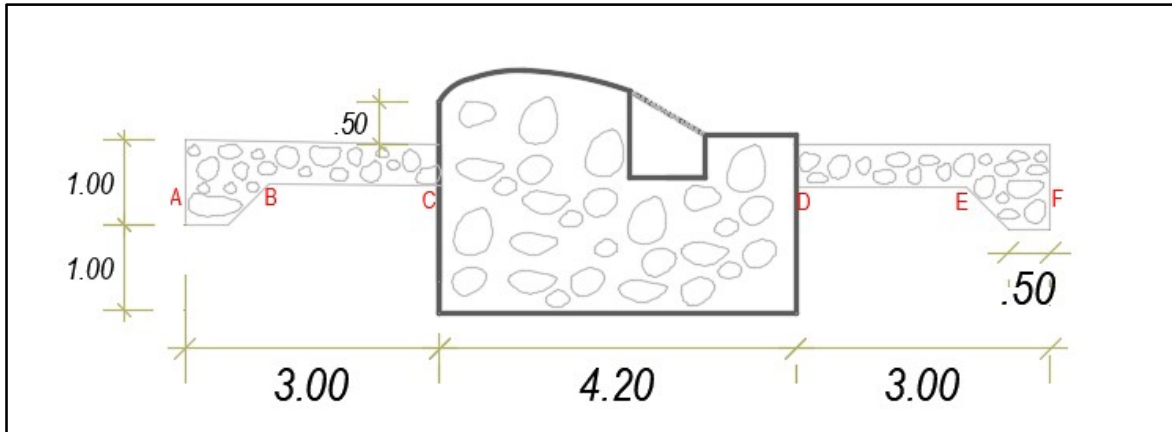


FIGURA N°27: Puntos de evaluación de supresión.

FUENTE: Elaboración Propia.

a.) Cálculo de Supresiones.

El cálculo de la supresión se realizó con la siguiente fórmula:

$$S_{p1} = S_{p0} - \left(\frac{\sum Lh}{3} + \sum Lv \right) * i \quad (4.18)$$

Donde:

S_{p1} : Subpresión en el punto 1

S_{p0} : Subpresión en el punto 0 (anterior)

Lh : Longitudes horizontales.

Lv : Longitudes verticales.

i : Gradiente hidráulico.

El Gradiente hidráulico (i) se calculó de la siguiente forma:

$$i = \frac{H}{Lc} \quad (4.19)$$

$$i = \frac{0.76}{5.38}$$

$$i = 0.14$$

Entonces:

Tabla N°41: Valores de la supresión de los puntos en metros

	$\sum Lh$	$\sum Lv$	i	Resultado
SpA	-	-	0.14	4.55
SpB	0.5	1	0.14	4.39
SpC	2.5	0	0.14	4.27
SpD	4.2	3	0.14	3.65
SpE	2.5	0	0.14	3.54
SpF	0.5	1	0.14	3.37

FUENTE: Elaboración Propia

b.) Análisis de estabilidad.

Del estudio geológico-geotécnico se tiene los siguientes datos:

$\phi = 32^\circ$ (Angulo de fricción interna)

$\gamma = 1899 \text{ kg/m}^3$ (Peso específico del suelo natural)

$\gamma_s = 1648 \text{ kg/m}^3$ (Peso específico del suelo sumergido)

Con estos datos se calculó el coeficiente de empuje activo del suelo y el coeficiente de empuje pasivo, según Rankine:

$$K_A = \frac{1 - \text{Sen}(\phi)}{1 + \text{Sen}(\phi)}; \quad y \quad K_P = \frac{1}{K_A} \quad (4.20)$$

Reemplazando el valor del ángulo de fricción interna del suelo en la ecuación (4.20) se obtiene:

$$K_A = 0.307$$

$$K_P = 3.25$$

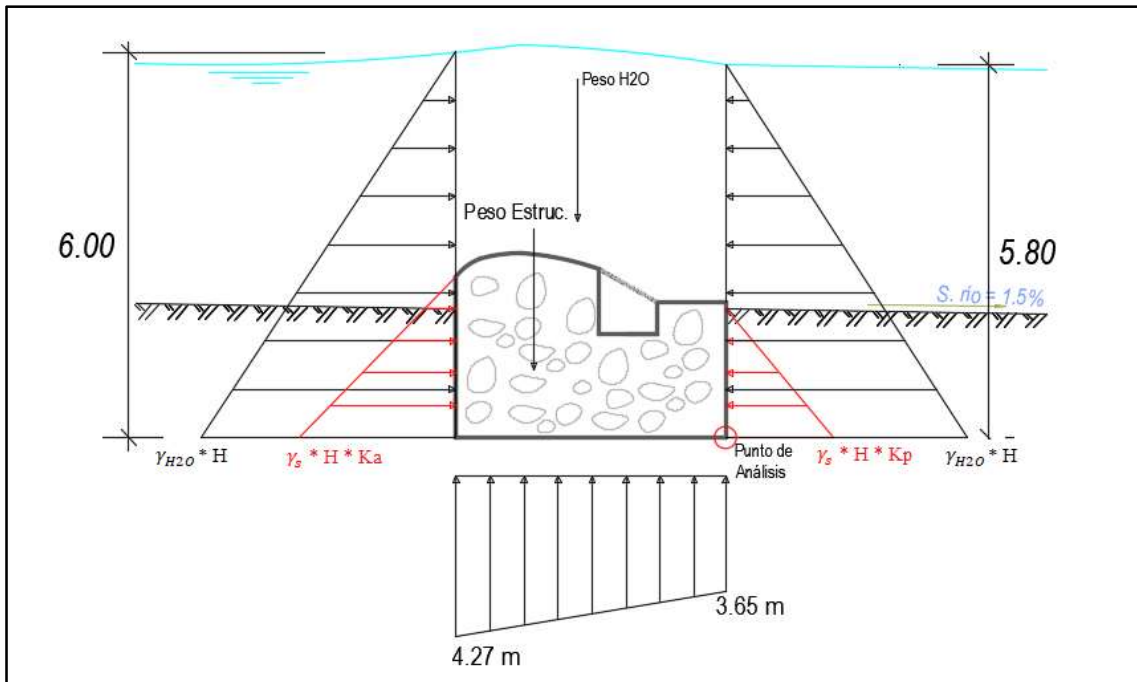


FIGURA N°28: Diagrama de fuerzas actuantes en la estructura.
FUENTE: Elaboración Propia.

Para el siguiente cálculo de estabilidad se necesita hallar las fuerzas puntuales actuantes hacia la estructura y sus respectivos centroides de dichas fuerzas, tomando como origen de coordenadas el punto de análisis.

$$\bar{X} = \frac{\int X * dA}{A}$$

$$\bar{y} = \frac{\int y * dA}{A}$$

- Fuerza actuante de aguas arriba.

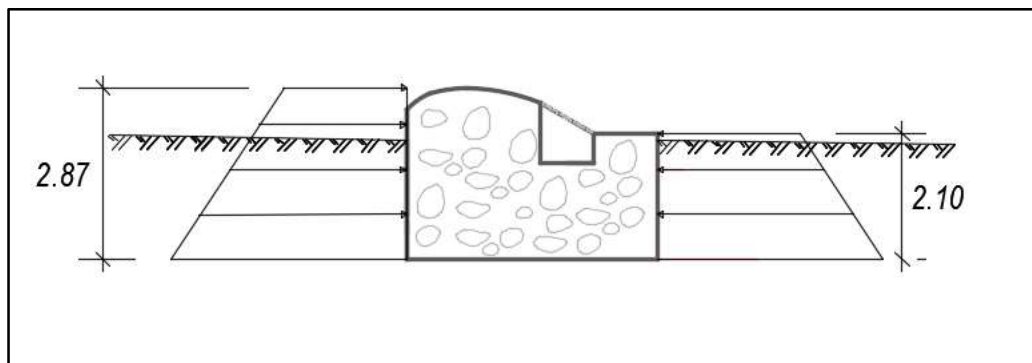


FIGURA N°29: Diagrama de fuerzas del agua actuantes en la estructura.
FUENTE: Elaboración Propia.

$$F=12 \text{ tn.}$$

$$\bar{y} = 1.41m$$

- Fuerza actuante del suelo activo.

$$F= 1.58 \text{ tn.}$$

$$\bar{y} = 0.833m$$

- Peso de la estructura.

Peso Específico del concreto ciclópeo:
 $\gamma = 2300kg/m^3$

$$F= 22.4 \text{ tn.}$$

$$\bar{X} = 1.89m$$

- Peso del agua por encima de la estructura.

$$F= 14.17 \text{ tn.}$$

$$\bar{X} = 2.13m$$

- Fuerza de la supresión.

$$F= 16.38 \text{ tn.}$$

$$\bar{X} = 2.012m$$

- Fuerza actuante de aguas abajo.

$$F= 9.99 \text{ tn.}$$

$$\bar{y} = 0.97m$$

- Fuerza actuante del suelo pasivo.

$$F = 10.71 \text{ tn.}$$

$$\bar{y} = 0.67m$$

Con los siguientes datos, se continuó el análisis de estabilidad.

Análisis al volteo

Momentos actuantes

$$12 * 1.41 = 16.92 \text{ tn.m (Carga hidrostática aguas arriba)}$$

$$1.58 * 0.833 = 1.32 \text{ tn.m (Empuje activo del suelo)}$$

$$16.38 * 2.118 = 34.69 \text{ tn.m (Supresión)}$$

$$\sum M_A = 52.93 \text{ tn.m}$$

Momentos resistentes

$$9.99 * 0.97 = 9.69 \text{ tn.m (carga hidrostática aguas abajo)}$$

$$10.71 * 0.67 = 7.16 \text{ tn.m (Empuje pasivo del suelo)}$$

$$22.4 * 2.24 = 50.18 \text{ tn.m (Peso de la estructura)}$$

$$14.17 * 2.0 = 28.34 \text{ tn.m (Peso del agua que está por encima de la estructura)}$$

$$\sum M_R = 95.38 \text{ tn.m}$$

Entonces:

$$F_S = \frac{\sum M_R}{\sum M_A}$$

$$F_S = \frac{95.38}{52.93} = 1.81$$

El factor de seguridad resultó mayor a 1.5, por lo que está garantizado a que no ocurra una falla al volteo, cabe resaltar que algunos casos este factor puede ser mayor debido a que el diseño pueda estar dominado por otra condición de falla.

Análisis al deslizamiento

Fuerzas actuantes

- Carga hidrostática aguas arriba = 12 tn
 - Empuje activo del suelo = 1.58 tn
- Total = 13.58 tn

Fuerza resistiva

- Calculo del coeficiente de fricción.

$$\mu = \frac{3}{4} * \tan(\phi)$$

$$\mu = 0.468$$

- Fuerza normal.

$$F_N = \mu * N$$

$$N = P_{estruc} + P_{H2O}$$

$$N = 22.4 + 14.17$$

Entonces se obtiene:

$$F_N = 0.468 * 36.57$$

$$F_N = 17.11 \text{ tn}$$

- Empuje pasivo del suelo.

$$E_P = 10.71 \text{ tn}$$

- Carga hidrostática aguas abajo.

$$F_a = 9.99 \text{ tn}$$

Entonces:

$$F_S = \frac{\sum F_R}{\sum F_A}$$

$$F_S = 2.78$$

El factor de seguridad resultó mayor a 1.5, por lo que está garantizado a que no ocurra una falla al deslizamiento.

4.3 Diseño de desripiador.

Entre la ventana de captación y el vertedero de salida se forma un resalto hidráulico sumergido, para su correcto funcionamiento el ancho del desripiador será igual a por lo menos la longitud del resalto hidráulico.

01.-	CANAL DE COLECTOR	
Q=	0.5000	m ³ /s
Z=	0	
B=	0.90	m
n=	0.025	
Scanal_condu=	0.01	m/m
Y3=	0.40	m

02.-	CANAL DE INGRESO AL DESRIPEADOR	
Q=	0.5000	m ³ /s
Srapida=	0.3563	m/m
B=	0.9	m
H=	0.5	m
2.1.- Cálculo del Tirante crítico (Yc)		
Ec. Flujo Crítico: (Fr=1)	$\frac{Q^2 * T}{A^3 * g} = 1$	
Para una sección rectangular:	A=B*T	T=B
Entonces:	$Yc = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B^2 * g}}$	
	Yc= 0.32	m

2.2.- Diseño del Canal de Ingreso

Lrapida=	1.88	m	Topografia
DZ=	0.62	m	Topografia
Srapida	0.3563	m/m	
B=	0.9	m	
Yc=	0.32	m	
Ac=	0.28	m ²	
Vc=	1.8	m/s	
hvc=	0.16		
Scanal_condu=	0.01	m/m	
Cota1=	3021.341	m.s.n.m	Topografia
Cota2=	3020.721	m.s.n.m	Topografia
Sprom=	0.18315	m/m	
hf=	0.34	m	Pérdida por fricción en el tramo

Ec. Conservación de Energía

$$E1 = E2$$

$$Z1 + Yc + hvc = Z2 + Y2 + hv2 + hf$$

$$(Z1 - Z2) + Yc + \frac{Vc^2}{2 * g} = Y1 + \frac{V1^2}{2 * g} + hf$$

$$1.09 = Y1 + \frac{3.37^2}{2 * 9.81 * 0.4^2 * Y1^2} + 0.34$$

$$E1 = 1.09$$

$$E2 = 1.09$$

$$Y1 = 0.165 \text{ m}$$

$$V1 = 3.37 \text{ m/s}$$

$$hv1 = 0.578$$

03.-	Diseño de Poza disipadora	
Para Q de diseño	0.5000	>> del tránsito de avenidas
3.1.- Cálculo del tirante conjugado (Y2)		
Ec. De Momentum		
(Para calcular el tirante conjugado en la poza)		
$M1 = M2$		
$\frac{Y1}{2} * A1 + \frac{Q^2}{g * A1} = \frac{Y2}{2} * A2 + \frac{Q^2}{g * A2}$		
		$0.17 = \frac{Y2}{2} * (0.4 * Y2) + \frac{0.1181^2}{9.81 * (0.4 * Y2)}$
M1=	0.17	
M2=	0.17	
<u>Datos de Y2</u>		
Y1=	0.165	m
B5=	1.00	
V5=	3.37	m/s
hv5=	0.58	m
Fr=	2.65	
<u>Cálculo de Y2</u>		
Y2=	0.500	m
3.2.- Cálculo de la longitud de la poza de disipación		
$L = 2.5 * 1.4(Y3 - Y2)$		(Ec. Pavloski)
L poza=	1.2	m

4.4 Diseño del desarenador

El Desarenador que se diseñó es de lavado discontinuo, almacena y luego expulsa los sedimentos en movimientos separados. El desarenador es de una sola nave, sin embargo, posee el canal directo por el cual se da servicio mientras se está lavando el desarenador, esto garantiza que no se suspenda el servicio por motivo de reparación o inspección.

4.4.1 Datos de entrada

Caudal:

$$Q=0.5\text{m}^3/\text{s}.$$

Canal de entrada:

$$B=0.70\text{m (base)}$$

$$H=0.80\text{m (altura)}$$

Pendiente de caída de fondo:

$$S=2.0\%$$

4.4.2 Cálculo del diámetro de las partículas a sedimentar.

Para sistemas de riego como es el caso, generalmente se acepta hasta un diámetro de 0.5mm. también se tomó en cuenta la distribución del caudal hacia las zonas de cultivo y la distancia del último punto de entrega de agua, debido a la presencia de vientos en el sentido del río, el cual llevan material suspendido en consecuencia puede ser depositado en el río o el canal de conducción, entonces se estableció que la partícula mínima a decantar sea 0.3mm para comprometer que el caudal entregado en el último punto sea el adecuado para un riego tecnificado.

4.4.3 Cálculo de la velocidad de Agua.

$$V = a\sqrt{d} \quad (4.21)$$

Donde:

V: Velocidad del flujo en el tanque (cm/s)

d: Diámetro mínimo a decantar (mm)

a: Constante en función del diámetro

Tabla N°42: Valores de “a” en función del diámetro(mm).

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

FUENTE: Villon (2003)

Entonces:

$$V = 44\sqrt{0.3}$$

$$V = 24.1 \text{ cm/s}$$

$$V = 0.241 \text{ m/s}$$

4.4.4 Cálculo de la velocidad de caída de las partículas (w).

Para el siguiente cálculo, existen varias fórmulas empíricas, tablas y nomogramas. Con respecto a este caso se utilizó la tabla preparada por *Arkhangelski*. El cual permite calcular w (cm/s) en función del diámetro de partículas (mm).

Tabla N°43: Valores de sedimentación “w” en función del diámetro (mm).

