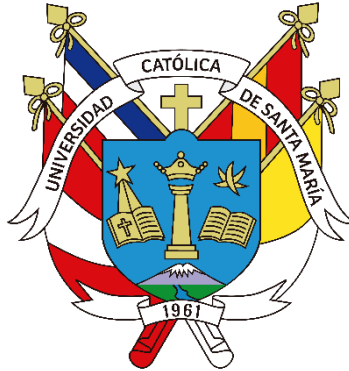


**Universidad Católica de Santa María**  
**Facultad de Arquitectura e Ingenierías Civil y del Ambiente**  
**Escuela Profesional de Ingeniería Civil**



**Análisis comparativo empleando modelos numéricos CFD y ecuaciones  
empíricas para el diseño la Bocatoma Bajo Cural en la ciudad de Arequipa**

Tesis presentada por los Bachilleres:

**Charaja Apaza, Tatiana Xiomara**

**ORCID: 0009-0007-4033-0425**

**Concha Galiano, Guillermo Fabrizio**

**ORCID: 0009-0007-1167-9417**

para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil

Asesor (a):

**Mg. Arroyo Ambia, Arturo Félix**

**ORCID: 0009-0003-2851-4513**

Arequipa - Perú

2025

UCSM-ERP

**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA**

**INGENIERIA CIVIL**

**TITULACIÓN CON TESIS**

**DICTAMEN APROBACIÓN DE BORRADOR**

Arequipa, 16 de Septiembre del 2025

**Dictamen: 012429-C-EPIC-2025**

Visto el borrador del expediente 012429, presentado por:

**2016242352 - CHARAJA APAZA TATIANA XIOMARA**

**2016801801 - CONCHA GALIANO GUILLERMO FABRIZIO**

Titulado:

**ANÁLISIS COMPARATIVO EMPLEANDO MODELOS NUMÉRICOS CFD Y ECUACIONES EMPÍRICAS  
PARA EL DISEÑO LA BOCATOMA BAJO CURAL EN LA CIUDAD DE AREQUIPA**

Nuestro dictamen es:

**APROBADO**

Titulo Profesional/Titulo de Segunda Especialidad/Grado Académico a optar:

**INGENIERO CIVIL**

**29688899 - HIDALGO VALDIVIA ALEJANDRO VICTOR  
DICTAMINADOR**



**29412437 - UGARTE CALDERON ENRIQUE ALFONSO  
DICTAMINADOR**



**43673910 - NORIEGA AQUISE GUILLERMO YOREL  
DICTAMINADOR**



# ANÁLISIS COMPARATIVO EMPLEANDO MODELOS NUMÉRICOS CFD Y ECUACIONES EMPÍRICAS PARA EL DISEÑO LA BOCATOMA BAJO CURAL EN LA CIUDAD DE AREQUIPA

## INFORME DE ORIGINALIDAD

16%

INDICE DE SIMILITUD

15%

FUENTES DE INTERNET

3%

PUBLICACIONES

6%

TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

## FUENTES PRIMARIAS

1	<a href="https://hdl.handle.net">hdl.handle.net</a> Fuente de Internet	2%
2	<a href="https://www.coursehero.com">www.coursehero.com</a> Fuente de Internet	1%
3	<a href="https://es.scribd.com">es.scribd.com</a> Fuente de Internet	1%
4	<a href="https://idoc.pub">idoc.pub</a> Fuente de Internet	1%
5	Submitted to Universidad Católica de Santa María Trabajo del estudiante	<1%
6	<a href="https://bibdigital.epn.edu.ec">bibdigital.epn.edu.ec</a> Fuente de Internet	<1%
7	<a href="https://repositorio.urp.edu.pe">repositorio.urp.edu.pe</a> Fuente de Internet	<1%
8	<a href="https://docplayer.es">docplayer.es</a> Fuente de Internet	<1%

### *Dedicatoria*

*Dedico esta tesis con profundo amor y gratitud a mis padres, Margoth y Benjamín, quienes, con esfuerzo, sacrificio y un amor incondicional me brindaron las herramientas necesarias para alcanzar este logro. A Dios, por haberme guiado en los momentos más difíciles y darme la fortaleza para continuar. A mi patria, el Perú, por ser la tierra que me vio crecer y que me inspira a aportar con dedicación al desarrollo de sus recursos. Esta tesis es el fruto del trabajo constante y la fe en que todo sacrificio vale la pena.*

***Concha Galiano, Guillermo Fabrizio***

*A Dios, por mostrarme su amor y sostenerme en mis momentos de debilidad porque su palabra me sostiene. “El que habita bajo el abrigo del Altísimo morará bajo la sombra del omnipotente”.*

*A mis padres Gil Reibel y Gladys, por su amor incondicional, por enseñarme con el ejemplo el valor del esfuerzo, y por ser mi pilar en cada etapa de la vida. Gracias por creer en mí incluso en los momentos en los que yo dudaba.*

*A mis hermanos, por acompañarme en mis peores momentos y estar siempre para mí y en especial a mi hermanita Flor de Jesús, por dejar en mí un legado de fortaleza y enseñarme que pese a lo que esté pasando no debo rendirme, porque su partida forjó mi carácter*

*A mi familia, Luis Enrique y Eloísa, mi hija, mi mayor inspiración y motor que este logro sea una muestra de que los sueños se alcanzan con constancia, y que cada paso que doy es también por y para ustedes. Hija que la vida te regale siempre motivos para soñar tan alto como lo deseas.*

***Charaja Apaza, Tatiana Xiomara***

### *Agradecimientos*

Agradezco profundamente a Dios, por ser mi guía y fortaleza constante, por iluminar mi camino en los momentos más difíciles y darme la paciencia, y el coraje necesarios para concluir esta etapa tan importante de mi vida académica.

A mis padres, Margoth y Benjamín, quienes han sido mi mayor ejemplo de perseverancia y gratitud. Gracias por creer en mí incluso cuando dudé, por sus palabras de aliento, y por todo el apoyo material, emocional y espiritual que me han brindado a lo largo de esta carrera. Gracias por confiar en mí y empujarme siempre a dar lo mejor de mí mismo.

También deseo expresar mi sincero agradecimiento al ingeniero Arturo Arroyo, por su orientación, exigencia y compromiso como asesor. Su experiencia y criterio fueron fundamentales para enriquecer esta investigación y llevarla a un nivel profesional.

**Concha Galiano, Guillermo Fabrizio**

En primer lugar, agradezco a Dios, por ser mi guía y fortaleza en cada etapa de este camino. Su presencia me ha dado esperanza en los momentos difíciles y sabiduría para seguir adelante.

A mi familia, por su amor incondicional y constante apoyo. A mi padre y madre, por ser ejemplo de esfuerzo y dedicación, y a mis hermanos, por estar siempre presentes, brindándome aliento y compañía.

A mi pareja Enrique, por su paciencia, comprensión y por caminar a mi lado en este proceso, aún en los momentos más exigentes. A mi hija, fuente de inspiración y motivo de cada uno de mis esfuerzos, gracias por enseñarme el valor del amor más puro.

A mi asesor, el Ingeniero Arturo Arroyo, por su guía, dedicación y por compartir generosamente sus conocimientos. Su apoyo ha sido fundamental para el desarrollo de este trabajo.

A todos, gracias por ser parte de este logro.

**Charaja Apaza, Tatiana Xiomara**

## RESUMEN

El deterioro progresivo de la infraestructura hidráulica en la Bocatoma Bajo Cural, ubicada en el río Chili en la ciudad de Arequipa, ha generado importantes pérdidas de agua y baja eficiencia en el sistema de riego de los sectores Bajo Cural, Tío y Sachaca. La presente tesis, titulada “Análisis comparativo empleando modelos numéricos CFD y ecuaciones empíricas para el diseño de la Bocatoma Bajo Cural en la ciudad de Arequipa”, tuvo como objetivo general elaborar un diseño técnico mediante el uso de ecuaciones empíricas y modelos numéricos con Flow 3D, con la finalidad de optimizar el funcionamiento hidráulico de la bocatoma.

La metodología empleada fue de tipo aplicada, con un diseño experimental y un alcance explicativo. Se inició con la recopilación de información topográfica e hidrológica, se estimaron caudales de diseño para distintos escenarios mediante funciones de distribución de probabilidad y se desarrollaron diseños hidráulicos tradicionales basados en ecuaciones empíricas. Posteriormente, se empleó el software Flow 3D para modelar tridimensionalmente la bocatoma y analizar el comportamiento del flujo en diferentes condiciones. Los instrumentos utilizados incluyeron observación presente, análisis documental y simulación numérica, todas orientadas a contrastar la eficiencia de ambos enfoques.

Los resultados obtenidos demostraron que el modelado CFD con Flow 3D ofreció una mayor precisión en la representación de los fenómenos hidráulicos, permitiendo identificar zonas de turbulencia, pérdidas de energía y condiciones críticas no observables con métodos empíricos. Se logró optimizar la poza de disipación reduciendo su profundidad en 1.5 metros, lo cual permitió la formación eficiente del resalto hidráulico, mejorando así la disipación energética del sistema. Además, el diseño CFD mostró una reducción amplia en términos de pérdidas de energía en comparación con el método empírico. En consecuencia, se concluyó que el uso de Flow 3D constituye una herramienta técnica eficaz para mejorar el diseño de obras hidráulicas, garantizando mayor estabilidad estructural y eficiencia operativa. Esta metodología representa una alternativa viable para modernizar diseños tradicionales y contribuir a una gestión hídrica más eficiente y sostenible.