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

FUENTE: Arkhangelski (1935)

Entonces:

$$w = 0.0324 \text{ m/s}$$

4.4.5 Cálculo de dimensiones del tanque.

Despreciando el efecto del flujo turbulento sobre la velocidad de sedimentación, se planteó las siguientes relaciones:

Caudal:

$$Q = A * v$$

$$0.5 = A * 0.241$$

$$A = 2.07 \text{ m}^2$$

Entonces:

$$b = 2.0m$$

$$h = 1.10m$$

4.4.6 Cálculo de la longitud activa del desarenador.

Según Metodología de NOSAKI, el cual considera el cálculo de la longitud del tanque para partículas de diámetro máximo de 0.3mm. Se tiene:

$$L = v * h * t * C \tag{4.22}$$

Donde:

L: Longitud del tanque.

v: Velocidad del flujo en el tanque.

t: Tiempo de sedimentación.

C: Coeficiente de seguridad.

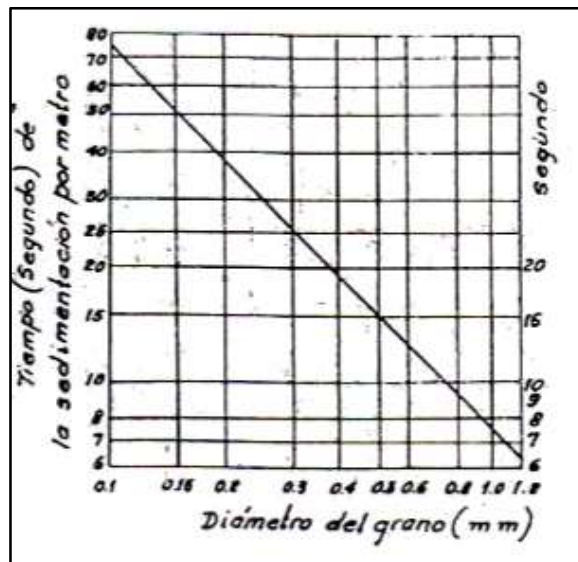


FIGURA N°30: Diagrama t (seg) vs d (mm).
FUENTE: Nosaki (1980).

Para partículas de diámetro 0.3mm se tiene un tiempo de sedimentación de 25 segundos.

Entonces:

$$L = 0.241 * 1.1 * 25 * 1.5$$

$$L = 10.0m$$

4.4.7 Cálculo de la longitud de la transición.

Según Hind, la eficiencia de sedimentación depende de la uniformidad de la velocidad en la sección transversal, por lo cual estableció la siguiente formula:

$$L = \frac{T_1 - T_2}{2 * \tan(22.5^\circ)}$$

Donde:

T_1 : Espejo de agua del tanque del desarenador.

T_2 : Espejo de agua del canal de ingreso.

Entonces:

$$L = \frac{2.0 - 0.70}{2 * \tan(22.5^\circ)}$$

$$L = 1.56m$$

4.4.8 Cálculo de la longitud del vertedero.

Este se ubica al final del tanque, sobre el cual pasa el agua limpia hacia el canal de salida. Mientras más pequeña sea esta velocidad de paso por el vertedero, menos turbulencia causa en el desarenador. Según Villon (2003) como máximo se admite que esta velocidad puede llegar a 1m/s. entonces esta velocidad pone en limite al valor máximo de la carga “h” sobre el vertedero el cual es de 0.25m.

Para ello se utilizó la ecuación del vertedero.

$$Q = C * L * H^{\frac{3}{2}}$$

Donde:

$$Q = 0.5 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$C = 1.84 \text{ (para crestas agudas)}$$

$$H = 0.25$$

Entonces se tiene:

$$L = 2.20\text{m}$$

4.4.9 Cálculo de la caída del fondo

$$\Delta Z = L * s$$

Donde:

ΔZ : Diferencia de cotas del fondo del desarenador.

L: Longitud del tanque.

s: Pendiente del fondo del desarenador.

Entonces:

$$\Delta Z = 10.00 * 0.02$$

$$\Delta Z = 0.2\text{m}$$

También se tiene la Profundidad del desarenador frente a la compuerta de lavado:

$$H = h + \Delta Z$$

$$H = 1.1\text{m} + 0.2\text{m}$$

$$H = 1.3\text{m}$$

4.5 Diseño de las obras de protección de la bocatoma.

Para proteger la bocatoma, antecanal y desarenador de las máximas avenidas en el margen izquierdo aguas abajo, se han considerado dos tipos de estructuras diferentes a diseñar en esta zona.

- Muro de encauzamiento, el cual también funcionará como contención.
- Muro en Gaviones.

4.5.1 Caudal de diseño y altura de las estructuras.

El caudal de diseño será el máximo en un tiempo de retorno de 50 años, el cual es $Q=875\text{m}^3/\text{s}$.

Para el cálculo de las alturas de las estructuras nos basamos en el modelamiento hidráulico que se realizó anteriormente, en la figura N°14 se logra visualizar las alturas máximas del nivel de agua de las secciones del río.

Para el muro de contención se utilizó la cota máxima de la sección tres (3025.23 msnm), y para los gaviones se utilizó las cotas máximas de la sección dos (3024.38 msnm).

4.5.2 Dimensionamiento de la estructura y resultados de la estabilidad

a.) Muro de encauzamiento: Su función principal es de encauzar las aguas, así como también sirve de protección hacia el destripador y el canal de derivación.

Se diseñó para el caso más crítico el cual fue en máximas avenidas, teniendo una altura total de 7m.

a.1) Predimensionamiento.

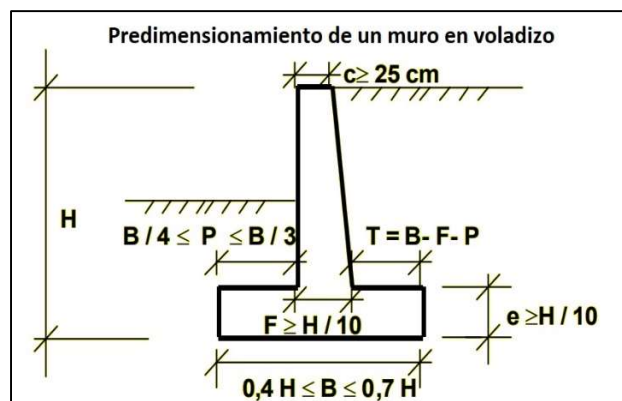


FIGURA N°31: Predimensionamiento del muro en voladizo.

FUENTE: Elaboración Propia.

Tabla N°44: Dimensiones del muro en voladizo.

	Predimen.	Dimensiones finales
e	0.70	1.00
C	0.29	0.60
F	0.70	1.00
B	3.85	4.50
P	1.28	1.50
T	1.87	2.00

FUENTE: Elaboración propia.

Se analizó los factores de seguridad al volteo y al deslizamiento, los cuales tienen que ser mayor o igual a 1.5.

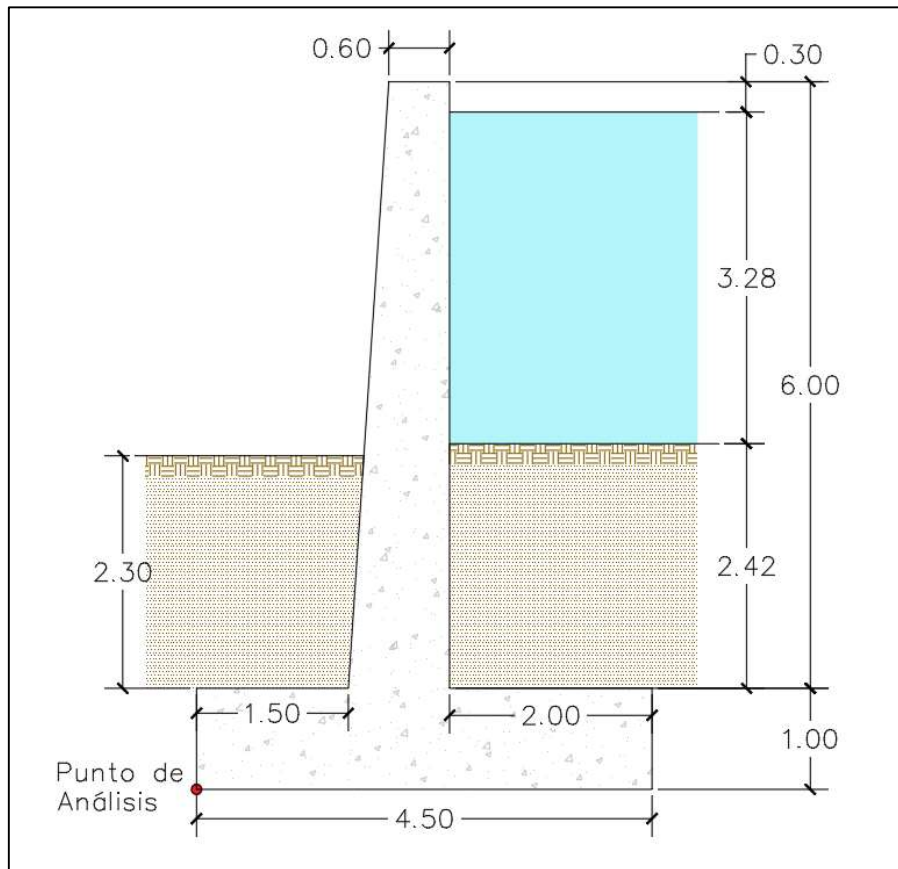


FIGURA N°32: Esquema en máximas avenidas y punto de análisis
FUENTE: Elaboración Propia.

a.2) Diagrama de fuerzas actuantes.

Según el estudio geológico-geotécnico se tiene lo siguiente:

$\phi=32^\circ$ (Angulo de fricción interna)

$\gamma = 1.89 \text{ tn}/\text{m}^3$ (Peso específico del suelo natural)

$\gamma_s = 1.65 \text{ tn}/\text{m}^3$ (Peso específico del suelo sumergido)

De la ecuación 4.20 se obtiene.

$$K_A = 0.307$$

$$K_P = 3.25$$

Con ello se procedió a calcular las fuerzas que actúan sobre el muro.

- Empuje del agua.

$$F = \gamma \cdot H^2 / 2$$

- Empuje activo del suelo.

$$Ea = \frac{\gamma_s \cdot H^2 \cdot K_A}{2}$$

- Empuje pasivo del suelo.

$$Ep = \frac{\gamma_s \cdot H^2 \cdot K_P}{2}$$

- Subpresión.

$$S_{p1} = S_{p0} - \left(\frac{\sum Lh}{3} + \sum Lv \right) * i \quad (4.18)$$

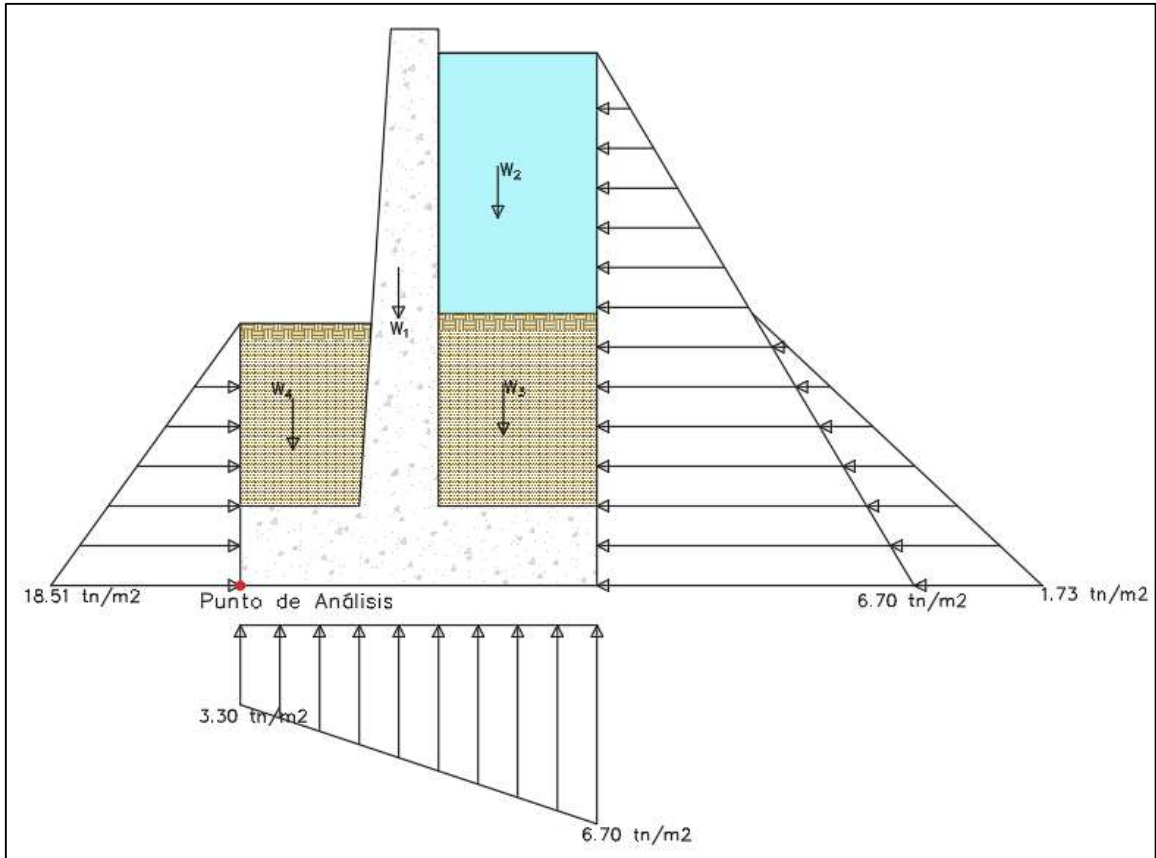


FIGURA N°33: Diagrama de fuerzas.

FUENTE: Elaboración Propia.

Para el siguiente cálculo se necesita hallar las fuerzas puntuales y sus respectivos centroides, tomando como origen de coordenadas el punto de análisis.

$$\bar{X} = \frac{\int X * dA}{A}$$

$$\bar{y} = \frac{\int y * dA}{A}$$

- Fuerzas actuantes del suelo activo sumado con el empuje del agua.

$$F=25.40 \text{ tn.}$$

$$\bar{y} = 2.10 \text{ m}$$

- Fuerza de la subpresion.

$$F=22.77 \text{ tn.}$$

$$\bar{x} = 2.25 \text{ m}$$

- Fuerza del suelo pasivo

$$F=30.54 \text{ tn.}$$

$$\bar{y} = 1.1 \text{ m}$$

- Peso de la estructura por metro lineal (w1).

$$F=22.32 \text{ tn.}$$

$$\bar{x} = 2.168 \text{ m}$$

- Peso del suelo encima del talón (w3).

$$F=12.83 \text{ tn.}$$

$$\bar{x} = 3.5 \text{ m}$$

- Peso del suelo encima del pie (w4).

$$F=9.62 \text{ tn.}$$

$$\bar{x} = 0.789 \text{ m}$$

- Peso del agua (w2).

$$F=6.56 \text{ tn.}$$

$$\bar{x} = 3.5 \text{ m}$$

Análisis al volteo

Momentos actuantes

$$25.4*2.1 = 53.34 \text{ tn.m (Empuje activo del suelo y empuje del agua)}$$

$$22.77*2.25 = 51.23 \text{ tn.m (Empuje de la subpresion)}$$

$$\sum M_A = 104.57 \text{ tn.m}$$

Momentos resistentes

$$30.54 * 1.10 = 33.59 \text{ tn.m (Empuje pasivo del suelo)}$$

$$22.32 * 2.168 = 48.39 \text{ tn.m (Peso de la estructura)}$$

$$6.56 * 3.50 = 22.96 \text{ tn.m (Peso del agua)}$$

$$12.83 * 3.5 = 44.91 \text{ tn.m (Peso del suelo que está encima del talón (w3))}$$

$$9.62 * 0.789 = 7.59 \text{ tn.m (Peso del suelo que está encima del pie (w49))}$$

$$\sum M_R = 157.45 \text{ tn.m}$$

Entonces:

$$F_S = \frac{\sum M_R}{\sum M_A}$$

$$F_S = \frac{157.45}{104.57} = 1.51$$

El factor de seguridad resultó mayor a 1.5, por lo que está garantizado a que no ocurra una falla al volteo, cabe resaltar que algunos casos este factor puede ser mayor debido a que el diseño pueda estar dominado por otra condición de falla.