**Palabras Clave:** Bocatoma, CFD, simulación.

## ABSTRACT

The progressive deterioration of the hydraulic infrastructure at the Bajo Cural intake, located on the Chili River in the city of Arequipa, has led to significant water losses and low irrigation efficiency in the Bajo Cural, Tío, and Sachaca sectors. This thesis, entitled “Comparative analysis using CFD numerical models and empirical equations for the design of the Bajo Cural Intake in the city of Arequipa”, aimed to develop a technical design by applying both empirical equations and numerical models using Flow 3D, with the objective of optimizing the hydraulic performance of the intake.

The methodology employed was applied, with an experimental design and explanatory scope. It began with the collection of topographic and hydrological information, design flows for different scenarios were estimated using probability distribution functions, and traditional hydraulic designs based on empirical equations were developed. Flow 3D software was subsequently used to three-dimensionally model the intake and analyze flow behavior under different conditions. The instruments used included present observation, documentary analysis, and numerical simulation, all aimed at comparing the efficiency of both approaches.

The results showed that CFD modeling with Flow 3D provided higher accuracy in representing hydraulic phenomena, allowing the identification of turbulence zones, energy losses, and critical conditions not detectable through empirical methods. The dissipation basin was optimized by reducing its depth by 1.5 meters, enabling effective hydraulic jump formation and improving energy dissipation. Additionally, the CFD design demonstrated a significant reduction in energy loss compared to the empirical method. Consequently, it was concluded that Flow 3D is an effective technical tool for enhancing the design of hydraulic structures, ensuring greater structural stability and operational efficiency. This methodology represents a viable alternative to modernize traditional designs and promote more efficient and sustainable water management.

**Keywords:** River Intake, CFD, simulation.

## ÍNDICE

DEDICATORIA	
AGRADECIMIENTOS	
RESUMEN	
ABSTRACT	
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	3
1. Problemática	3
2. Justificación	4
2.1. Social	4
2.2. Metodológica	5
2.3. Teórica	5
2.4. Económica	6
2.5. Político Institucional	6
2.6. Ambiental	7
2.7. Ética	7
2.8. Tecnológica	7
3. Alcances y Limitaciones	8
3.1. Alcances	8
3.2. Limitaciones	8
4. Objetivos	8
4.1. Objetivo general	8
4.2. Objetivos específicos	8
5. Hipótesis	9
6. Variables	9
6.1. Variable Dependiente	9
6.2. Variable Independiente	9
6.3. Operacionalización de variables	10
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	12
1. Antecedentes	12
2. Bases teóricas	14
2.1. Hidrología	14
2.2. Mecánica de Fluidos	18
2.3. Hidráulica	24

2.4. Estructuras de captación de agua .....	36
2.5. CFD dinámica de fluidos computacional .....	37
<b>CAPÍTULO III: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN .....</b>	<b>45</b>
1. Tipo de investigación .....	45
2. Descripción metodológica .....	45
3. Campo de verificación .....	47
4. Técnicas e instrumentos de investigación .....	48
4.1. Observación presente .....	48
4.2. Observación documental .....	48
<b>CAPÍTULO IV: DESARROLLO .....</b>	<b>49</b>
1. Topografía de la Zona .....	49
2. Caudales de Diseño .....	49
2.1. Caudal máximo y mínimo .....	49
2.2. Caudal Medio .....	64
2.3. Caudal del Socavación .....	67
2.4. Caudal de Captación .....	68
2.5. Caudal de desvío .....	70
2.6. Caudal ecológico .....	75
3. Cálculo de Socavación .....	76
3.1. Barraje fijo .....	78
3.2. Barraje móvil .....	84
3.3. Ventana de Captación .....	90
4. Longitud de enrocamiento .....	92
4.1. Enrocamiento aguas abajo .....	92
4.2. Enrocamiento aguas arriba .....	92
5. Diseño de la Bocatoma mediante modelos Empíricos .....	93
5.1. Reja de entrada .....	94
5.2. Ventana de captación .....	100
5.3. Poza tranquilizadora .....	103
5.4. Desrripiador .....	103
5.5. Diseño del barraje móvil .....	113
5.6. Diseño del barraje fijo .....	130
5.7. Diseño del muro de encauzamiento .....	141
6. Diseño de la Bocatoma mediante modelos numéricos CFD .....	147
6.1. Modelos digitales .....	147

6.2. Modelo CFD Tridimensional .....	149
7. Cálculo de estabilidad .....	157
7.1. Hipótesis.....	158
7.2. Cálculo de estabilidad del barraje fijo y el barraje móvil .....	159
CAPÍTULO V: DISCUSIÓN .....	176
CONCLUSIONES.....	179
RECOMENDACIONES .....	180
REFERENCIAS .....	181



## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1</b> Variable dependiente.....	10
<b>Figura 2</b> Variable independiente .....	11
<b>Figura 3</b> Líneas de gradiente hidráulico y línea de Energía .....	24
<b>Figura 4</b> Perfil Hidráulico de vertederos .....	30
<b>Figura 5</b> Perfil del Resalto Hidráulico.....	31
<b>Figura 6</b> Geometría y partes del Cimacio.....	33
<b>Figura 7</b> Ábacos para el cálculo de R1 y R2 .....	34
<b>Figura 8</b> Perfil hidráulico de una Compuerta .....	35
<b>Figura 9</b> Descarga Libre en una compuerta.....	35
<b>Figura 10</b> Descarga Sumergida de una compuerta.....	36
<b>Figura 11</b> Bocatoma del proyecto especial Chavimochic .....	37
<b>Figura 12</b> Valores de la Rugosidad Equivalente ks en milímetros (mm).....	42
<b>Figura 13</b> Flujo de trabajo para modelamiento CFD en estructuras hidráulicas .....	44
<b>Figura 14</b> Ubicación de la bocatoma .....	47
<b>Figura 15</b> Estado Actual de la Bocatoma Bajo Cural – Barraje fijo y móvil.....	47
<b>Figura 16</b> Estado Actual de la Bocatoma – Ventana de captación.....	48
<b>Figura 17</b> Vida útil admisible en obras hidráulicas .....	53
<b>Figura 18</b> Interfaz del programa Hydrognomon.....	55
<b>Figura 19</b> Análisis estadístico caudales máximos .....	56
<b>Figura 20</b> Periodo de retorno de 175 años.....	56
<b>Figura 21</b> Caudal de diseño para periodo de retorno de 175 años.....	57
<b>Figura 22</b> Periodo de retorno de 500 años.....	57
<b>Figura 23</b> Caudal de diseño para periodo de retorno de 500 años.....	58
<b>Figura 24</b> Caudal de diseño para caudales mínimos .....	58
<b>Figura 25</b> Análisis estadístico caudales mínimos.....	59
<b>Figura 26</b> Caudal de diseño para periodo de retorno de 175 años.....	59
<b>Figura 27</b> Leyenda de profundidades .....	61
<b>Figura 28</b> Simulación de inundación para caudales máximos .....	61
<b>Figura 29</b> Simulación de inundación para caudales mínimos .....	62
<b>Figura 30</b> Sección transversal anterior a la bocatoma para los caudales máximos.....	63
<b>Figura 31</b> Sección transversal anterior a la bocatoma para el caudal mínimo .....	64
<b>Figura 32</b> Simulación de inundación para el caudal medio.....	66
<b>Figura 33</b> Simulación de inundación para el caudal de socavación .....	67

<b>Figura 34</b>	Sección transversal anterior a la bocatoma para el caudal de socavación ...	68
<b>Figura 35</b>	Simulación de inundación para la primera ataguía .....	74
<b>Figura 36</b>	Simulación de inundación para la segunda ataguía .....	75
<b>Figura 37</b>	Curva de persistencia para el caudal ecológico .....	76
<b>Figura 38</b>	Socavación por Schoklitsch .....	78
<b>Figura 39</b>	Socavación por Veronese.....	79
<b>Figura 40</b>	Socavación por Jager .....	80
<b>Figura 41</b>	Socavación por Franke.....	81
<b>Figura 42</b>	Socavación por Lacey .....	82
<b>Figura 43</b>	Socavación por Schoklitsch .....	84
<b>Figura 44</b>	Socavación por Veronese.....	85
<b>Figura 45</b>	Socavación por Jager .....	86
<b>Figura 46</b>	Socavación por Franke.....	87
<b>Figura 47</b>	Socavación por Lacey .....	88
<b>Figura 48</b>	Longitud de enrocamiento aguas arriba .....	93
<b>Figura 49</b>	Inclinación de la reja de entrada .....	95
<b>Figura 50</b>	Factor de forma para barrotes .....	98
<b>Figura 51</b>	Perfil hidráulico de compuertas sumergidas .....	104
<b>Figura 52</b>	Corte de la compuerta del canal desrripador.....	113
<b>Figura 53</b>	Relación entre velocidad de arrastre y diámetro mayor.....	114
<b>Figura 54</b>	Distribución de áreas con el criterio 1/10 .....	115
<b>Figura 55</b>	Resumen de resultados para la distribución de áreas para BF y BM.....	116
<b>Figura 56</b>	Ábaco para el coeficiente de descarga .....	117
<b>Figura 57</b>	Corte longitudinal para el perfil del azud.....	120
<b>Figura 58</b>	Gráfico de coordenadas para el azud del barraje móvil aguas abajo .....	122
<b>Figura 59</b>	Perfil final del azud del barraje móvil.....	123
<b>Figura 60</b>	Perfil hidráulico del barraje móvil .....	123
<b>Figura 61</b>	Configuración final del barraje móvil.....	126
<b>Figura 62</b>	Gráfico para el cálculo del Coeficiente de Descarga .....	128
<b>Figura 63</b>	Cálculo hidráulico de caudales en descarga libre según abertura.....	128
<b>Figura 64</b>	Curva de caudal vertido versus altura de apertura de compuerta .....	130
<b>Figura 65</b>	Corte del perfil longitudinal del azud .....	133
<b>Figura 66</b>	Gráfico de coordenadas para el azud del barraje fijo aguas abajo .....	135
<b>Figura 67</b>	Coordenadas para el azud aguas arriba .....	135
<b>Figura 68</b>	Perfil final del azud para el barraje fijo.....	136