Análisis al deslizamiento

Fuerzas Actuantes

- Carga hidrostática del agua y empuje del suelo sumergido = 25.403 tn

Total = 25.403 tn

Fuerza Resistiva

- Calculo del coeficiente de fricción.

$$\mu = \frac{3}{4} * \tan(\phi)$$

$$\mu = 0.468$$

- Fuerza Normal.

$$F_N = \mu * N$$

$$N = P_{estruct} + P_{H2O} + P_{suelo}$$

$$N = 51.33 \text{ tn}$$

Entonces se obtiene:

$$F_N = 0.468 * 51.33$$

$$F_N = 24.02 \text{ tn}$$

- Empuje pasivo del suelo.

$$E_P = 30.54 \text{ tn}$$

Entonces:

$$F_S = \frac{\sum F_R}{\sum F_A}$$

$$F_S = 2.15$$

Esfuerzo máximo del suelo

- Cálculo de excentricidad.

$$e = \frac{B}{2} - \frac{(\sum M_R - \sum M_A)}{\sum F_v} \quad (4.23)$$

$$e = \frac{4.5}{2} - \frac{(157.45 - 104.57)}{51.33 - 22.77}$$

$$e = 0.398$$

Comprobando

$$e < \frac{D}{6}$$

$$0.398 < \frac{4.5}{6}$$

$$0.398 < 0.75 \quad \text{ok}$$

- Cálculo de esfuerzos máximos.

$$q_1 = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6 * e}{D}\right) \quad (4.24)$$

$$q_1 = \frac{(51.33 - 22.77)}{4.5 * 1} \left(1 + \frac{6 * 0.398}{4.5}\right)$$

$$q_1 = 9.65 \text{ Tn/m}^2$$

$$q_2 = 2.98 \text{ Tn/m}^2$$

- Cálculo de la capacidad portante.

La ecuación de capacidad portante está dada, para la resistencia Mohr-Coulomb (teoría de Terzaghi), según la ecuación (3.19)

$$q_d = CN_{c'} + \gamma_{nat} DfN_q + \frac{1}{2} \gamma_{nat} BN_{\gamma}$$

Donde:

q_d : Capacidad última de carga en (Kg/cm²)

γ : Peso específico del suelo

B : Ancho de la zapata o cimiento corrido en (m)

D_F : Profundidad de la cimentación.

C : Cohesión en (Kg/cm²)

$N_c; N_{\gamma}; N_q$: Factores de capacidad de carga en función del ángulo de fricción.

Tabla N°45: Factores de capacidad de carga en función al Angulo de fricción.

ϕ	Nc	Nq	N _y	Nq/Nc	tg ϕ
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00
1	5.35	1.09	0.07	0.20	0.02
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47
26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19

FUENTE: Vesic (1973)

Tabla N°46: Calculo de la carga admisible del suelo

CAPACIDAD PORTANTE PARA MURO EN VOLADIZO						
	SIGNOS	DATOS	UNIDAD	CONVERSION	UNIDAD	DESCRIPCION
ENSAYO CORTE DIRECTO	ϕ	32		32		ANGULO DE FRICCION INTERNA
	c	0.06	kg/cm ²	0.06		COHESION APARENTE DEL SUELO
	γ	1.89	gr/cm ³	0.00189	kg/cm ³	PROMEDIO DENSIDAD NATURAL DEL SUELO
TABLA ADJUNTA	Df	3.42	m.	342	cm.	PROFUNDIDAD DE CIMENTACION
	B	4.5	m.	450	cm.	ANCHO DE CIMENTACION(ver plano R-18)
	Nc	35.49		35.49		FACTOR DE CAPACIDAD DE CARGA 1
	Nq	23.18		23.18		FACTOR DE CAPACIDAD DE CARGA 2
	N γ	30.22		30.22		FACTOR DE CAPACIDAD DE CARGA 3
	F	3		3		FACTOR DE SEGURIDAD
	qu				29.964	kg/cm ²
qadm			9.988	kg/cm ²	CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE ("CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO")	

FUENTE: Elaboración propia.

Entonces se tiene que la capacidad de carga admisible es mayor al esfuerzo máximo del suelo, por lo tanto, no existirá falla en el suelo.

a.3) Cálculo del área de acero en pantalla.

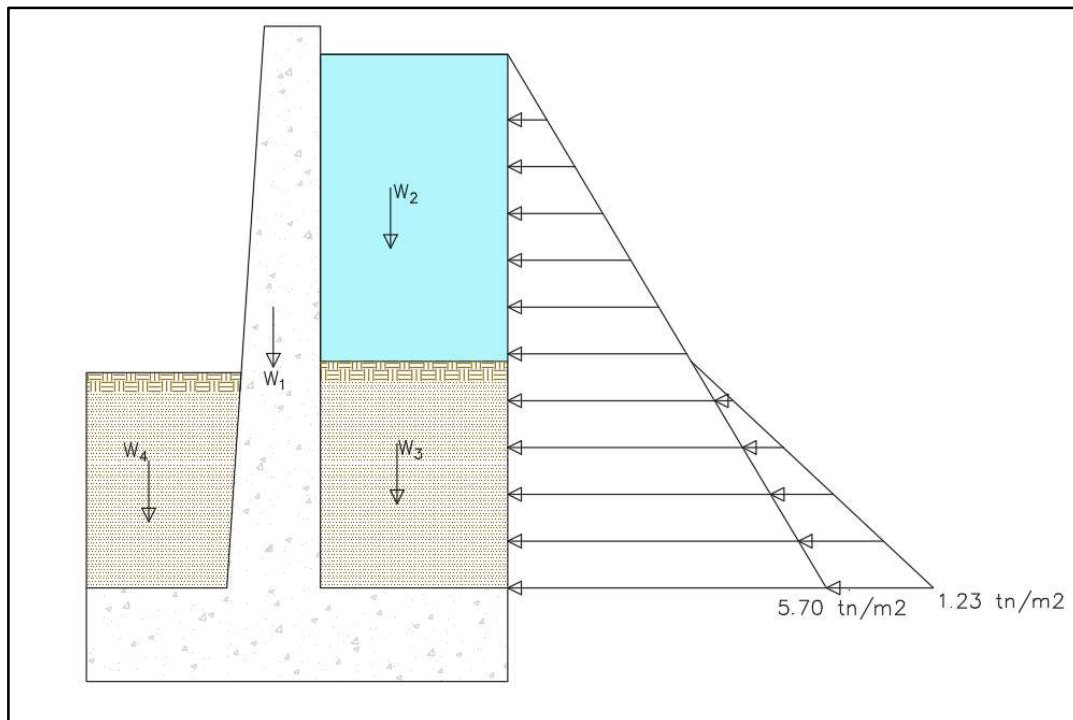


FIGURA N°34: Diagrama de fuerzas de la pantalla.

FUENTE: Elaboración Propia.

Se calculó el momento resultante, el cual tiene el valor de:

$$M_r = 32.066 \text{ tn. m}$$

- Cálculo del refuerzo principal con el Método de Rotura.

▪ Cuantía Mecánica.

$$M_u = \emptyset * f'c * b * d^2 * w(1 - 0.59 * w) \quad (4.25)$$

Donde:

M_u : Momento último en kg.cm

\emptyset : Factor de reducción de resistencia.

$f'c$: Resistencia a la compresión del concreto en Kg/cm²

b : Base unitaria en cm.

d : Peralte efectivo en cm.

w : Cuantía mecánica.

Reemplazando los datos en la ecuación (4.25) y considerando un recubrimiento de 7.5 cm por tener contacto con el agua.

$$1.7 * 32.066 = 0.9 * 210 * 100 * 92.5^2 * w(1 - 0.59 * w)$$

$$w = 3.439 * 10^{-2}$$

▪ Cuantía de diseño.

$$P_d = w * f'c / f'y \quad (4.26)$$

Donde:

P_d : Cuantía de diseño.

w : Cuantía mecánica.

$f'c$: Resistencia a la compresión del concreto.

$f'y$: Esfuerzo de fluencia del acero.

Reemplazando los datos en la ecuación (4.26) se tiene:

$$P_d = 3.439 * 10^{-2} * 210 / 4200$$

$$P_d = 0.00172$$

- Cuantía mínima.

$$P_{min} = 0.7 * \sqrt{f'c} / f'y \quad (4.27)$$

$$P_{min} = 0.00242$$

La cuantía de diseño es menor a la mínima, por lo tanto, se utilizó la cuantía mínima para el cálculo del área de acero.

- Área del acero.

$$A_s = P * b * d \quad (4.28)$$

Donde:

A_s : Área de acero en cm^2 .

P : Cuantía de diseño.

b : Base unitaria.

d : Peralte efectivo.

Reemplazando los datos en la ecuación (4.27) se tiene:

$$A_s = 0.00242 * 100 * 92.5$$

$$A_s = 22.39 \text{ cm}^2$$

a.4) Calculo de acero en la zapata.

Se diseñó con el esfuerzo del suelo y de la supresión que ejerce el agua por debajo de la estructura.

El proceso se realizó para el talón y el pie de la zapata, sin embargo, lo que varía es las fuerzas que ejerce el suelo y agua.

Las fuerzas de empuje que se genera en el talón y pie, es igual al de una viga en voladizo, empotrado en el núcleo de la zapata que está unida monolíticamente.

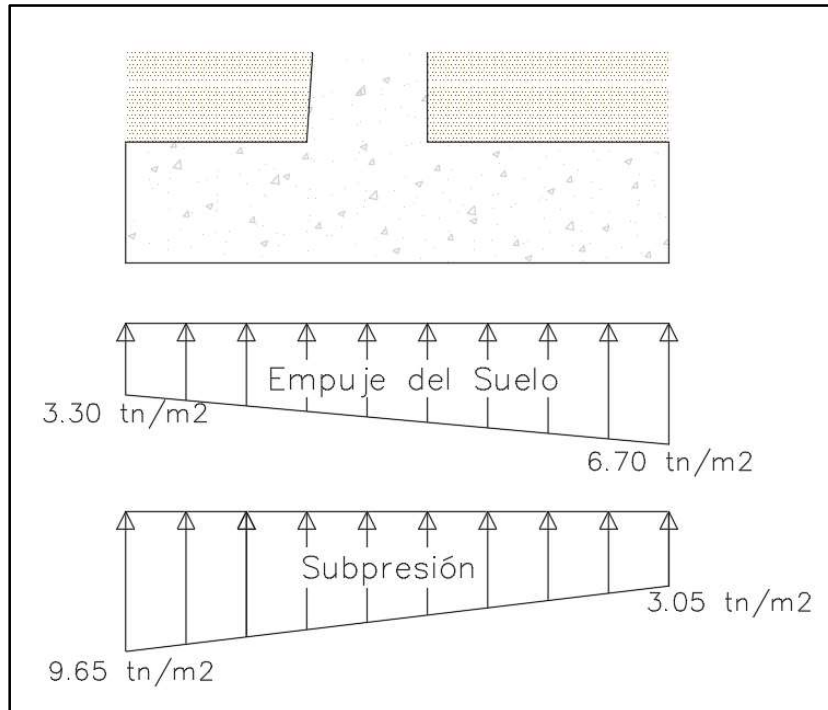


FIGURA N°35: Diagrama de fuerzas de la Zapata.
FUENTE: Elaboración Propia.

- Cálculo de la Cuantía de diseño en el Talón de la Zapata.

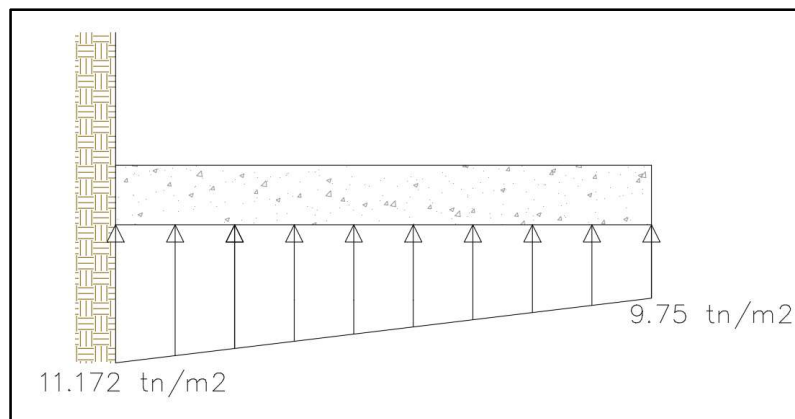


FIGURA N°36: Diagrama de fuerzas del Talón.
FUENTE: Elaboración Propia.

Se calculó el momento resultante, el cual tiene el valor de:

$$M_r = 20.488 \text{ tn.m}$$

Por lo tanto, se tiene que el Momento último es igual a:

$$M_u = 1.7 * M_r$$
$$M_u = 34.176 \text{ tn.m}$$

Reemplazando los datos en la ecuación (4.25), se obtuvo:

$$w = 2.178 * 10^{-2}$$

El valor de la cuantía mecánica se reemplazó en la ecuación (4.26), para obtener la cuantía de diseño.

$$P_{dis} = 0.001089$$

La cuantía de diseño obtenida es menor a la cuantía mínima, el cual tiene un valor de: $P_{min} = 0.0024$, por lo tanto, se utilizó la cuantía mínima para el cálculo de área de acero en el talón.

- Cálculo de la Cuantía de diseño en el Pie de la Zapata.

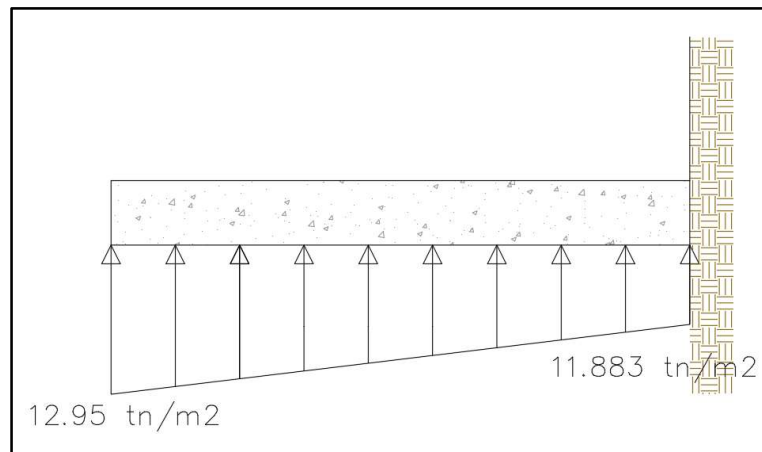


FIGURA N°37: Diagrama de fuerzas del Talón.
FUENTE: Elaboración Propia.

Se calculó el momento resultante, el cual tiene el valor de:

$$M_r = 14.168 \text{ tn.m}$$

Por lo tanto, se tiene que el Momento último es igual a:

$$M_u = 1.7 * M_r$$
$$M_u = 24.09 \text{ tn.m}$$

Reemplazando los datos en la ecuación (4.25), se obtuvo:

$$w = 1.503 * 10^{-2}$$

El valor de la cuantía mecánica se reemplazó en la ecuación (4.26), para obtener la cuantía de diseño.

$$P_{dis} = 0.00075$$

La cuantía de diseño obtenida es menor a la cuantía mínima, el cual tiene un valor de: $P_{min} = 0.0024$, por lo tanto, se utilizó la cuantía mínima para el cálculo de área de acero en el talón.

Finalmente tenemos la siguiente distribución de acero.

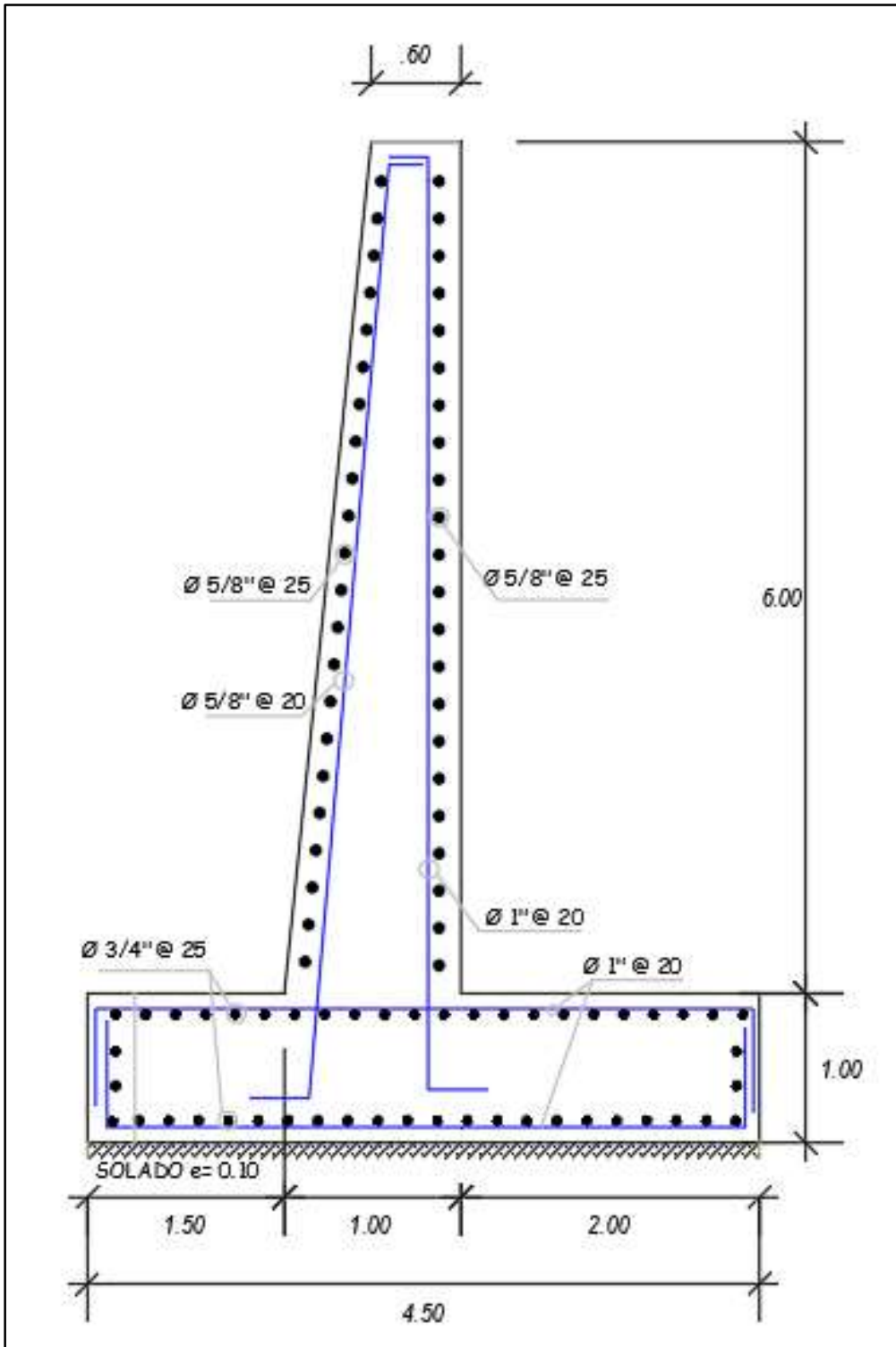


FIGURA N°38: Distribución de las varillas de acero en el Muro en voladizo.
FUENTE: Elaboración Propia.

b.) Gaviones con Geotextil: Su función es de encauzar las aguas en máximas avenidas, de esta forma el agua no se desbordará y no afectará a estructuras como el desarenador y canal de conducción.

La altura del gavión se calculó en la sección del río, aguas abajo (sección 2). Con las máximas avenidas, teniendo como cota del pelo del agua 3024.31msnm. obtenidas del modelamiento del río.

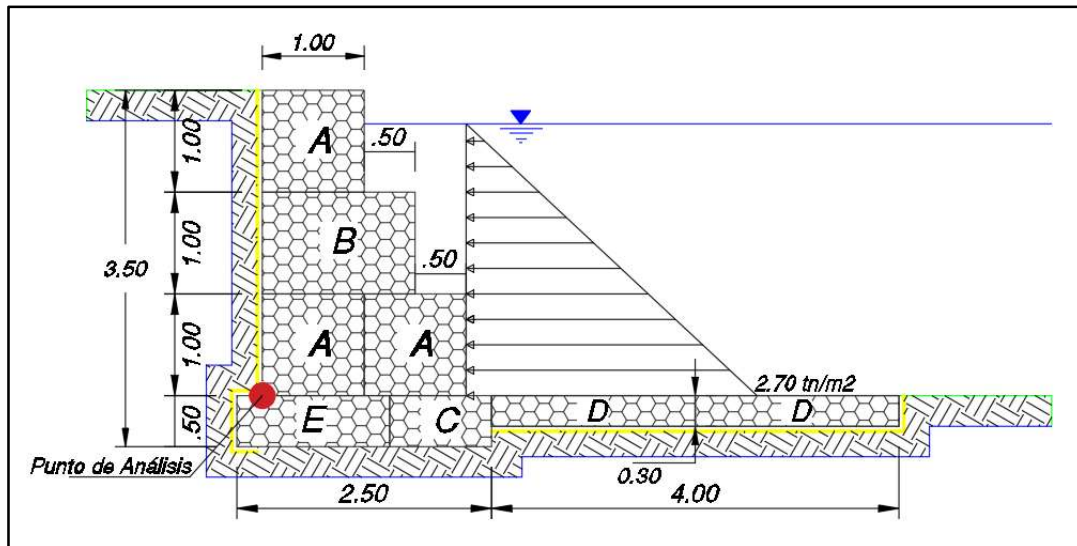


FIGURA N°39:Empuje del agua hacia los gaviones.

FUENTE: Elaboración Propia.

Para el siguiente cálculo se necesita hallar las fuerzas puntuales y sus respectivos centroides, tomando como origen de coordenadas el punto de análisis.

Datos:

$$\gamma_{Gavion} = 1.8 \text{ tn/m}^3 \text{ (Catálogo)}$$

$$\mu = 0.7 \text{ (coeficiente de fricción extraída de catálogos)}$$

$$\bar{X} = \frac{\int X * dA}{A}$$

$$\bar{y} = \frac{\int y * dA}{A}$$

- Fuerzas del empuje del agua.

$$F=3.645 \text{ tn.}$$

$$\bar{y} = 0.9 \text{ m}$$

- Peso del Gavión.

$$F=8.10 \text{ tn.}$$

$$\bar{x} = 0.806 \text{ m}$$

Análisis al volteo

Momentos actuantes

$$3.645 \cdot 0.9 = 3.28 \text{ tn.m}$$

$$\sum M_A = 3.28 \text{ tn.m}$$

Momentos resistentes

$$8.10 \cdot 0.806 = 6.528 \text{ tn.m}$$

$$\sum M_R = 6.528 \text{ tn.m}$$

Entonces:

$$F_S = \frac{\sum M_R}{\sum M_A}$$

$$F_S = \frac{6.528}{3.28} = 1.99$$

Análisis al deslizamiento

Fuerzas actuantes

- Fuerza resultante del empuje del agua = 3.645 tn

Total = 3.645 tn

Fuerza resistiva

- Calculo del coeficiente de fricción.

$$\mu = 0.7$$

- Fuerza Normal.

$$F_N = \mu * N$$

$$N = P_{estruc}$$

$$N = 8.10 \text{ tn}$$

Entonces se obtiene:

$$F_N = 0.7 * 8.10$$

$$F_N = 5.67 \text{ tn}$$

Entonces:

$$F_S = \frac{\sum F_R}{\sum F_A}$$

$$F_S = 1.556$$

V. CONCLUSIONES

- los criterios considerados para el desarrollo del diseño hidráulico de la bocatoma en el río Mayobamba fueron: la demanda hídrica de $0.5\text{m}^3/\text{s}$ para un área de riego de 750 has, para lo cual se ha obtenido un periodo de análisis de 50 años en tiempo de retorno, por el cual se infiere que el caudal máximo en dicho periodo es de $875\text{m}^3/\text{s}$ y un caudal mínimo de $2.5\text{m}^3/\text{s}$. Así mismo los criterios considerados para la elección del tipo de bocatoma fueron: la pendiente promedio del río en 5 km el cual es 10 %, la presencia mínima de sedimentos en época de estiaje y la gran cantidad de piedras que transporta en épocas de avenidas, además debido al bajo caudal de captación el cual es menor a $1\text{m}^3/\text{s}$, se determinó que la bocatoma sea de tipo Tirolesa.
- Se aseguró la captación permanente del agua mediante el diseño de una manga de concreto ciclópeo el cual encauza el flujo hacia la ventana de captación.
- Del diseño hidráulico se concluye que la bocatoma será capaz de captar $0.5\text{m}^3/\text{s}$ en época de estiaje, así como también en avenidas, en consecuencia, aumentará la producción en los sectores de riego Ccecca, Ishua y Huaycahuacho.

VI. RECOMENDACIONES

- Es recomendable incrementar proyectos de inversión pública sobre captaciones y derivaciones de agua para cubrir las demandas en épocas de estiaje, garantizando caudales constantes a lo largo del año y así aumentar la producción de los agricultores.
- Se recomienda realizar estudios agrologicos para poder sustentar la rentabilidad y viabilizar los proyectos de sistemas de riego.
- Se recomienda continuar el diseño de canal con sección rectangular debido a los taludes pronunciados del terreno.
- Se recomienda continuar el diseño de los gaviones para la protección del canal, unos 300 m más, teniendo en cuenta las diferencias de nivel entre el rio y el canal, así garantizamos que en máximas avenidas no haya desbordes del río.

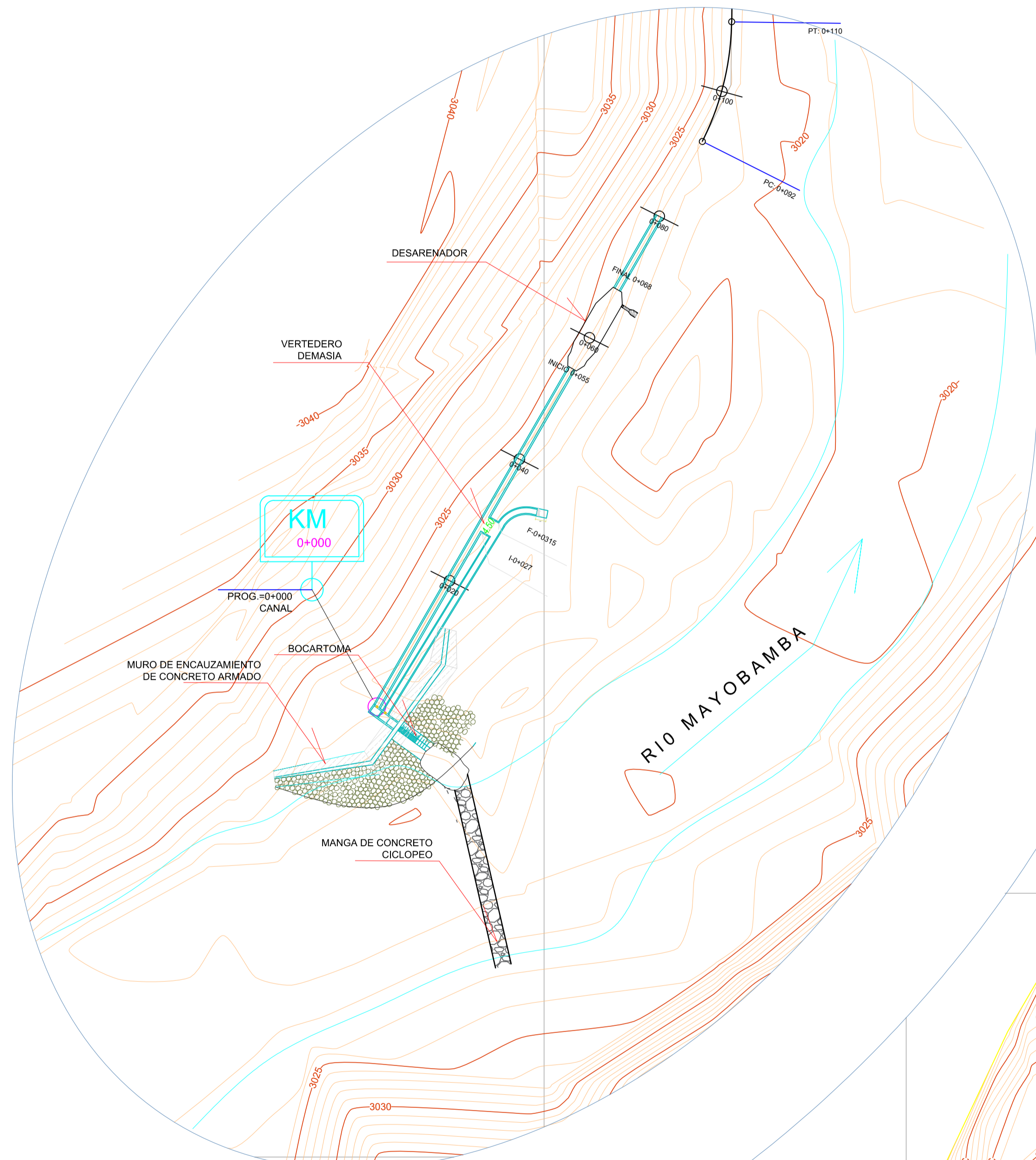
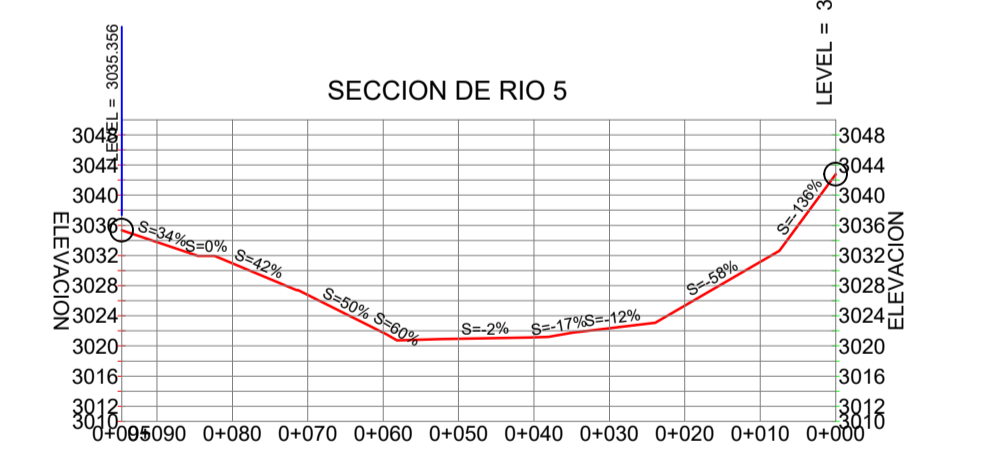
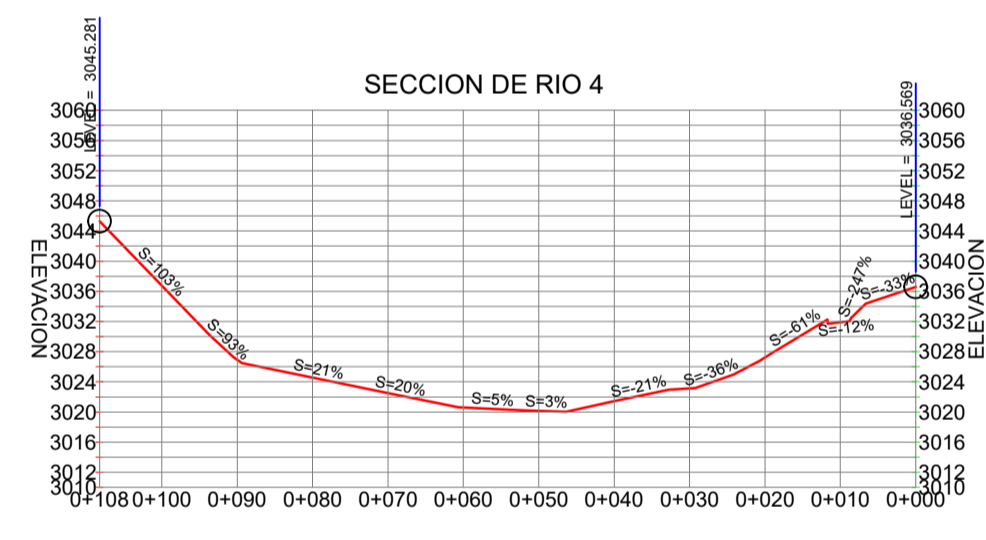
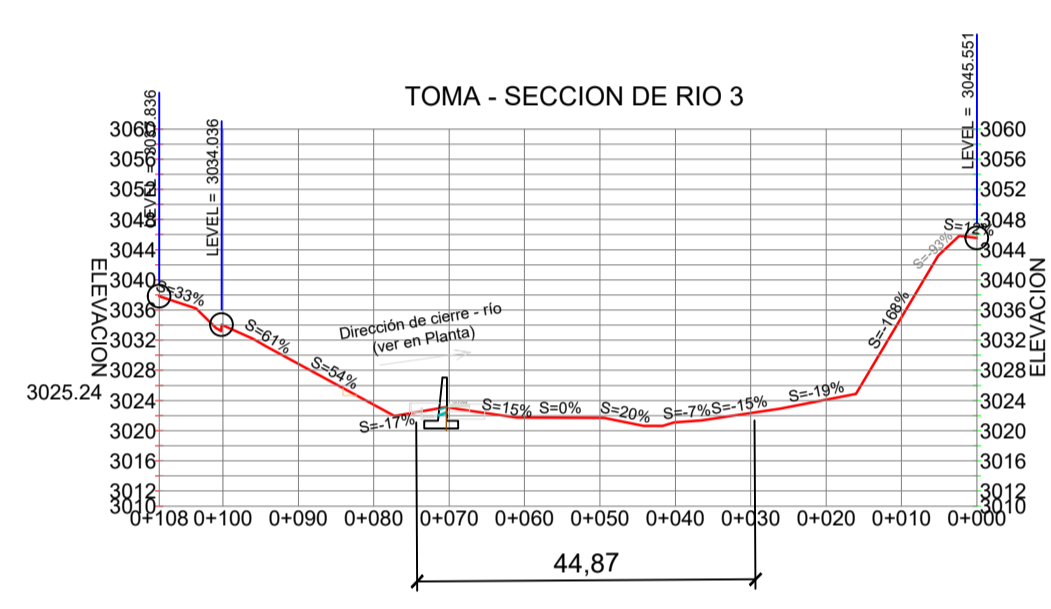
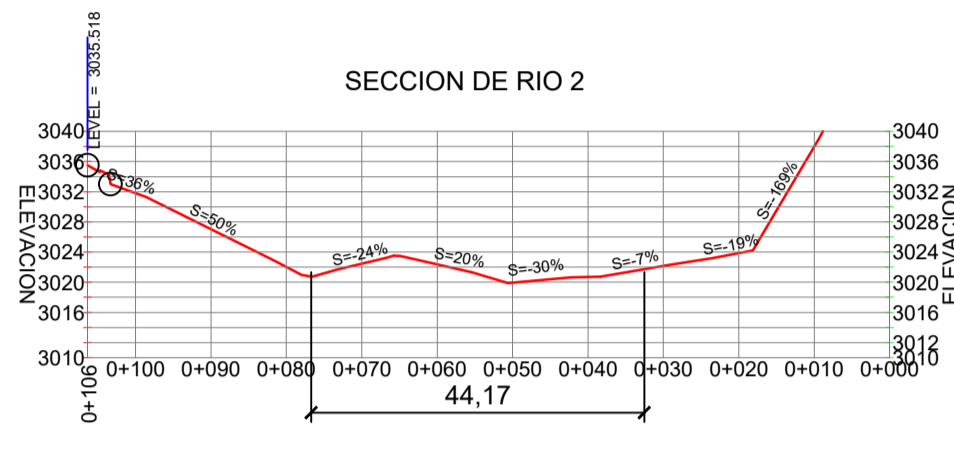
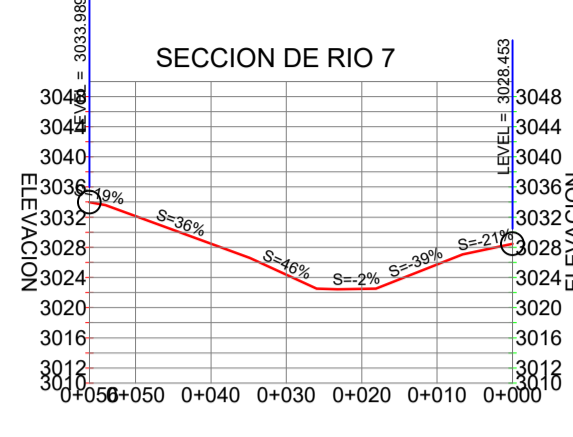
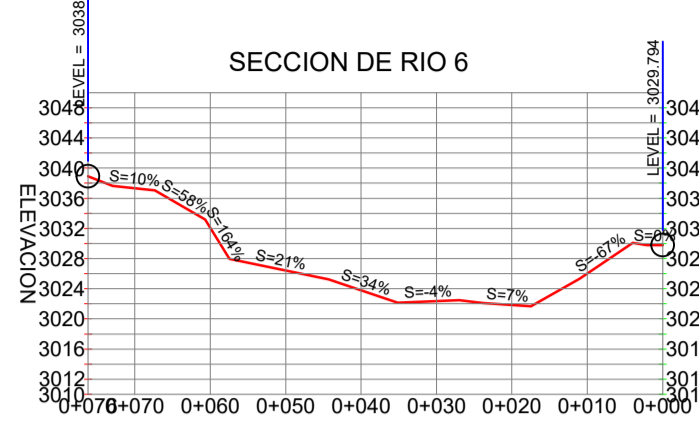
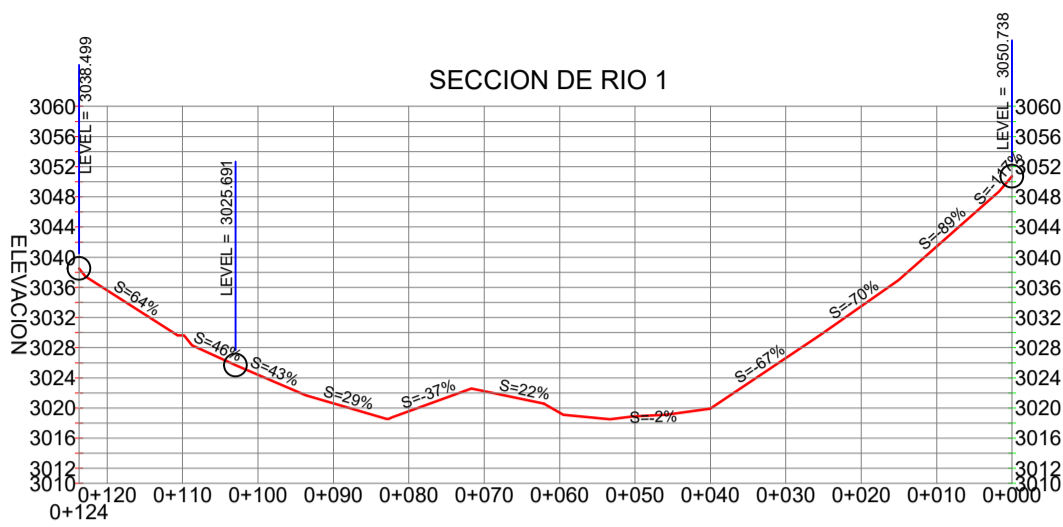
BIBLIOGRAFIA