<b>Figura 69</b>	Poza de disipación para el barraje fijo .....	136
<b>Figura 70</b>	Configuración general del resalto hidráulico para el barraje fijo.....	138
<b>Figura 71</b>	Configuración final del resalto hidráulico para el barraje fijo .....	140
<b>Figura 72</b>	Esquema del muro de encauzamiento .....	141
<b>Figura 73</b>	Esquema del método de paso directo .....	142
<b>Figura 74</b>	Curva de regresión ajustada para el borde libre.....	145
<b>Figura 75</b>	Modelado de la bocatoma “000” .....	148
<b>Figura 76</b>	Modelo digital de la bocatoma “000” .....	148
<b>Figura 77</b>	Configuraciones de profundidad de la poza de disipación .....	149
<b>Figura 78</b>	Modelo digital del barraje fijo .....	149
<b>Figura 79</b>	Geometría tipo stl exportada a Flow-3D.....	150
<b>Figura 80</b>	Representación de una geometría circular por una malla incorrecta .....	154
<b>Figura 81</b>	Comparación de diferentes tamaños de mallas en una geometría 2D.....	154
<b>Figura 82</b>	Comparación de diferentes tamaños de malla en una geometría 3D .....	154
<b>Figura 83</b>	Configuración final del modelo en el programa Flow-3D.....	157
<b>Figura 84</b>	Coefficientes sísmicos asociados al periodo de retorno.....	159
<b>Figura 85</b>	Esquema de geometría y esfuerzos en la estructura del barraje fijo .....	160
<b>Figura 86</b>	Esquema de geometría y esfuerzos en la estructura del barraje móvil .....	161

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1</b> Caudales Anuales .....	50
<b>Tabla 2</b> Distribuciones de probabilidad para el caudal máximo.....	52
<b>Tabla 3</b> Distribuciones de probabilidad para el caudal mínimo .....	52
<b>Tabla 4</b> Riesgo admisible en obras hidráulicas.....	53
<b>Tabla 5</b> Periodo de retorno, vida útil y riesgo .....	54
<b>Tabla 6</b> Caudales con diferentes porcentajes de riesgo .....	54
<b>Tabla 7</b> Distribuciones estadísticas para caudales máximos con T=175 años .....	60
<b>Tabla 8</b> Distribuciones estadísticas para caudales mínimos con T=175 años .....	60
<b>Tabla 9</b> Distribuciones estadísticas para los caudales de diseño .....	60
<b>Tabla 10</b> NAME para la sección anterior a la bocatoma para el caudal máximo.....	63
<b>Tabla 11</b> Listado de caudales medios anuales .....	64
<b>Tabla 12</b> Caudal de diseño de socavación .....	67
<b>Tabla 13</b> NAME para la sección anterior a la bocatoma para el caudal máximo.....	68
<b>Tabla 14</b> Módulos de riego mensuales para el sector de Chili Regulado.....	69
<b>Tabla 15</b> Área y caudal para cada uno de los canales.....	69
<b>Tabla 16</b> Caudal final de captación .....	70
<b>Tabla 17</b> Valores del porcentaje de riesgo variando el periodo de retorno .....	71
<b>Tabla 18</b> Porcentaje de riesgo asumido final.....	72
<b>Tabla 19</b> Caudal de diseño para el Q de desvío.....	72
<b>Tabla 20</b> Resultados de socavación para barraje fijo.....	83
<b>Tabla 21</b> Resultados de socavación para barraje móvil.....	89
<b>Tabla 22</b> Resultados de socavación para la ventana de captación.....	92
<b>Tabla 23</b> Recomendaciones generales para el diseño de la ventana de captación.....	96
<b>Tabla 24</b> Velocidad de paso y aproximación en la reja .....	96
<b>Tabla 25</b> Valores de entrada para pérdidas de carga .....	97
<b>Tabla 26</b> Pérdidas de carga por Metcalf y Eddy.....	98
<b>Tabla 27</b> Pérdidas de carga por Kirshchmer.....	99
<b>Tabla 28</b> Pérdidas de carga por Creager y Justin.....	99
<b>Tabla 29</b> Pérdidas de carga por el Bureau of Reclamation.....	100
<b>Tabla 30</b> Coeficientes dependientes del perfil del cimacio para el barraje móvil .....	121
<b>Tabla 31</b> Pares ordenados para dibujar la curva del azud aguas abajo.....	121
<b>Tabla 32</b> Datos de entrada para el diseño de la poza de disipación del barraje móvil	124
<b>Tabla 33</b> Configuración general resalto hidráulico para el barraje móvil .....	124

<b>Tabla 34</b>	Iteraciones para la poza de disipación del BM energía en “cero” .....	125
<b>Tabla 35</b>	Iteraciones para la poza de disipación del BM energía en “uno” y “dos”....	125
<b>Tabla 36</b>	Valores para Hd y Ha .....	132
<b>Tabla 37</b>	Coeficientes para el perfil del cimacio del barraje fijo.....	133
<b>Tabla 38</b>	Coordenadas para el azud aguas abajo .....	134
<b>Tabla 39</b>	Datos de entrada para el diseño de la poza de disipación.....	137
<b>Tabla 40</b>	Iteraciones para la poza de disipación del BF energía en “cero” .....	139
<b>Tabla 41</b>	Iteraciones para la poza de disipación del BF energía en “uno” y “dos” .....	139
<b>Tabla 42</b>	Datos iniciales para el cálculo de la altura de los muros de encauzamiento	143
<b>Tabla 43</b>	Procedimiento del cálculo de tirantes por el Método del Paso Directo.....	144
<b>Tabla 44</b>	Cálculo de los valores de C mediante extrapolación.....	146
<b>Tabla 45</b>	Cálculo del perfil del flujo con el borde libre.....	146
<b>Tabla 46</b>	Longitud de tramos y altura de muros conforme al perfil de flujo.....	147
<b>Tabla 47</b>	Límites de malla .....	153
<b>Tabla 48</b>	Condiciones de frontera para todas las simulaciones .....	155
<b>Tabla 49</b>	Dimensiones consideradas para el barraje fijo respecto al eje “y” .....	160
<b>Tabla 50</b>	Dimensiones consideradas para el barraje fijo con respecto al eje “x” .....	160
<b>Tabla 51</b>	Dimensiones consideradas para el barraje móvil respecto al eje “y” .....	161
<b>Tabla 52</b>	Dimensiones consideradas para el móvil con respecto al eje “x” .....	161
<b>Tabla 53</b>	Cálculo de la descomposición del peso de la sección para el barraje fijo ...	162
<b>Tabla 54</b>	Cálculo de la descomposición del peso de la sección para el barraje móvil	162
<b>Tabla 55</b>	Valores de las fuerzas provocadas por el agua y subpresión para el BF .....	163
<b>Tabla 56</b>	Resultantes de las fuerzas verticales provocadas por el agua para el BF ..	164
<b>Tabla 57</b>	Resultantes de las fuerzas horizontales provocadas por el agua para el BF	164
<b>Tabla 58</b>	Valores de las fuerzas provocadas por el agua para el BM .....	165
<b>Tabla 59</b>	Resultantes de las fuerzas verticales provocadas por el agua para el BM ....	165
<b>Tabla 60</b>	Resultantes de las fuerzas horizontales provocadas por el agua para el BM	165
<b>Tabla 61</b>	Empujes de tierras sobre el barraje fijo .....	167
<b>Tabla 62</b>	Empujes de tierras sobre el barraje móvil .....	167
<b>Tabla 63</b>	Esfuerzos derivados de la acción del sismo para el barraje fijo .....	168
<b>Tabla 64</b>	Esfuerzos derivados de la acción del sismo para el barraje móvil .....	168
<b>Tabla 65</b>	Comprobación estática de resultados para el barraje fijo .....	169
<b>Tabla 66</b>	Comprobación sísmica de resultados para el barraje fijo .....	169
<b>Tabla 67</b>	Comprobación estática de resultados para el barraje móvil .....	170
<b>Tabla 68</b>	Comprobación sísmica de resultados para el barraje móvil .....	170