- 1) Villaseñor C. T. 1978. Proyecto de obras hidráulicas. UACH, México. 315 p.
- 2) Villón Máximo B. 1985. Hidráulica de canales abiertos. 2ª ed. Horizonte latinoamericano. Lima Perú. 376 p.
- 3) Rosell Calderón C. 1993. Irrigación. Capítulo de ingeniería Civil. Lima – Perú. 335 p.
- 4) Ven Te Chow. 1986. Hidráulica de canales abiertos. 4a ed. Editorial Diana. México. 633 p.
- 5) Romero Jesús, Victorino Sabino. 1993. Diseño hidráulico de la estructura del sistema de regulación de la irrigación Yuramayo, pampa IV – Arequipa. Tesis (Ing. Agrícola). Lima - Perú. Universidad Nacional Agraria La Molina. 166 p.
- 6) Rocha Felices, Arturo. 2005. La Bocatoma, estructura clave en un proyecto de aprovechamiento hidráulico. Revista técnica de la Facultas de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería p. 2, 3, 4.
- 7) Alfaro Gonzales, Manuel. 1981. Diseño de una Bocatoma, Caso: Bocatoma de Bocanegra. Tesis (Ing Civil). Lima-Perú. Universidad Nacional de Ingeniería. 128 p.
- 8) Novak, P; Moffat, A. I. B; NallurI, C. 2001. Estructuras Hidráulicas. Santos Granados, German. 2 ed. Bogotá, Colombia. Mc Graw Hill. 593 p.
- 9) UNATSABAR, Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente. 2005. Guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores. Lima. 28 p.
- 10) Mansen Valderrama, Alfredo. 1993. Guía de Diseño de bocatomas. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima Perú. 47 p.
- 11) Ministerio De Transportes Y Comunicaciones. 2008. Manual de Hidrología, Hidráulica y drenaje. Lima Perú. 222 p.
- 12) Rajaratnam, N. 1965. The Hydraulic jump as a Wall jet. Proceedings of the ASCE, journal of. Hydraulic Division. New York EE.UU.
- 13) Programa Nacional De Riego. 2002. Criterios de diseño y construcción de Obras de captación para Riego – Tomas Tiroleras. 2a ed. Proagro GTZ. Cochabamba Bolivia.

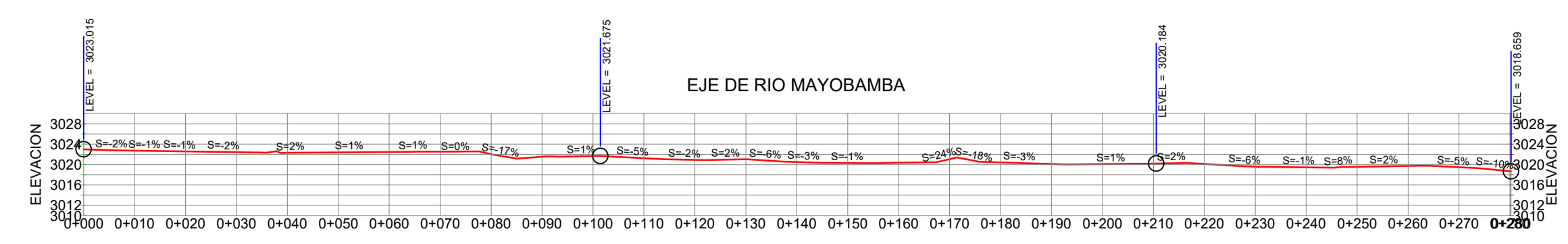
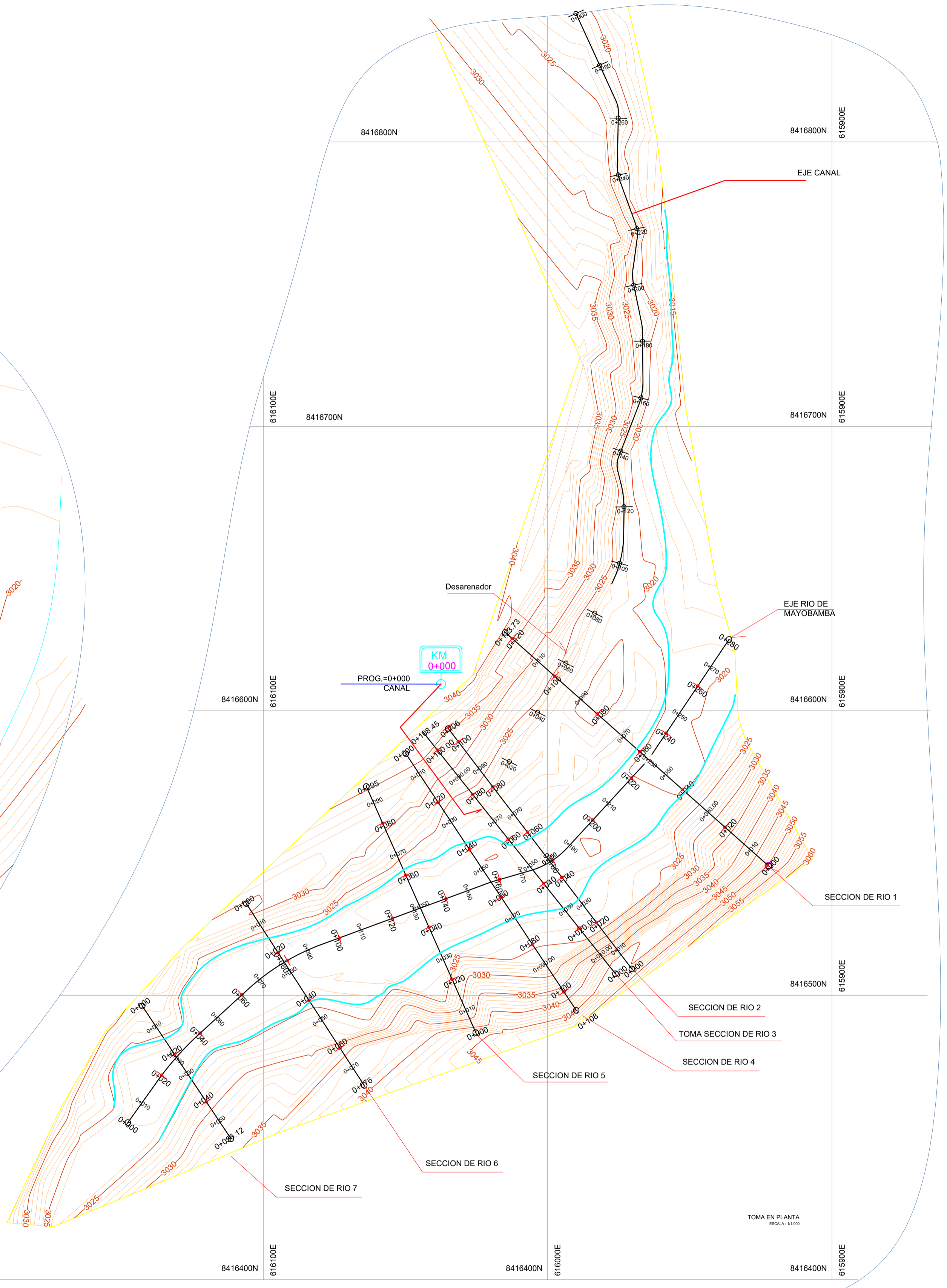
- 14) Sviatoslav Krochin. 1986. "Diseño Hidráulico" tercera edición. Escuela Politécnica Nacional. Quito Ecuador.
- 15) Autoridad Nacional Del Agua, ANA. 2010. Criterios de Diseños de obras hidráulicas para la formulación de Proyectos Hidráulicos multisectoriales y de afianzamiento Hídrico. Lima-Perú.
- 16) Bureau Of Reclamation. 2007. Diseño de Pequeñas Presas. 3a ed. Bellisco. Madrid, España. 860 p.
- 17) Bureau Of Reclamation. 1978. Desing of Small Canal Structures. Denver Colorado. U. S.A. 435 p.

ANEXOS

- Plano topográfico y secciones del río.
- Plano de corte y detalles – bocatoma Tirolesa.
- Plano de planta, corte y detalles del desarenador.
- Plano de planta, corte y detalles del gavión.



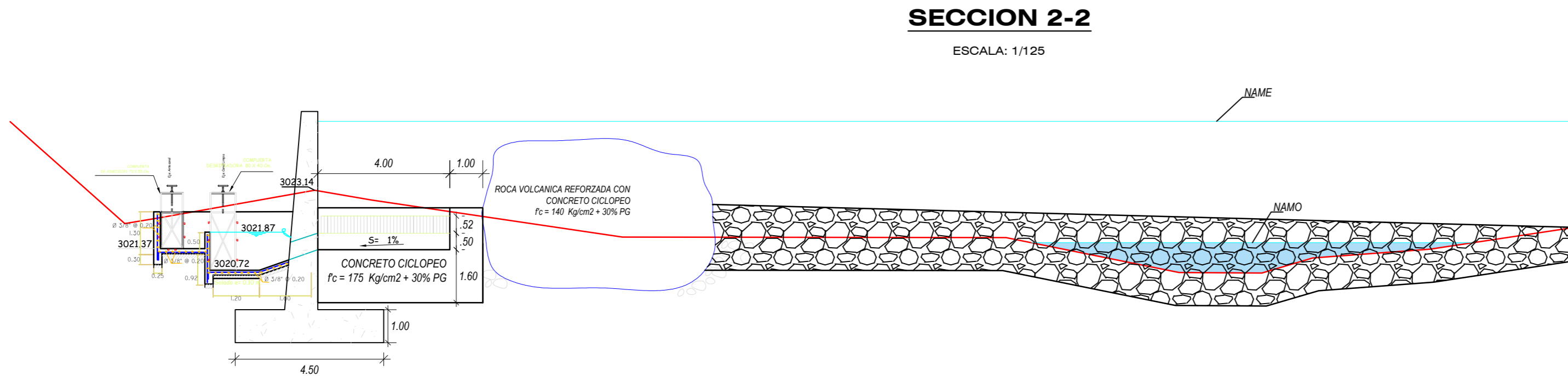
TOMA EN PLANTA
ESCALA : 1/500



UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA FACULTAD DE INGENIERIA AGRICOLA	
PROYECTO : "DISEÑO DE HIDRAULICO DE UNA BOCATOMA PARA EL MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE IRRIGACION CCECCA, ISHUA Y HUAYCAHUACHO"	
UBICACION : REGION : AYACUCHO DEPARTAMENTO : AYACUCHO PROVINCIA : LUCANAS DISTRITO : CHIPAO	TESIS PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO AGRICOLA PLANO : TOPOGRAFICO ASESORA : ING. T. VELASQUEZ B. DIBUJO : BACH. BRUNO JAUREGUI FECHA : OCTUBRE, 2018 ESCALA : IND.
LAMINA : T-01 ESPECIALIDAD : BOCATOMA	