<b>Tabla 69</b>	Cálculo de Momentos producidos por fuerzas verticales en el barraje fijo.	172
<b>Tabla 70</b>	Momentos producidos por fuerzas horizontales en el barraje fijo.....	172
<b>Tabla 71</b>	Momentos producidos por fuerzas horizontales y verticales en el BF.....	172
<b>Tabla 72</b>	Cálculo de Momentos producidos por fuerzas verticales en el BM.....	173
<b>Tabla 73</b>	Cálculo de Momentos producidos por fuerzas horizontales en el BM.....	174
<b>Tabla 74</b>	Momentos producidos por fuerzas horizontales y verticales en el BF.....	174
<b>Tabla 75</b>	Comparación y discusión entre los métodos de diseño .....	176



## ÍNDICE DE ANEXOS

<b>Anexo 1</b> Plano topográfico.....	185
<b>Anexo 2</b> Tabla de Resultados.....	187



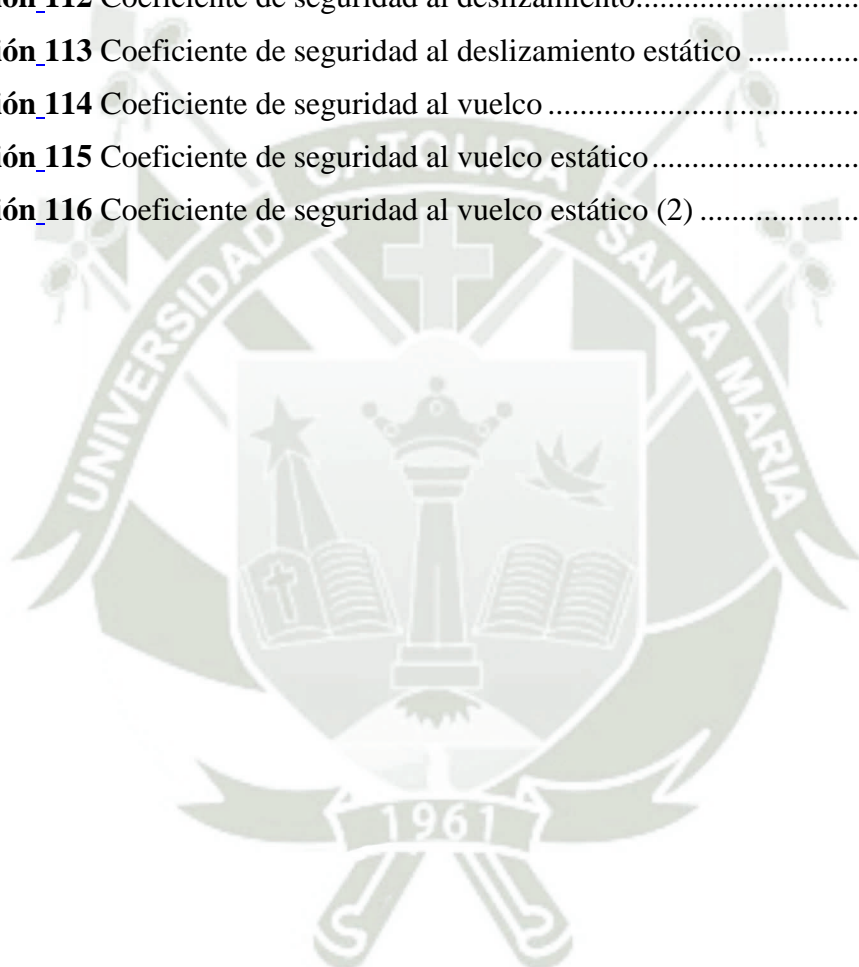
## ÍNDICE DE ECUACIONES

<b>Ecuación 1</b> Presión .....	20
<b>Ecuación 2</b> Ecuación de Bernouilli .....	23
<b>Ecuación 3</b> Fórmula de Chezy .....	26
<b>Ecuación 4</b> Ecuación de Manning .....	26
<b>Ecuación 5</b> Número de Froude .....	26
<b>Ecuación 6</b> Energía Específica .....	27
<b>Ecuación 7</b> Energía Cinética.....	28
<b>Ecuación 8</b> Energía Potencial .....	28
<b>Ecuación 9</b> Caudal que pasa sobre un vertedero (1).....	29
<b>Ecuación 10</b> Verificación de vertedero de cresta delgada.....	29
<b>Ecuación 11</b> Caudal que pasa sobre un vertedero (2).....	29
<b>Ecuación 12</b> Fórmula de Konovalov .....	29
<b>Ecuación 13</b> Fórmula de Bazin.....	29
<b>Ecuación 14</b> Caudal que pasa sobre un vertedero sumergido.....	30
<b>Ecuación 15</b> Coeficiente de vertedero sumergido según Bazin.....	30
<b>Ecuación 16</b> Coeficiente de vertedero sumergido según Villemonte.....	30
<b>Ecuación 17</b> Relación de tirantes conjugados .....	31
<b>Ecuación 18</b> Pérdida de energía en resalto hidráulico para canal rectangular.....	32
<b>Ecuación 19</b> Altura del resalto hidráulico para canal rectangular .....	32
<b>Ecuación 20</b> Longitud del resalto hidráulico para canal rectangular.....	32
<b>Ecuación 21</b> Ecuación general para el diseño de vertederos tipo cimacio .....	33
<b>Ecuación 22</b> Ecuación parametrada para el diseño de vertederos .....	33
<b>Ecuación 23</b> Comprobación de descarga libre para compuertas .....	36
<b>Ecuación 24</b> Comprobación de descarga sumergida para compuertas.....	36
<b>Ecuación 25</b> Ecuación general de la continuidad de masa .....	38
<b>Ecuación 26</b> Reducción de la ecuación de la continuidad de la masa .....	39
<b>Ecuación 27</b> Ecuación general de Navier-Stokes .....	39
<b>Ecuación 28</b> Ecuación general de Navier-Stokes en y es en X .....	39
<b>Ecuación 29</b> Ecuación general de Navier-Stokes en z .....	40
<b>Ecuación 30</b> Ecuación de continuidad de momento en X .....	40
<b>Ecuación 31</b> Ecuación de continuidad de momento en y .....	40
<b>Ecuación 32</b> Ecuación de continuidad de momento en z .....	40
<b>Ecuación 33</b> Rugosidad equivalente .....	42
<b>Ecuación 34</b> Rugosidad equivalente transformada.....	42

<b>Ecuación_35</b> Porcentaje de riesgo de falla .....	52
<b>Ecuación_36</b> Riesgo asumido en porcentaje .....	71
<b>Ecuación_37</b> Socavación por Schoklitsch .....	78
<b>Ecuación_38</b> Socavación por Veronese.....	79
<b>Ecuación_39</b> Socavación por Jager .....	80
<b>Ecuación_40</b> Socavación por Franke.....	81
<b>Ecuación_41</b> Profundidad erosiva por Lacey .....	82
<b>Ecuación_42</b> Profundidad de socavación por Lacey .....	82
<b>Ecuación_43</b> Socavación por Schoklitsch (1) .....	84
<b>Ecuación_44</b> Socavación por Veronese (1).....	85
<b>Ecuación_45</b> Socavación por Jager (1).....	86
<b>Ecuación_46</b> Socavación por Franke (2).....	87
<b>Ecuación_47</b> Profundidad erosiva por Lacey (2) .....	88
<b>Ecuación_48</b> Profundidad de socavación por Lacey (2) .....	88
<b>Ecuación_49</b> Socavación por Liu Chang Skinner para la ventana de captación.....	90
<b>Ecuación_50</b> Socavación por Laursen.....	90
<b>Ecuación_51</b> Socavación por Froelich .....	91
<b>Ecuación_52</b> Fórmula de Metcalf y Eddy .....	97
<b>Ecuación_53</b> Fórmula de Kirschmer .....	98
<b>Ecuación_54</b> Método de Creager y Justin .....	99
<b>Ecuación_55</b> Pérdidas de carga por el Bureau of Reclamation .....	100
<b>Ecuación_56</b> Caudal que pasa sobre un vertedero (3).....	101
<b>Ecuación_57</b> Caudal afectado por la sumergencia .....	101
<b>Ecuación_58</b> Coeficiente de descarga según Konovalov .....	102
<b>Ecuación_59</b> Coeficiente de sumergencia según Bazin .....	102
<b>Ecuación_60</b> Ancho efectivo para vertederos .....	102
<b>Ecuación_61</b> Ancho de efectivo de barrotes .....	102
<b>Ecuación_62</b> Comprobación de descarga libre para compuertas .....	104
<b>Ecuación_63</b> Tirante conjugado para el salto hidráulico.....	105
<b>Ecuación_64</b> Coeficiente de velocidad según Gibson.....	105
<b>Ecuación_65</b> Fórmula del tirante conjugado .....	105
<b>Ecuación_66</b> Caudal de descarga por compuerta .....	105
<b>Ecuación_67</b> Coeficiente de descarga para compuertas .....	105
<b>Ecuación_68</b> Coeficiente de descarga asumido.....	106
<b>Ecuación_69</b> Coeficiente de velocidad para compuertas .....	107