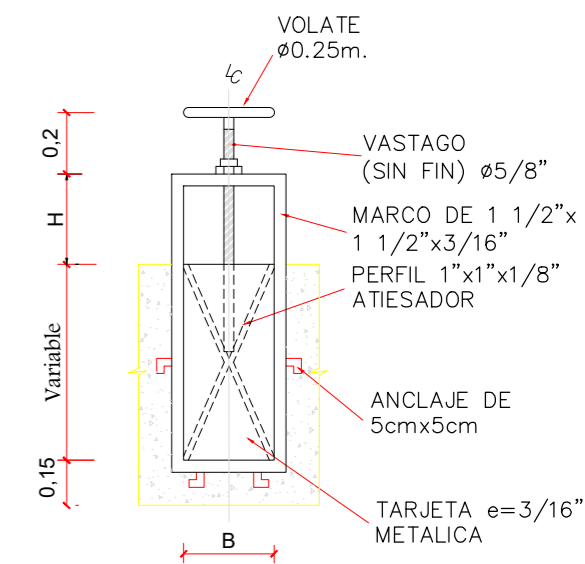
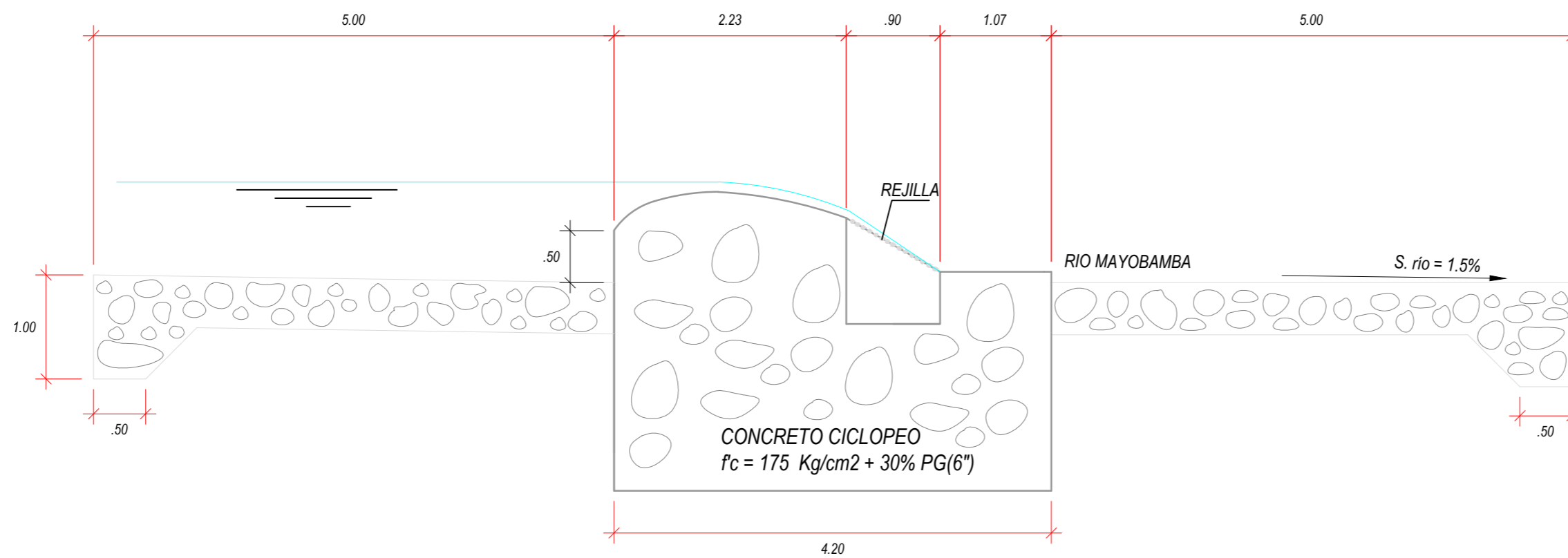
SECCION 2-2

ESCALA: 1/125



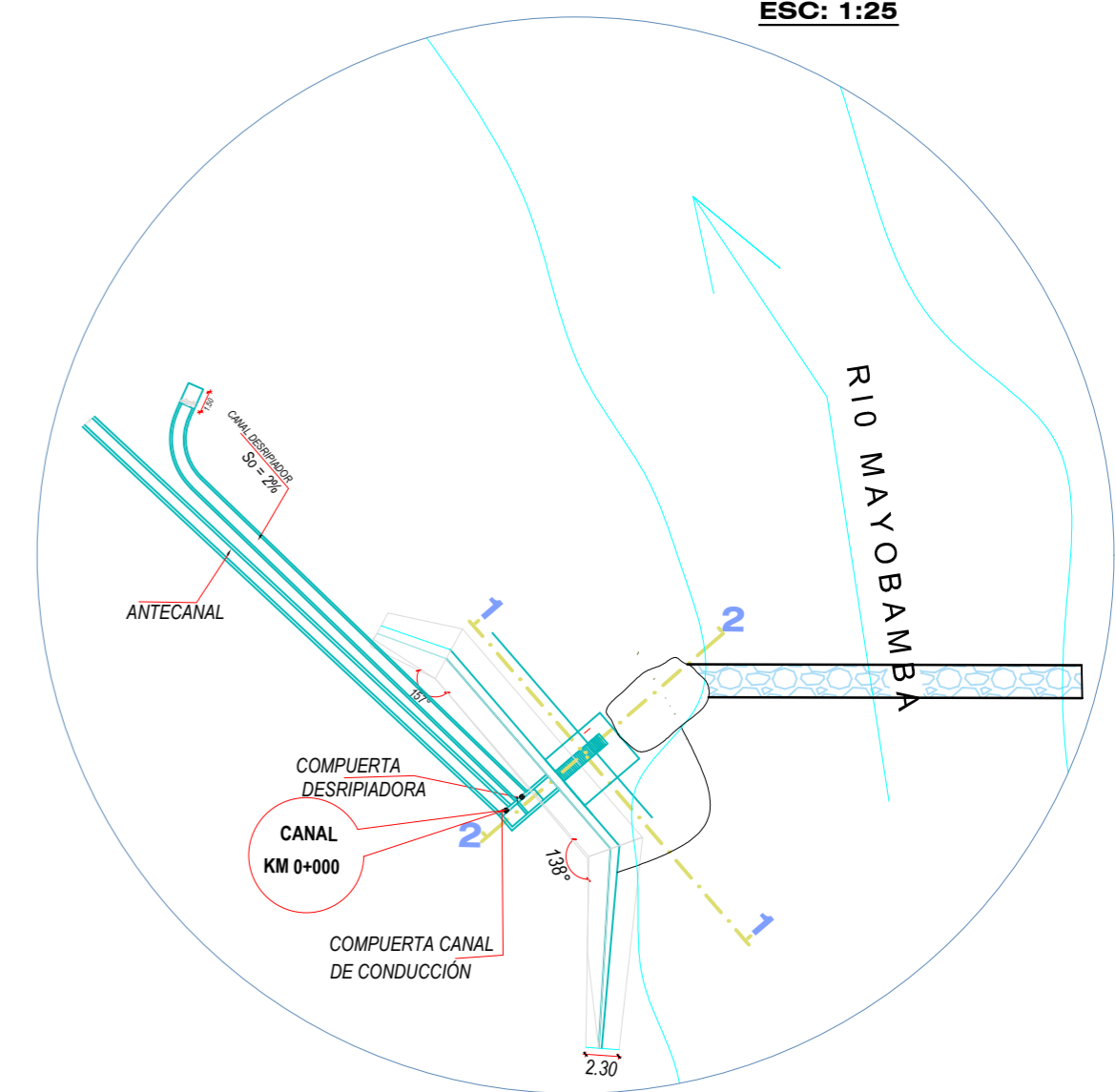
SECCION 1-1

ESCALA: 1/50



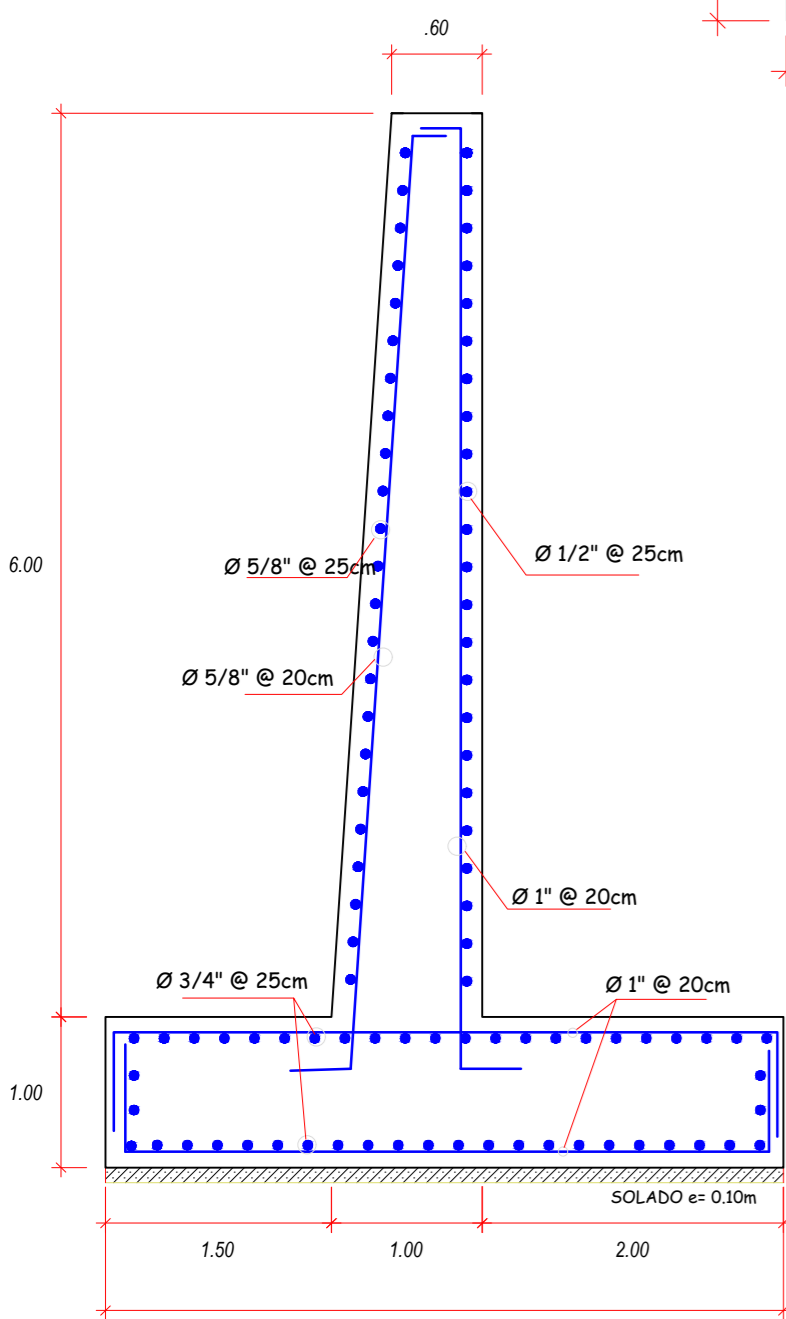
COMPUERTA TIPICO

ESC: 1:25



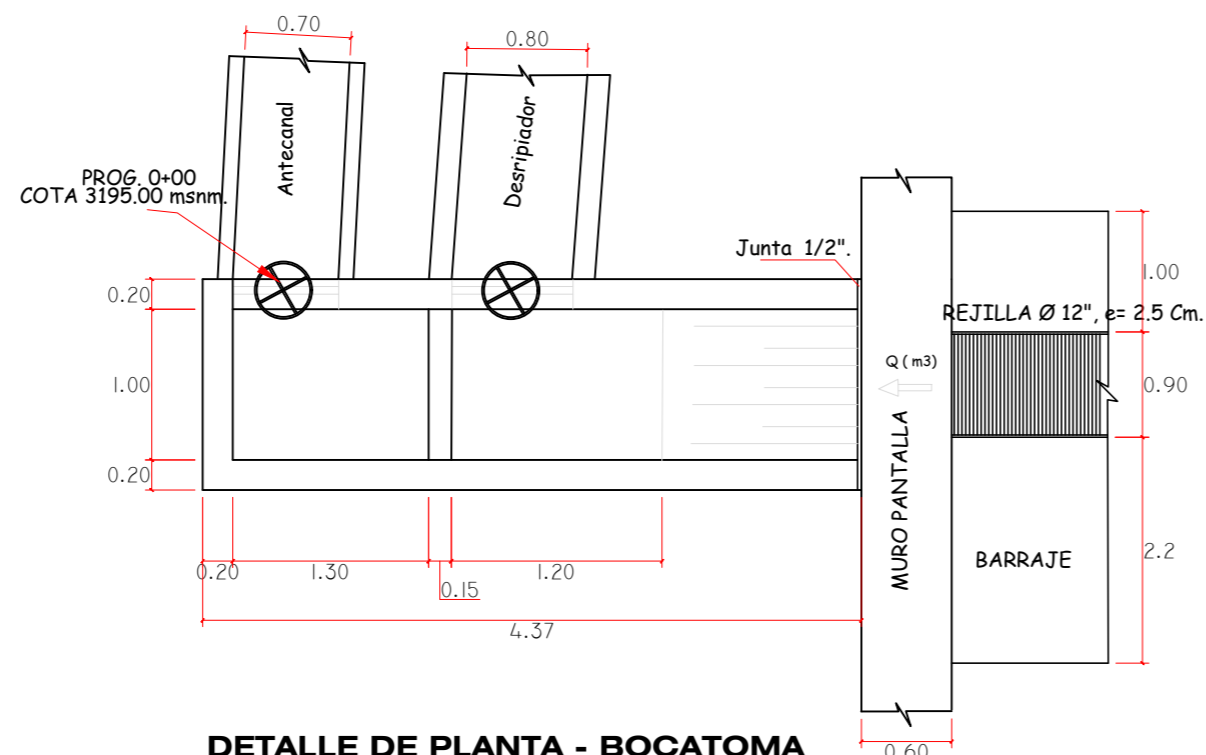
PLANTA - BOCATOMA

ESCALA: 1/100



ESTRUCTURA MURO

ESC:1/50



DETALLE DE PLANTA - BOCATOMA

ESC: 1/50

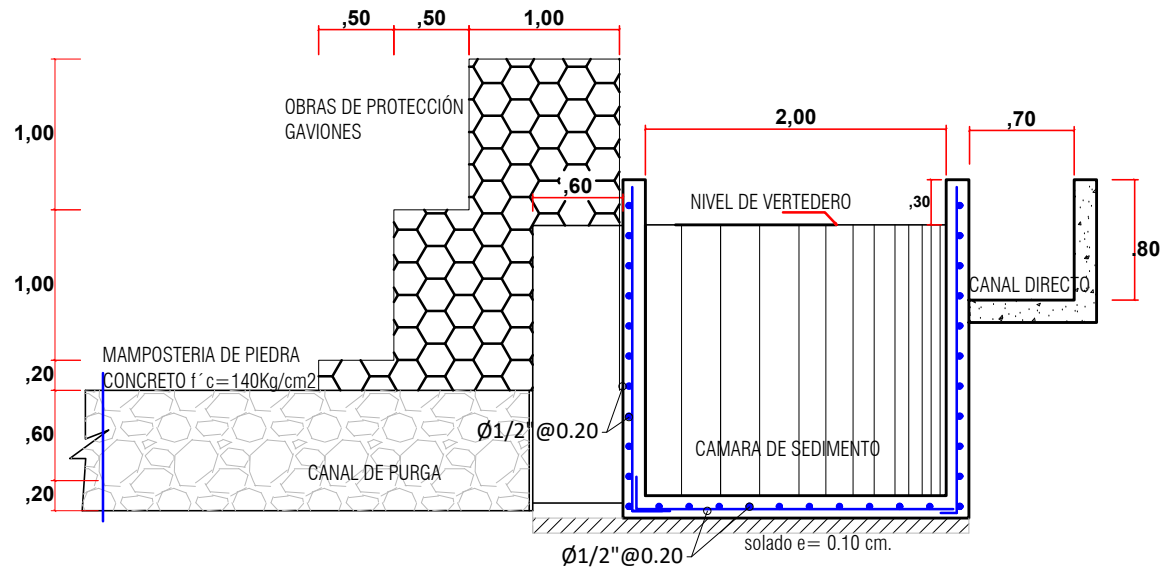
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- 1.0 **CONCRETO**
 CONCRETO ARMADO $F_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 CONC. PARA MAMPOST. $F_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$
 CONCRETO SOLADO $F_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$
- 2.0 **ACERO DE REFUERZO**
 ACERO DE GRADO 60 $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- 3.0 **CEMENTO**
 CEMENTO PORTLAND TIPO 1
- 4.0 **AGREGADO GRUESO**
 TAMAÑO MÁXIMO 3/4"
- 5.0 **RECUBRIMIENTO MÍNIMO**
 CONTACTO CON AGUA: 7.5 cm
 SIN CONTACTO CON AGUA: 5.0 cm
- 6.0 **TRASLAPES Y ANCLAJES MÍNIMOS**
 ϕ 3/8" 1/2"
 TRASLAPE 40 cm 55 cm
 ANCLAJE 30 cm 40 cm

<p>UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA</p>		PROYECTO: "DISEÑO DE HIDRAULICO DE UNA BOCATOMA PARA EL MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE IRRIGACION CCECCA, ISHUA Y HUAYCAHUACHO"	
		TESIS PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO AGRICOLA	
UBICACION: REGION: AYACUCHO		PLANO: PLANTA, CORTE Y DETALLES DE LA BOCATOMA	
DEPARTAMENTO: AYACUCHO		LAMINA: B-01	
PROVINCIA: LUCANAS		ASESORA: ING. T. VELASQUEZ B.	DIBUJO: BACH. BRUNO JAUREGUI
DISTRITO: CHIPAQ, AUCARA, SANTA ANA DE HUAYCAHUACHO		FECHA: OCTUBRE, 2018	ESCALA: IND.
		ESPECIALIDAD: BOCATOMA	

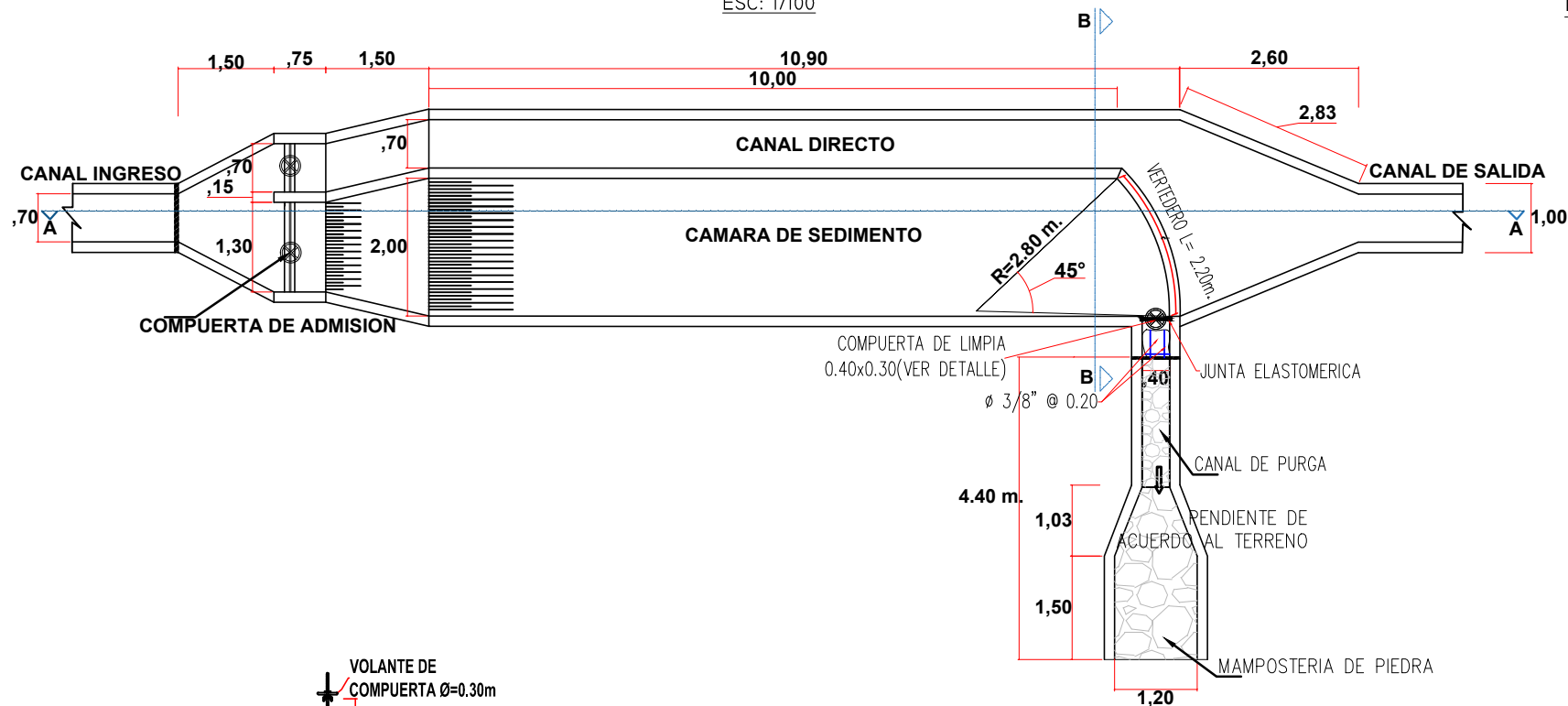
CORTE B - B

ESC: 1/50



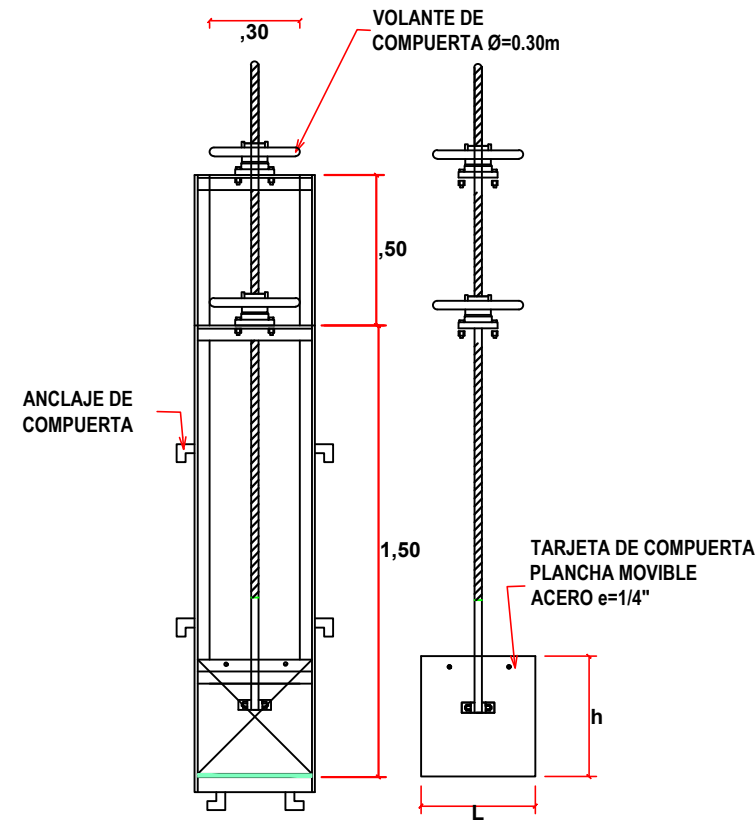
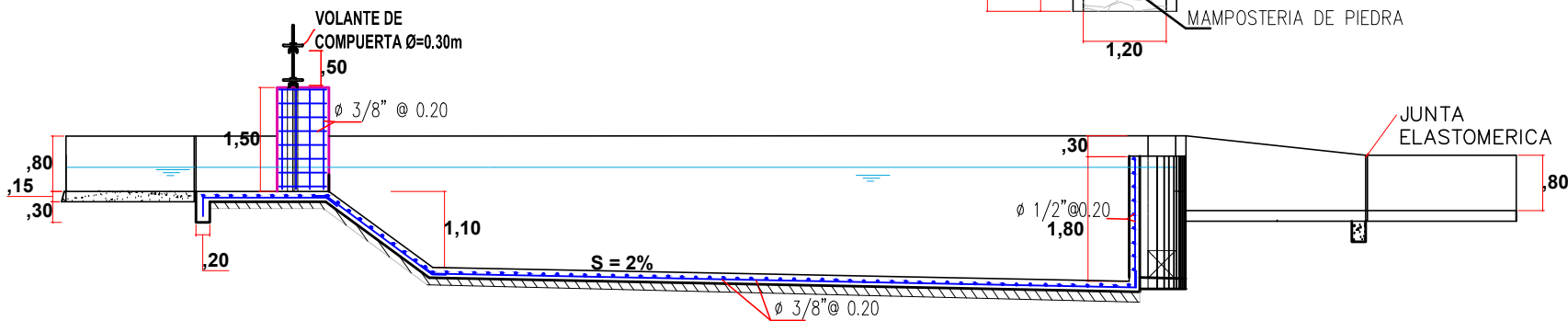
DESARENADOR PLANTA