<b>Ecuación_70</b> Velocidad corregida final para compuertas .....	108
<b>Ecuación_71</b> Tirante normal .....	111
<b>Ecuación_72</b> Perímetro mojado.....	111
<b>Ecuación_73</b> Área mojada.....	112
<b>Ecuación_74</b> Fórmula de base de canal.....	112
<b>Ecuación_75</b> Radio hidráulico.....	112
<b>Ecuación_76</b> Velocidad del canal.....	112
<b>Ecuación_77</b> Número de froude .....	112
<b>Ecuación_78</b> Velocidad requerida para el arrastre .....	113
<b>Ecuación_79</b> Relación de áreas entre barraje fijo y móvil .....	114
<b>Ecuación_80</b> Ancho de compuertas .....	115
<b>Ecuación_81</b> Longitud de barraje.....	115
<b>Ecuación_82</b> Caudal que pasa por el azud .....	116
<b>Ecuación_83</b> Caudal que pasa por el barraje móvil.....	116
<b>Ecuación_84</b> Caudal máximo.....	117
<b>Ecuación_85</b> Caudal unitario.....	118
<b>Ecuación_86</b> Tirante Crítico.....	119
<b>Ecuación_87</b> Relación entre tirante crítico y caudal .....	119
<b>Ecuación_88</b> Fórmula del área mojada para tirante crítico .....	119
<b>Ecuación_89</b> Cálculo de elevación He .....	120
<b>Ecuación_90</b> Ecuación general de vertederos tipo creager .....	120
<b>Ecuación_91</b> Ecuación parametrada para el diseño de vertederos .....	121
<b>Ecuación_92</b> Ecuación para gráfica del azud .....	121
<b>Ecuación_93</b> Cálculo de tirante normal(1) .....	125
<b>Ecuación_94</b> Longitud de poza de disipación criterio 1.....	126
<b>Ecuación_95</b> Longitud de poza de disipación criterio 2.....	127
<b>Ecuación_96</b> Caudal desaguado por vertedero.....	127
<b>Ecuación_97</b> Ecuación general para el perfil del azud.....	132
<b>Ecuación_98</b> Ecuación general para el diseño de vertederos .....	133
<b>Ecuación_99</b> Calculo de tirante normal (2).....	138
<b>Ecuación_100</b> Longitud de poza de disipación criterio 1(2).....	140
<b>Ecuación_101</b> Longitud de poza de disipación criterio 2.....	140
<b>Ecuación_102</b> Ecuación general de energía .....	142
<b>Ecuación_103</b> Ecuación de variación de energía .....	142
<b>Ecuación_104</b> Cálculo de tirante normal (3).....	143

<b>Ecuación_105</b> Cálculo de borde Libre .....	145
<b>Ecuación_106</b> Aceleración horizontal del sismo.....	158
<b>Ecuación_107</b> Aceleración vertical del sismo.....	158
<b>Ecuación_108</b> Coeficiente de presión en reposo .....	166
<b>Ecuación_109</b> Ecuación de Rankine coeficiente de presión pasiva .....	166
<b>Ecuación_110</b> Aceleración horizontal pseudoestática .....	167
<b>Ecuación_111</b> Aceleración vertical pseudostática .....	168
<b>Ecuación_112</b> Coeficiente de seguridad al deslizamiento.....	169
<b>Ecuación_113</b> Coeficiente de seguridad al deslizamiento estático .....	169
<b>Ecuación_114</b> Coeficiente de seguridad al vuelco .....	171
<b>Ecuación_115</b> Coeficiente de seguridad al vuelco estático .....	173
<b>Ecuación_116</b> Coeficiente de seguridad al vuelco estático (2) .....	174



## INTRODUCCIÓN

El agua ha sido desde los albores de la civilización, un recurso fundamental para la subsistencia y el desarrollo humano. Su papel en actividades vitales como la agricultura, la generación de energía, el abastecimiento doméstico y la industria, la posiciona como uno de los recursos más valiosos y estratégicos. Sin embargo, la disponibilidad y calidad del agua enfrentan múltiples amenazas, muchas de ellas originadas por el ser humano, tales como la sobreexplotación de fuentes, la contaminación y la inadecuada planificación de infraestructuras hidráulicas. En Perú, a pesar de contar con una vasta disponibilidad hídrica, esta se encuentra distribuida de forma desigual, lo cual ha derivado en una gestión ineficiente del recurso.

En este contexto, las estructuras de captación como las bocatomas cobran vital importancia para asegurar el aprovechamiento sostenible del recurso hídrico. En la ciudad de Arequipa, la Bocatoma Bajo Cural presenta serias deficiencias estructurales y operativas, afectando directamente a los subsectores hidráulicos de Bajo Cural, Tío y Sachaca, que dependen de ella para actividades agrícolas. El deterioro de componentes como el barraje móvil y fijo, las ventanas de captación y el desarenador, ha provocado pérdidas significativas de caudal desde la captación hasta la distribución, disminuyendo la eficiencia del sistema.

Tradicionalmente, el diseño de estas estructuras se ha basado en ecuaciones empíricas. Sin embargo, los avances tecnológicos han permitido incorporar herramientas de simulación numérica que ofrecen una comprensión más precisa del comportamiento hidráulico de las estructuras. En este sentido, el software Flow 3D, basado en dinámica de fluidos computacional CFD, representa una herramienta poderosa para modelar fenómenos tridimensionales complejos como flujos turbulentos, saltos hidráulicos, socavaciones y disipaciones de energía. Su uso permite optimizar el diseño hidráulico reduciendo tiempos y mejorando la precisión, lo cual es crucial en contextos donde los recursos hídricos deben gestionarse con eficiencia.

La presente investigación se desarrolló con el objetivo de comparar el diseño de la Bocatoma Bajo Cural empleando modelos numéricos CFD mediante Flow 3D y métodos tradicionales basados en ecuaciones empíricas. Se buscó demostrar la

confiabilidad del análisis computacional y su utilidad en el diseño hidráulico, aportando una metodología técnica replicable para futuras obras.

Esta investigación está organizada en cinco capítulos, los cuales se describen a continuación:

Capítulo I: Planteamiento del problema: Se expone la problemática relacionada con la gestión hídrica en la zona de estudio y la deficiencia estructural de la bocatoma actual. Se definen los objetivos de la investigación, la hipótesis, así como las variables y su operacionalización.

Capítulo II: Marco teórico: Se presenta una recopilación bibliográfica sobre los fundamentos hidrológicos, hidráulicos y de mecánica de fluidos relevantes al estudio. Asimismo, se incluye una revisión sobre las estructuras de captación de agua y los principios del modelado CFD, con énfasis en el funcionamiento de Flow 3D.

Capítulo III: Metodología de la investigación: Se describe el tipo y diseño de investigación utilizado, el campo de verificación, así como las técnicas e instrumentos empleados para la recopilación y análisis de datos, incluyendo la observación presente y documental.

Capítulo IV: Desarrollo: Comprende el análisis detallado del sitio de estudio, incluyendo levantamiento topográfico, estimación de caudales y diseño de la bocatoma utilizando ecuaciones empíricas. Posteriormente, se desarrollan modelos tridimensionales en Flow 3D que permiten evaluar el comportamiento hidráulico de la estructura y compararlo con los resultados del diseño empírico.

Capítulo V: Discusión: Se contrastan los resultados obtenidos mediante ambos métodos de diseño, evaluando su eficiencia y viabilidad técnica.

Conclusiones y recomendaciones: Se plantean conclusiones en función de los objetivos de la investigación y se emiten recomendaciones orientadas a futuras investigaciones y a profesionales del área.

## CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

### 1. Problemática

A lo largo de la historia de la humanidad, el agua ha sido un elemento esencial en el progreso de nuestra sociedad puesto que es un recurso muy importante, desde la salud, hasta el desarrollo económico, pasando por el bienestar colectivo de las personas; es por ese motivo, que el hombre se ha visto en la obligación de aprovecharlo al máximo para que el desarrollo de actividades intrínsecas no se vea paralizado por la escasez de este recurso (Castillo, 2016).

Existen numerosas amenazas para este recurso tan valioso, sin embargo, la principal es la mano del hombre, ya que, por él, se han roto los regímenes hidrológicos y ecológicos naturales; más específicamente, lo que antes era un fenómeno natural, ahora es conocido como desastre natural, dando pie a la aparición de sequías extremas, sequías prolongadas, calor intenso, inundaciones, derrumbes, hundimientos, etc.; todos ellos estrechamente relacionados con el agua (UNESCO, 2021).

Así como la acción del hombre afecta a los recursos hídricos, la no acción por parte de él mismo también es perjudicial para el aprovechamiento del agua. La carencia de infraestructuras destinadas para almacenar agua en épocas de sequía o estiaje, la ausencia de construcción de una estructura de captación para abastecimiento de agua, y la pobre gestión del recurso hídrico forman parte de las innumerables razones por las cuales, lamentablemente, en los últimos años, el agua se ha visto malgastada y desaprovechada (López, 2021).

El Perú no escapa a esta realidad mundial, pese a que pertenece a la exclusiva lista de los 20 países con más agua del mundo, este recurso se encuentra distribuido de manera heterogénea en el territorio y no se ubicada necesariamente en lugares dónde se pueda aprovechar totalmente (OXFAM, 2016).

Es por tal motivo, que la elaboración de estructuras de captación hidráulica, como las bocatomas, adquieren una importancia significativa. Considerando la realidad peruana, el diseño y la construcción de estas juegan un papel fundamental en la recolección de agua de ríos y arroyos para abastecer sistemas de agua potable, riego agrícola, entre otros usos indispensables para el desarrollo y bienestar de la comunidad (Huerta, 2016).

Ahora bien, la construcción de una bocatoma en Arequipa, al frente del colegio Juana Cervantes en el río Chili, sería beneficiosa al permitir un acceso controlado al agua hacia las zonas del Bajo Cural, Tío y Sachaca, dado que la bocatoma actual se encuentra en un estado de abandono y es deficiente trayendo como consecuencia muy bajos niveles de productividad y rentabilidad para los agricultores del sistema de riego, por tanto no obedece a su demanda actual y real, puesto que la infraestructura se encuentra totalmente deteriorada, con un barraje totalmente destruido, unas ventanas de captación con elementos deteriorados, un desarenador deteriorado, y un canal inicial con pendientes muy pronunciadas, todo esto viene provocando pérdidas de agua desde la captación, conducción y distribución de caudales, por lo que un nuevo diseño de la bocatoma aseguraría un suministro confiable para los sub sectores hidráulicos Bajo Cural, Tío y Sachaca, que pertenecen al Sistema Chili Regulado. De esta manera el sector agricultor se beneficiaría, contribuyendo al desarrollo sostenible al garantizando un acceso equitativo al agua potable y los recursos hídricos.

Anteriormente, el diseño de bocatomas solía basarse en ecuaciones empíricas, un proceso largo y tedioso. Sin embargo, gracias a los avances tecnológicos actuales, se han desarrollado diversos softwares y programas que simplifican significativamente el tiempo y la complejidad del diseño hidráulico. Un ejemplo de esto es el programa Flow 3D, programa especialista en CFD y con la capacidad de crear modelos tridimensionales de sistemas hidráulicos, que facilitará la concepción y diseño de estructuras hidráulicas de manera más eficiente en comparación con los métodos tradicionales.

## **2. Justificación**

### **2.1. Social**

Según Rocha (2003) la construcción de una estructura de captación hidráulica brindaría un suministro constante y seguro de agua, sin sedimentos ni sólidos. Entonces la bocatoma al frente del colegio Juana Cervantes, beneficiaría a la sociedad de diversas maneras, mejorando la calidad de vida de los residentes de los distritos de Sachaca, Tío y Bajo Cural, garantizando un acceso confiable a este recurso vital.

También, al ser las zonas mencionadas netamente ganaderas y agricultoras, el agua captada por la bocatoma beneficiaría estos sectores, lo que ayudaría a los trabajadores locales permitiéndoles cultivar sus tierras de manera más eficiente y productiva, contribuyendo así al desarrollo económico de la región (Rocha, 2003).

Por último, una bocatoma bien diseñada también podría contribuir al control de inundaciones, protegiendo a las comunidades locales y la infraestructura de daños causados por inundaciones durante períodos de lluvias intensas, lo que tendría un impacto positivo en el desarrollo económico y social de la región al mejorar la calidad de vida y el bienestar general de la población local (Priale, 2003).

## 2.2. Metodológica

Flow-3D es un software líder en simulación de fluidos en superficie libre en régimen transitorio, con la capacidad de simular la evolución de fluidos en entornos confinados, su interfaz y sistema de mallado sencillo permite lograr una alta precisión en los cálculos en comparación con otros programas de simulación de dinámica de fluidos computacional CFD disponibles en el mercado (RDT Simulation, 2024).

Si bien Flow-3D no es un software exclusivo de diseño de ingeniería, puede ser utilizado para simular el flujo de agua alrededor de estructuras hidráulicas. Con este software, se pueden crear modelos tridimensionales de sistemas hidráulicos que incluyan bocatomas y simular cómo el agua fluye alrededor de estas estructuras, y estudiar a profundidad cómo se distribuye y cómo interactúa con su entorno. Esto puede proporcionar valiosa información para el diseño y la optimización de bocatomas, así como para comprender su funcionamiento en diferentes condiciones hidráulicas (RDT Simulation, 2024).

## 2.3. Teórica

La investigación para la optimización del diseño de una bocatoma utilizando el programa Flow-3D es crucial por varias razones. Una de ellas es que representa una metodología novedosa y altamente efectiva en la ingeniería hidráulica. Este enfoque innovador permite analizar de manera detallada y precisa el comportamiento hidrodinámico en torno a la bocatoma, lo que conlleva varios beneficios significativos. Una bocatoma bien diseñada puede mejorar considerablemente la eficiencia hidráulica al maximizar el flujo entrante y minimizar las pérdidas de carga. Mediante la simulación con Flow-3D, es posible evaluar diferentes diseños y configuraciones para garantizar un suministro de agua adecuado y eficiente (RDT Simulation, 2024).

Otro aspecto importante es la seguridad y estabilidad de la bocatoma. La simulación con Flow-3D permite evaluar cómo la estructura respondería a diferentes condiciones hidráulicas y escenarios, como caudales extremos o variaciones en el nivel

del agua. Esto es fundamental para garantizar la seguridad y durabilidad de la estructura a lo largo del tiempo (Rocha, 2003).

#### **2.4. Económica**

La investigación compara el uso de modelos CFD y ecuaciones empíricas para el diseño de bocatomas, permitiendo analizar cuál metodología resulta más costo-efectiva. Esta evaluación técnica contribuye al ahorro de recursos públicos o privados al elegir una opción con menor demanda de mantenimiento y mayor eficiencia hidráulica. Asimismo, la generación de conocimiento aplicado en infraestructura hidráulica optimiza la inversión futura en proyectos similares, reduciendo errores constructivos. De este modo, se fortalece la toma de decisiones basada en evidencia científica y se promueve un desarrollo económico sostenible a partir de la eficiencia técnica en obras civiles.

Además, la aplicación de nuevas tecnologías en la ingeniería hidráulica tiene un impacto directo en la optimización de recursos económicos, especialmente en infraestructura de riego. (Rogers & Linsley, 1995)

#### **2.5. Político Institucional**

Este trabajo académico fortalece el rol de la Universidad Católica de Santa María como institución comprometida con la innovación tecnológica y la gestión eficiente de los recursos hídricos. Aporta a la producción de conocimiento técnico especializado en hidráulica, alineado con los objetivos institucionales de investigación y vinculación con el entorno regional. Además, puede influir en políticas locales mediante la difusión de resultados que contribuyan a la mejora del diseño de infraestructuras hidráulicas. La tesis sirve como base para futuras colaboraciones entre la universidad, entidades del Estado y organismos técnicos como la ANA o gobiernos locales.

El proyecto se enmarca dentro de los lineamientos de la Autoridad Nacional del Agua (ANA) y el Ministerio de Agricultura, que promueven el uso eficiente y sostenible del recurso hídrico en sistemas de riego. La modernización de la infraestructura de riego es un pilar fundamental en las políticas de seguridad hídrica y alimentaria de los países en desarrollo. (FAO, 2017)

## 2.6. Ambiental

La investigación permite evaluar el impacto hidráulico de las bocatomas utilizando simulación CFD, herramienta que permite prever comportamientos del flujo en condiciones reales sin intervenir el medio natural. Esto favorece el diseño eficiente de estructuras que reduzcan el riesgo de socavaciones, erosión y alteración de cauces, minimizando el impacto ambiental. Aporta a una gestión más sostenible del agua al optimizar su captación y conducción. Además, promueve una ingeniería ambientalmente consciente, al reducir el uso de métodos empíricos que pueden omitir variables ecológicas relevantes en el comportamiento hidráulico.

El diseño hidráulico mejorado permite reducir la erosión en el cauce y las pérdidas de agua, lo que contribuye a la conservación de ecosistemas ribereños. El uso eficiente del agua no solo es un aspecto técnico, sino también una estrategia de protección ambiental que preserva caudales ecológicos y mantiene la biodiversidad. (Gleick, 2014)

## 2.7. Ética

La tesis se realiza bajo principios éticos de rigurosidad científica, transparencia metodológica y respeto por el conocimiento previo. No se interviene directamente en el medio natural ni se comprometen derechos de terceros, ya que se basa en simulaciones y análisis computacional. Se garantiza la honestidad en el tratamiento de datos, la trazabilidad de fuentes bibliográficas y el uso responsable de herramientas digitales. Además, se promueve una actitud ética en el ejercicio profesional del ingeniero civil, fomentando decisiones técnicas fundamentadas, responsables con la sociedad y el entorno en el cual se aplicarán los conocimientos generados

## 2.8. Tecnológica

La aplicación del software Flow 3d constituye un avance significativo frente a métodos empíricos, ya que permite simular fenómenos hidráulicos complejos como turbulencias, disipación de energía y socavación. Además las herramientas CFD representan una evolución en la hidráulica aplicada, al facilitar la toma de decisiones con base en modelos numéricos de alta precisión. (Chanson, 2004)

### **3. Alcances y Limitaciones**

#### **3.1. Alcances**

- Comparar objetivamente la precisión de los resultados obtenidos mediante modelos CFD y ecuaciones empíricas aplicadas al diseño hidráulico de una bocatoma, lo que permite evaluar diferencias en la estimación de variables críticas como el resalto hidráulico, las turbulencias y las pérdidas de energía.
- Evaluar el comportamiento hidráulico del flujo en la Bocatoma Bajo Cural bajo distintas condiciones mediante simulaciones computacionales.
- Estimar las ventajas y desventajas técnicas de cada metodología en función de variables hidráulicas como el resalto, pérdida de energía y eficiencia del sistema.