ESC: 1/100



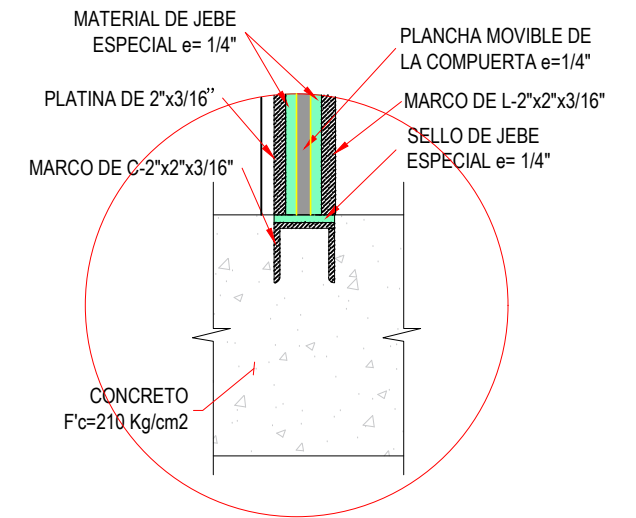
CORTE A - A

ESC: 1/100



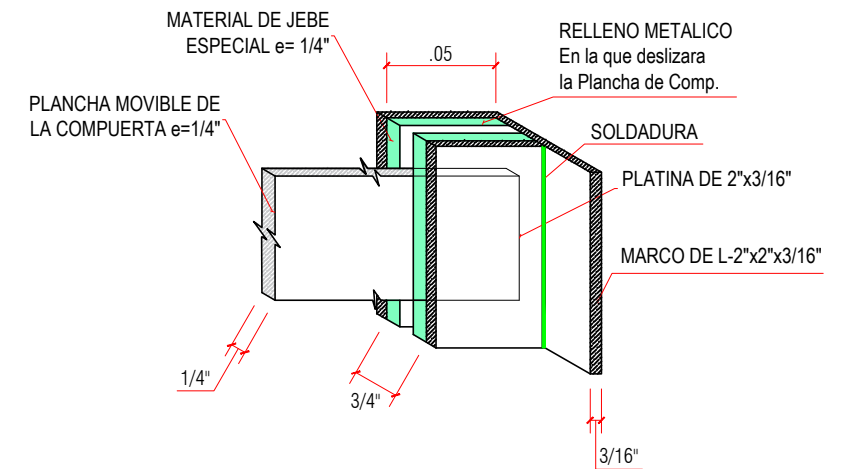
DETALLE DE COMPUERTA

ESCALA: 1/25



DETALLE 1

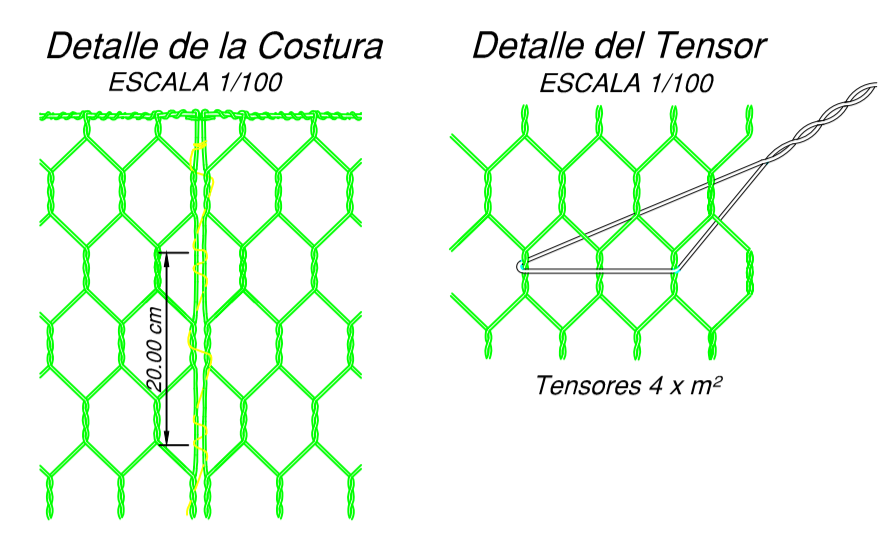
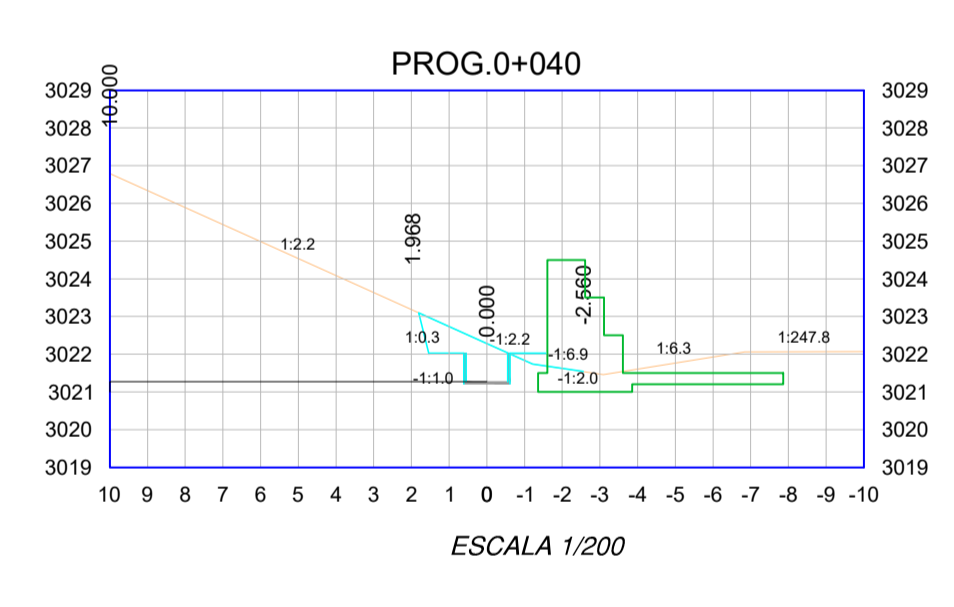
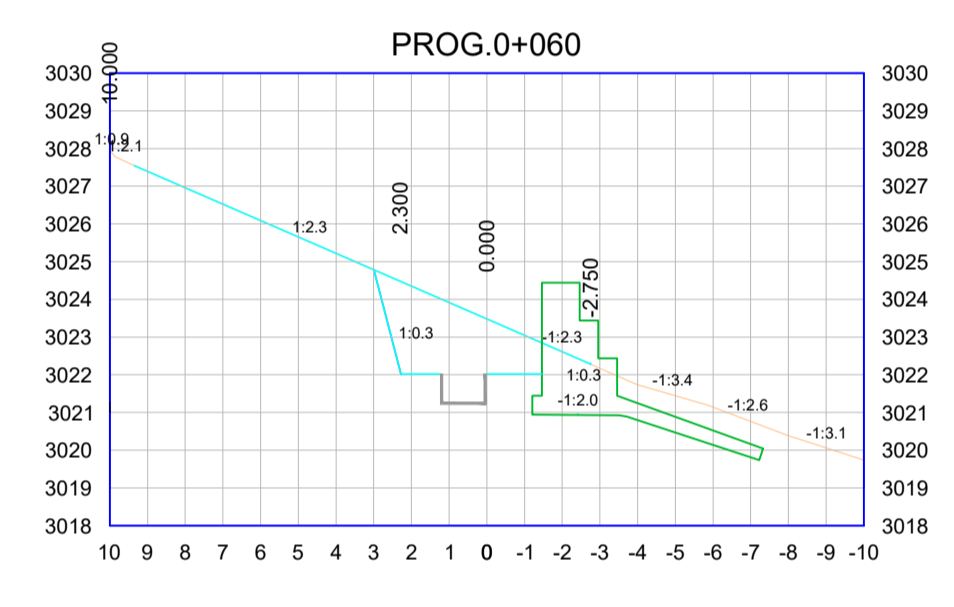
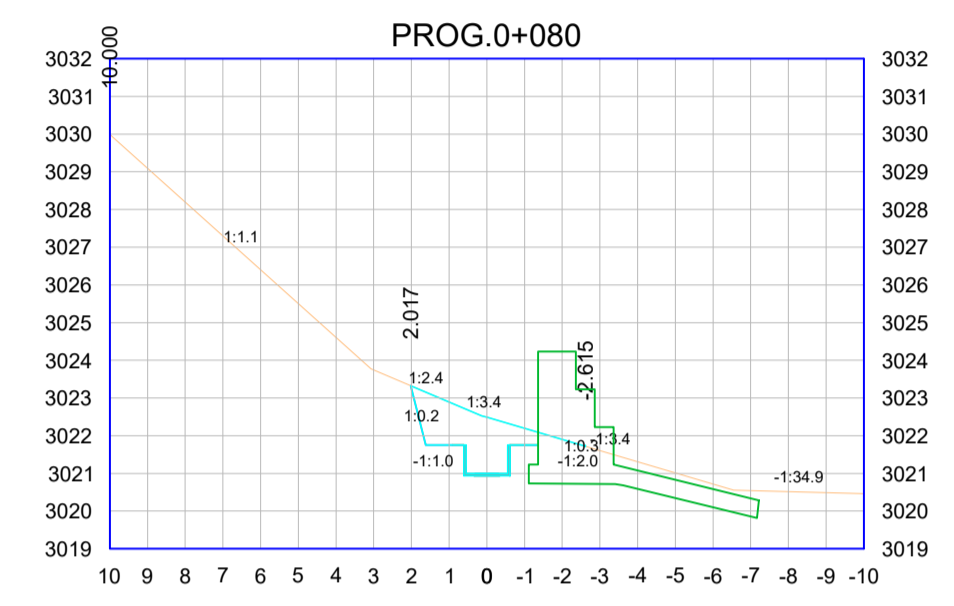
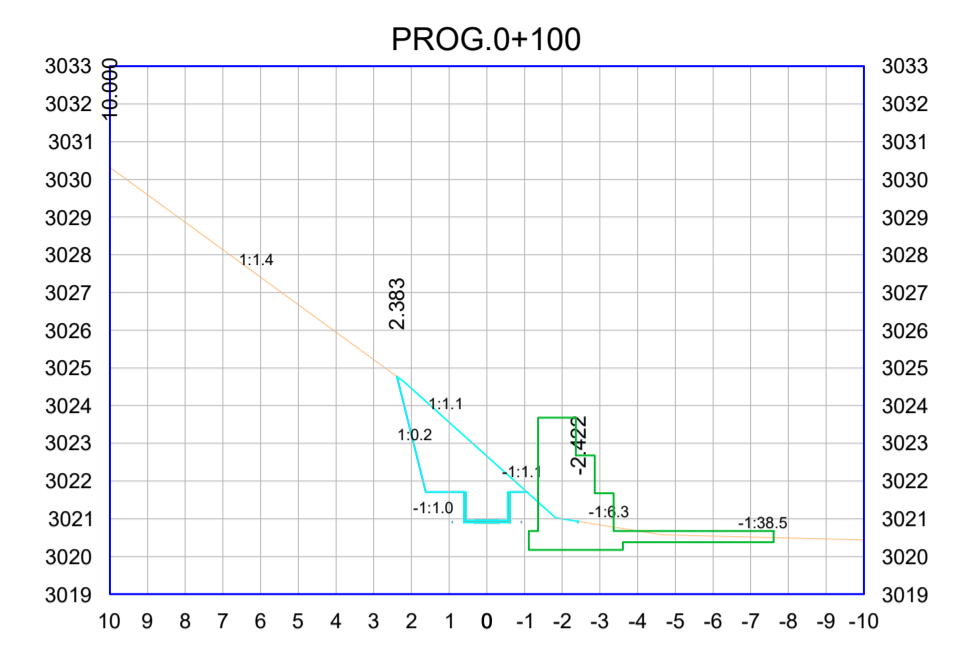
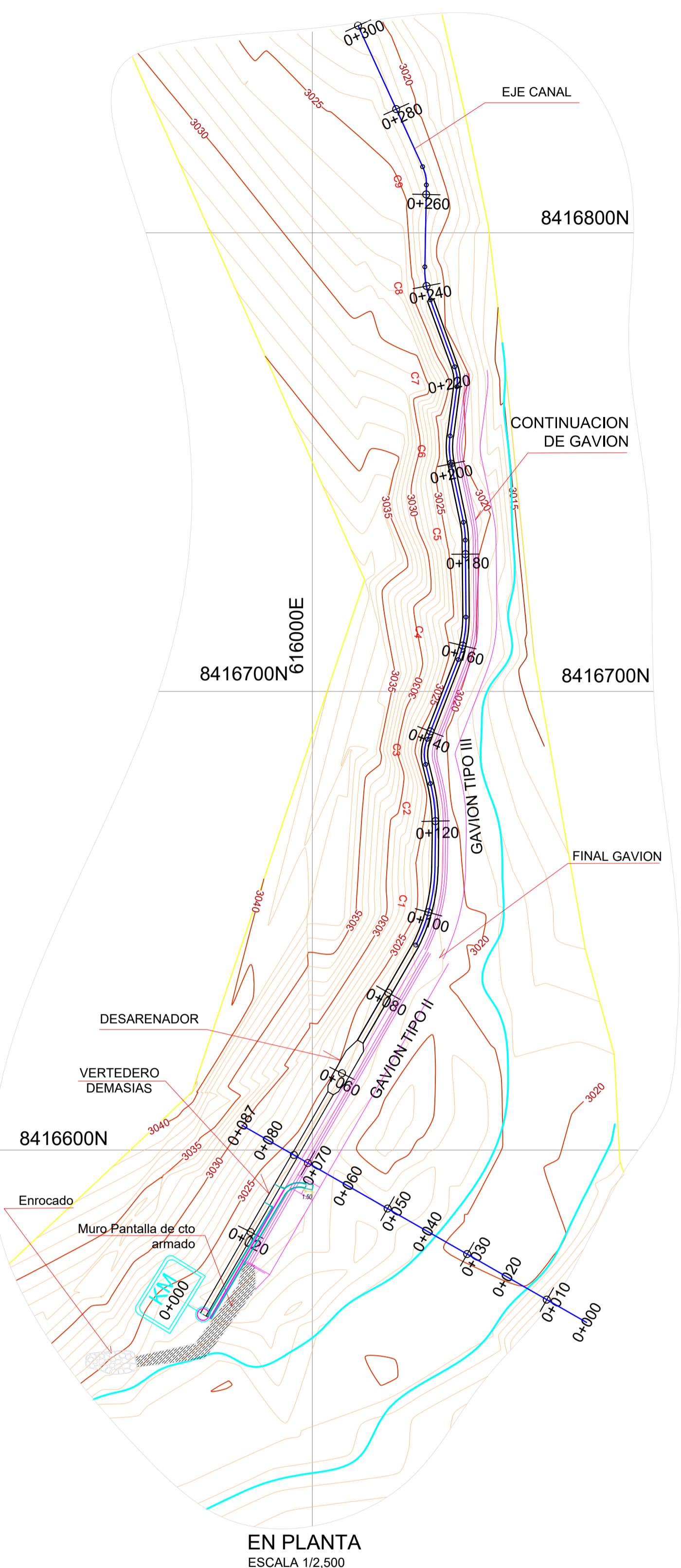
ESC. 1 / 5



DETALLE RANURA DE RECEPCION DE LA PLANCHA DE LA COMPUERTA

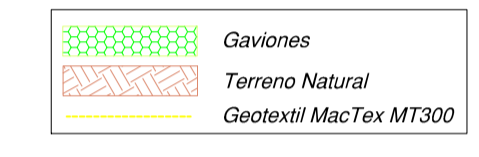
ESC. 1 / 25

<p>UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA FACULTAD DE INGENIERIA AGRICOLA</p>		<p>PROYECTO: "DISEÑO DE HIDRAULICO DE UNA BOCATOMA PARA EL MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE IRRIGACION CCECCA, ISHUA Y HUAYCAHUACHO"</p>	
<p>UBICACION: REGION : AYACUCHO DEPARTAMENTO : AYACUCHO PROVINCIA : LUCANAS DISTRITO : CHIPAPO AUCARA : SANTA ANA DE HUAYCAHUACHO</p>		<p>LAMINA : D-01</p>	
<p>TESIS PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO AGRICOLA</p>		<p>PLANO : DESARENADOR - DETALLES</p>	
<p>ASESORA : ING. T. VELASQUEZ B.</p>		<p>DIBUJO : BACH. BRUNO JAUREGUI</p>	
<p>FECHA : OCTUBRE, 2018</p>		<p>ESCALA : IND.</p>	
<p>ESPECIALIDAD: DESARENADOR</p>			



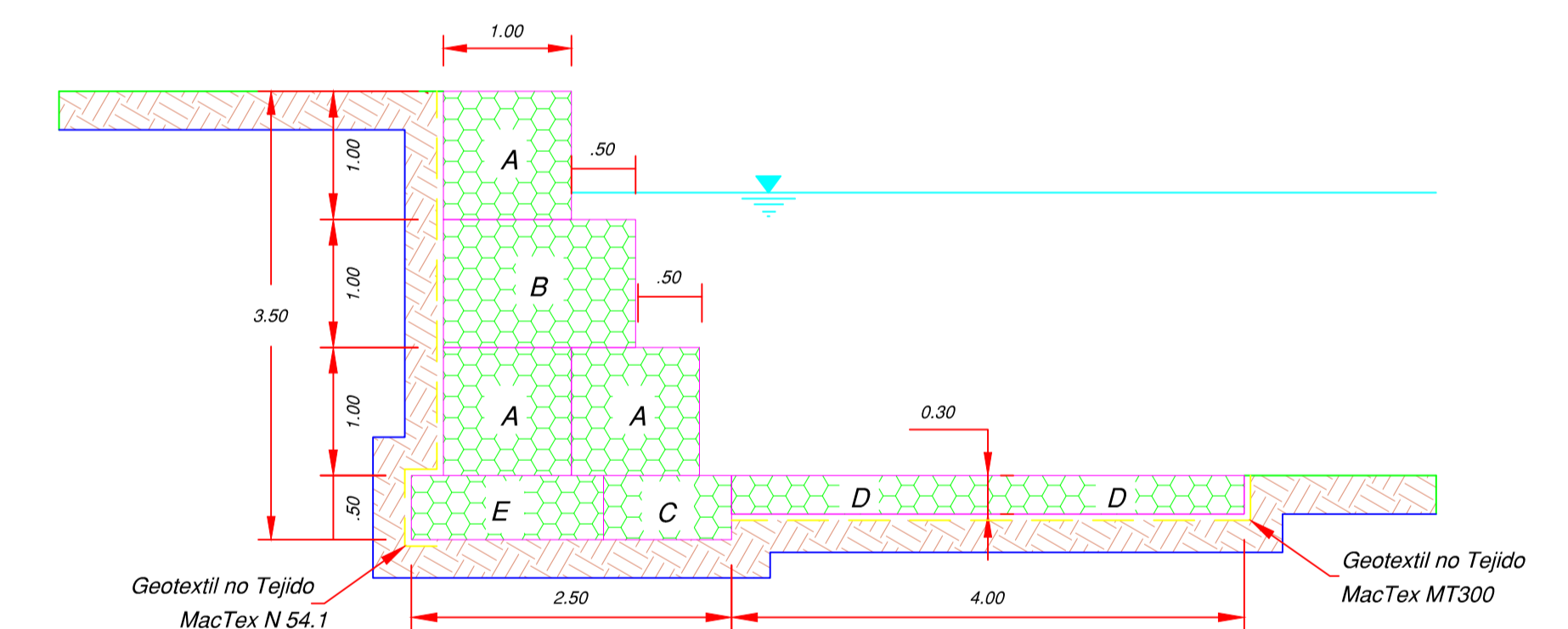
ESPECIFICACIONES :

Gabiones tipo caja confeccionados en malla hexagonal de doble torsión, tipo 10x12, a partir de alambres de acero BCC (Bajo Contenido de Carbono) revestidos con aleación Galvan (Zn - SA) - MM, conforme la ASTM Tierras Raras - ASTM 856-98, en el diámetro de 2.7 mm y recubiertos con PVC gris, de espesor mínimo 0.40mm. Los gabiones tipo caja presentan diafragmas insertados de metro en metro durante el proceso de fabricación y son acompañados del alambre del mismo tipo, para las operaciones de amarre y atrincherado, con diámetro de 2.20 mm y en la proporción de 9% sobre el peso de los gabiones con 1.00 m de altura y de 7% para los de 0.50 m de altura.

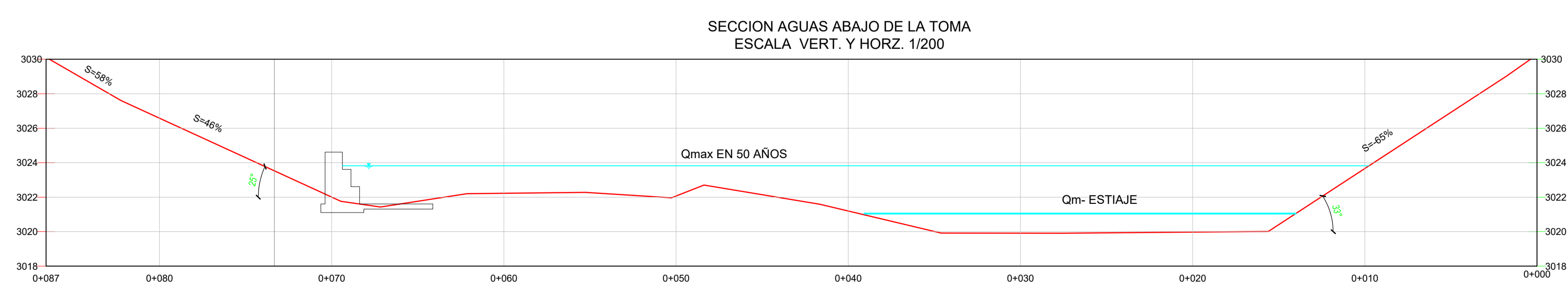


GEOTEXTIL MACTEX MT300		
Propiedades	Unidad	Valor
Resistencia a la Tracción	N	950
Elongación a la Tracción	%	>50
Resistencia al Punzonamiento	N	730
Resistencia al Desgarre Trapezoidal	N	480
Permeabilidad	cm/s	0.42
Permisividad	s ⁻¹	1.70
Tamaño de abertura aparente	mm	0.15

CUADRO DE CURVAS HORIZONTALES							
Nº CURVA	RADIO (R)	LONG. CURVA (L.C)	EXTERNAL	ANG. DELTA (D)	DIRECCION	COORDENADA PC	COORDENADA PT
C1	39.025	17.704	9.007	025°59'30"	N13° 44' 52.32"W	E=(615977.4227 N=8416644.6949)	E=(615973.2515 N=8416661.7441)
C2	37.395	9.526	4.789	014°35'47"	N06° 32' 45.95"E	E=(615973.1370 N=8416670.4643)	E=(615974.2201 N=8416679.9031)
C3	9.107	5.567	2.873	035°01'21"	N03° 40' 01.26"W	E=(615975.2515 N=8416684.0881)	E=(615974.9009 N=8416689.5575)
C4	25.000	9.467	4.791	021°41'48"	N10° 19' 47.62"W	E=(615968.1643 N=8416706.9452)	E=(615966.4768 N=8416716.2032)
C5	20.000	3.927	1.970	011°14'59"	N06° 08' 36.11"E	E=(615966.6286 N=8416732.9803)	E=(615967.0482 N=8416736.8784)
C6	18.000	6.115	3.087	019°27'49"	N02° 02' 11.43"E	E=(615969.7024 N=8416749.6184)	E=(615969.9186 N=8416755.6999)
C7	9.107	4.401	2.244	027°41'04"	N06° 08' 49.19"E	E=(615968.4697 N=8416766.4230)	E=(615968.9363 N=8416770.7557)
C8	20.000	7.366	3.725	021°06'04"	N09° 26' 19.29"E	E=(615974.2491 N=8416785.3610)	E=(615975.4502 N=8416792.5860)



GAVION TIPO I
PROGRESIVA 0+015 A 0+092 = 77 ML
ESCALA 1/100



UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA
FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA

PROYECTO : **"DISEÑO DE HIDRAULICO DE UNA BOCATOMA PARA EL MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE IRRIGACION CCECCA, ISHUA Y HUAYCAHUACHO"**

UBICACION : REGION : AYACUCHO DEPARTAMENTO : AYACUCHO PROVINCIA : LUCANAS DISTRITO : CHIPAO AUCARA SANTA ANA DE HUAYCAHUACHO	TESIS PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO AGRICOLA PLANO : OBRAS DE PROTECCION - GAVION ASESORA : ING. T. VELASQUEZ B. DIBUJO : BACH. BRUNO JAUREGUI FECHA : OCTUBRE, 2018 ESCALA : IND.	LAMINA : G-01 ESPECIALIDAD: GAVIONES
--	---	--