#### **3.2. Limitaciones**

- El estudio no contempla la implementación física del diseño propuesto, limitándose al análisis teórico-computacional de las metodologías comparadas.
- La investigación se desarrolla en un contexto geográfico e hidráulico específico, lo que puede restringir la aplicabilidad directa de los resultados a otras zonas con condiciones diferentes.
- El uso de software CFD requiere licencias y conocimientos técnicos especializados que pueden no estar disponibles en todas las instancias académicas o profesionales.

### **4. Objetivos**

#### **4.1. Objetivo general**

Elaborar el análisis matemático computacional para el diseño de la Bocatoma Bajo Cural empleando modelos numéricos CFD y ecuaciones empíricas en Arequipa.

#### **4.2. Objetivos específicos**

- Determinar los parámetros topográficos, hidrológicos e hidráulicos de la zona de estudio.

- Elaborar el diseño de una bocatoma con ecuaciones empíricas y modelarla con los modelos numéricos CFD.
- Evaluar la eficiencia y precisión del diseño empírico versus el modelo computacional.

## 5. Hipótesis

"El diseño de la bocatoma mediante ecuaciones empíricas presentará resultados hidráulicos comparables al modelo CFD, validando así su aplicabilidad para condiciones hidráulicas similares."

## 6. Variables

### 6.1. Variable Dependiente

- Bocatoma

### 6.2. Variable Independiente

- Modelos numéricos
- Ecuaciones empíricas

### 6.3. Operacionalización de variables

**Figura 1**  
*Variable dependiente*

<i>Variables</i>	<i>Dimensiones</i>	<i>Indicadores</i>
<b>Bocatoma Variable Dependiente</b>	Ancho de encauzamiento del río	caudal de diseño
		factor de fondo
		factor de orilla
		pendiente del río
	Tirante normal del río	coeficiente de manning
		área de la sección transversal
		radio hidraulico
		pendiente del río
		tirante normal del río
		perímetro mojado
	Compuertas	tirantes conjugados
		ecuación de bernouilli
	Ancho de encauzamiento	longitud de Barraje
	Ventana de Captación	ecuación de bernouilli
	Altura de pantalla frontal, muro de transición y muro del canal	cuadal de diseño
		coeficiente de descaragr para vertederos
		longitud de Barraje
		carga de agua sobre barraje
		coeficiente de gasto para orificios
		área neta de orificios
alturas de nivel de cauce y zona de transición		
cota de fondo del canal		
Barraje Fijo y Móvil	Poza de disipación y azud	

*Nota.* Cuadro de variables dependientes.

**Figura 2**  
*Variable independiente*

<i>Variables</i>	<i>Dimensiones</i>	<i>Indicadores</i>		
<b>Modelos Numéricos</b> <b>Variable Independiente</b>	Modelo CFD	mecánica de fluidos		
		geometría stl.		
		mecánica de fluidos		
		dinámica de fluidos computacional		
<b>Ecuaciones Empíricas</b> <b>Variable Independiente</b>	Ancho de encauzamiento del río	ecuación de blench		
		ecuación de altunin		
		ecuación de petit		
	Tirante normal del río	ecuación de la fórmula de manning		
	Compuertas	coeficientes de gasto, velocidad y contracción		
	Ancho de encauzamiento	ecuación de la longitud de Barraje		
	Ventana de Captación	ecuación de la continuidad		
	Altura de pantalla drontal, muro de trasnsición y muro del canal	ecuación de la fórmula de manning		
			Barraje Fijo y Móvil y posa de disipación	ecuación de vertederos y tirante crítico
				ecuación de barraje normalizado tipo creager
	ecuacion de la longitud de la poza			
	Muro de encauzamiento lateral	método de paso directo		
		flujo gradualmente variado		
vertedero lateral	método directo en etapas			

*Nota.* Cuadro de variables independientes.

## CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

### 1. Antecedentes

A continuación, se detalla la información que se analizó sobre los antecedentes de las metodologías y sus herramientas aplicadas.

*Ahmed y Torres (2023) Análisis Hidráulico con Modelación Numérica CFD – Flow 3D de la Erosión Local en Pilas de Puentes. Revista Politécnica, 51(1,)* Este artículo publicado en la revista Politécnica de Ecuador nos explica como el Centro de Investigaciones y Estudios en Recursos Hídricos (CIERHI) llevó a cabo un análisis experimental en modelo físico de fenómenos de turbulencia que causan erosión alrededor de pilas de puentes. Los datos obtenidos se utilizaron para calibrar un modelo numérico tridimensional de erosión utilizando el paquete computacional FLOW-3D. Tras calibrar el modelo, se ajustaron las condiciones del modelo físico, agregando un lecho de arena más profundo para determinar mejor la máxima erosión. El modelo numérico se configuró con condiciones óptimas, permitiendo superar las limitaciones físicas del modelo experimental y obteniendo resultados de máxima erosión alrededor de pilas de puentes. Estos resultados se compararon con valores calculados utilizando diversas ecuaciones empíricas.

*Menchuang et al. (2024) Computational fluid dynamics-based design optimization of water scooping system in amphibious aircraft by a parallel active learning surrogate model, Ocean Engineering, Volume 295,* donde el presente trabajo tiene como principal protagonista a los aviones anfibios, los cuales son útiles en la lucha contra incendios forestales cerca de áreas costeras de la región de Xi'an en China, debido a su maniobrabilidad y capacidad para obtener agua de manera precisa. Sin embargo, la recolección de agua sobre superficies marítimas complejas puede causar desequilibrios en la distribución de agua en los tanques de los aviones, lo que requiere sistemas de recolección eficientes. Entonces, se utilizó la dinámica de fluidos computacionales CFD para investigar las propiedades del fluido, seguido de un diseño de optimización que incorpora un modelo de aprendizaje activo y otras técnicas. Los resultados muestran que un diseño asimétrico puede mejorar significativamente la distribución de flujo y reducir la tensión máxima en comparación con un diseño simétrico. Además, la optimización topológica sugiere que la inclusión de una pala en espiral en el tubo de recolección puede

mejorar aún más el rendimiento de los aviones anfibios. Este estudio proporciona información valiosa para el diseño de aviones anfibios en aplicaciones marítimas y establece una base para investigaciones futuras.

*Bridgeman y Jefferson (2010) The development and application of CFD models for water treatment flocculators, Advances in Engineering Software, Volume 41, Issue 1*, el artículo describe el uso de Dinámica de Fluidos Computacional (CFD) para simular flujos turbulentos en laboratorios y procesos de floculación a gran escala, comunes en plantas de tratamiento de agua. Se exploran diversas estrategias de modelado y técnicas de simulación, como flujo estacionario e inestable, modelado de turbulencia de tensiones de Reynolds, enfoques de malla deslizante y marcos de referencia múltiples para simular flujo rotacional y optimizar la densidad de la malla. Mediante el análisis computacional se pueden simular escenarios de disipación de turbulencias, y a través de ellos se desarrollan modelos para resolver problemas de ingeniería ambiental y civil, demostrando los beneficios del uso de CFD en recipientes de floculación y en cualquier estructura hidráulica.

*Perales y Baldiviezo (2021) Análisis y propuesta de optimización de la obra de toma del proyecto Guadalquivir–CENAVIT–Calamuchita aplicando dinámica de fluidos computacional. Ventana Científica, Volumen 11 número 18*, el artículo nos da a entender que la aplicación de la dinámica de fluidos computacional (CFD) en el diseño de obras hidráulicas permite construir modelos numéricos para simular el comportamiento del agua, lo que contribuye a la eficiencia, reducción de costos y garantía de mantenimiento de estas obras. El estudio lo ilustra con un caso de estudio del proyecto de riego Guadalquivir-CENAVIT-Calumuchita, en Bolivia donde se utilizó CFD para analizar la obra. Se encontró que en la estructura hidráulica conocida como escalera de peces se hallaban velocidades peligrosas y perjudiciales al diseño estructural, pero se propusieron alternativas efectivas para reducir la velocidad y la presión en la entrada, optando por una opción que optimizaba el diseño sin aumentar el costo de la obra, por lo cual, la aplicación de CFD permitió identificar áreas críticas, proponer modificaciones y encontrar una solución que mejora el funcionamiento de la obra hidráulica.

## 2. Bases teóricas

### 2.1. Hidrología

#### 2.1.1. *Tratamiento probabilístico de la información hidrológica.*

El tratamiento probabilístico de la información hidrológica es fundamental para entender y modelar la variabilidad del comportamiento hidrológico en una cuenca o área de estudio; implica el uso de conceptos y técnicas estadísticas para analizar y caracterizar eventos hidrológicos, como precipitaciones, caudales de ríos, niveles de agua, etc.; que pueden variar en el tiempo y el espacio de manera aleatoria; este enfoque permite cuantificar la incertidumbre asociada con los datos hidrológicos y tomar decisiones informadas en la gestión de recursos hídricos y el diseño de infraestructuras hidráulicas (Chow, 2000).

- Funciones de frecuencia y probabilidad

Las funciones de frecuencia y probabilidad son herramientas estadísticas utilizadas en hidrología para analizar eventos extremos y estimar su probabilidad de ocurrencia en un período de tiempo determinado; la función de frecuencia describe la relación entre la magnitud del evento hidrológico y su frecuencia de ocurrencia, mientras que la función de probabilidad proporciona una descripción probabilística de la distribución de los eventos en función de su magnitud; estas funciones son importantes para el diseño de infraestructuras hidráulicas resistentes a eventos extremos, como inundaciones, y para la evaluación del riesgo asociado con estos eventos (Chow, 2000).

- Parámetros estadísticos

Los parámetros estadísticos son medidas numéricas que se utilizan para describir características clave de una distribución de datos hidrológicos; algunos de los parámetros estadísticos más comunes incluyen la media, la mediana, la moda, la varianza, la desviación estándar, el coeficiente de asimetría y el coeficiente de curtosis; estos parámetros proporcionan información sobre la tendencia central, la dispersión y la forma de la distribución de los datos hidrológicos, lo que es crucial para comprender su comportamiento y realizar análisis estadísticos posteriores (Chow, 2000).

- Ajuste a una distribución de probabilidad

El ajuste a una distribución de probabilidad es el proceso de seleccionar y ajustar una función matemática (distribución de probabilidad) a los datos observados para

caracterizar su distribución subyacente; los métodos comunes de ajuste incluyen el método de los momentos, el método de máxima verosimilitud y la prueba de bondad de ajuste; estos métodos permiten estimar los parámetros de la distribución (como la media, la desviación estándar, etc.) y evaluar la idoneidad del ajuste mediante pruebas estadísticas (Chow, 2000).

El método de los momentos es una técnica estadística utilizada para ajustar una distribución de probabilidad a un conjunto de datos observados; el enfoque se basa en igualar los momentos teóricos de la distribución con los momentos empíricos calculados a partir de los datos; los momentos de una distribución incluyen medidas como la media, la varianza, la asimetría y la curtosis; para ajustar una distribución mediante el método de los momentos, primero se calculan los momentos empíricos a partir de los datos observados; luego, se eligen los parámetros de la distribución de manera que los momentos teóricos coincidan con los momentos empíricos; finalmente, se evalúa la bondad del ajuste mediante pruebas estadísticas como la prueba de chi-cuadrado o la prueba de Kolmogorov-Smirnov (Chow, 2000).

El método de máxima verosimilitud es otra técnica estadística utilizada para ajustar una distribución de probabilidad a datos observados, en este enfoque, se busca maximizar la función de verosimilitud, que es una medida de la probabilidad de observar los datos dados los parámetros de la distribución; para ajustar una distribución mediante el método de máxima verosimilitud, primero se formula la función de verosimilitud utilizando la densidad de probabilidad de la distribución y los datos observados; luego, se utiliza un algoritmo de optimización para encontrar los valores de los parámetros que maximizan la función de verosimilitud; finalmente, se evalúa la bondad del ajuste mediante pruebas estadísticas como la prueba de razón de verosimilitudes o la prueba de Wald (Chow, 2000).

La prueba de bondad y ajuste es una técnica estadística utilizada para evaluar si una distribución de probabilidad ajustada a datos observados se ajusta bien a los datos; la hipótesis nula de la prueba es que los datos observados provienen de la distribución ajustada; para realizar la prueba, se calcula una medida de discrepancia entre los datos observados y la distribución ajustada, como la prueba de chi-cuadrado, la prueba de Kolmogorov-Smirnov, la prueba de Anderson-Darling, entre otras, si el valor calculado de la medida de discrepancia es menor que un valor crítico asociado con un nivel de significancia predefinido, se acepta la hipótesis nula y se concluye que la distribución

ajustada se ajusta bien a los datos; de lo contrario, se rechaza la hipótesis nula y se concluye que la distribución no se ajusta bien a los datos; la prueba de bondad y ajuste es fundamental para validar los resultados de los análisis estadísticos y asegurar la fiabilidad de los modelos hidrológicos y las predicciones (Chow, 2000).

- Distribuciones de probabilidad para las variables hidrológicas

Existen varias distribuciones de probabilidad que se utilizan comúnmente para modelar variables hidrológicas, incluyendo la distribución lognormal, la distribución de Pearson tipo III, la distribución log Pearson tipo III, la distribución Weibull, entre otras; cada una de estas distribuciones tiene características específicas que las hacen adecuadas para diferentes tipos de datos hidrológicos y condiciones hidrológicas; por ejemplo, la distribución lognormal se utiliza a menudo para modelar la variabilidad de las precipitaciones y los caudales, mientras que la distribución de Pearson tipo III es adecuada para eventos extremos; la selección de la distribución apropiada depende de la naturaleza de los datos y los objetivos del análisis hidrológico (Chow, 2000).

La distribución de Pearson tipo III, también conocida como distribución de Pearson tipo III, es una distribución de probabilidad continua que se utiliza comúnmente en hidrología para modelar variables hidrológicas, como precipitaciones, caudales de ríos, niveles de agua, entre otros; esta distribución es una generalización de la distribución normal y puede ser simétrica o asimétrica, dependiendo de los parámetros de forma (Chow, 2000).

La distribución Pearson tipo III se caracteriza por tres parámetros: la media ( $\mu$ ), la desviación estándar ( $\sigma$ ), y el coeficiente de asimetría ( $\gamma$ ); la forma de la distribución está determinada principalmente por el coeficiente de asimetría, donde valores positivos indican asimetría hacia la derecha y valores negativos indican asimetría hacia la izquierda; esta distribución será usada para el cálculo de los caudales máximos para el diseño de la Bocatoma (Chow, 2000).

La distribución Weibull es una distribución de probabilidad continua que se utiliza en hidrología para modelar variables relacionadas con el tiempo, como la duración de las lluvias intensas, los intervalos entre eventos hidrológicos, y la vida útil de estructuras hidráulicas, entre otros; esta distribución es particularmente útil para describir fenómenos con tasas de fallo que cambian con el tiempo, ya que puede modelar tanto el comportamiento creciente como el decreciente de la tasa de fallo (Chow, 2000).

La distribución Weibull se caracteriza por dos parámetros: el parámetro de forma ( $k$ ) y el parámetro de escala ( $\lambda$ ); la forma de la distribución está determinada principalmente por el parámetro de forma, donde valores mayores que 1 indican un comportamiento de tasa de fallo creciente, valores iguales a 1 indican una tasa de fallo constante (distribución exponencial), y valores menores que 1 indican un comportamiento de tasa de fallo decreciente; esta distribución será usada para el cálculo de los caudales mínimos para el diseño de la bocatoma (Chow, 2000).

### 2.1.2. *Análisis de Frecuencia*

- Periodo de retorno

El periodo de retorno es una medida utilizada en hidrología para cuantificar la frecuencia con la que se espera que ocurra un evento hidrológico extremo, como una inundación, una sequía o una tormenta intensa, en un período de tiempo determinado; se expresa generalmente en años y representa el tiempo medio esperado entre la ocurrencia de eventos de una cierta magnitud o intensidad; por ejemplo, un periodo de retorno de 100 años indica que se espera que un evento de esa magnitud ocurra, en promedio, una vez cada 100 años; el periodo de retorno se utiliza en el diseño de infraestructuras hidráulicas y en la evaluación del riesgo asociado con eventos extremos (Chow, 2000).

- Riesgo admisible

El riesgo admisible es el nivel de riesgo que se considera aceptable o tolerable en la gestión de recursos hídricos y el diseño de infraestructuras hidráulicas; se define en función de la probabilidad de ocurrencia de eventos hidrológicos extremos y las posibles consecuencias asociadas, como inundaciones, sequías o daños a la infraestructura; el riesgo admisible varía según el contexto y los objetivos de la gestión del agua, pero generalmente se establece en función de criterios de seguridad, económicos y ambientales; por ejemplo, en el diseño de una presa, el riesgo admisible puede estar relacionado con la probabilidad de falla de la estructura y el potencial de daños aguas abajo (Chow, 2000).

- Vida útil

La vida útil es el período de tiempo durante el cual se espera que una infraestructura hidráulica, como una presa, un canal o una estación de bombeo, funcione de manera eficiente y segura para cumplir con su propósito previsto; la vida útil se determina en función de factores como el diseño, la construcción, el mantenimiento y la

obsolescencia de la infraestructura, así como de las condiciones hidrológicas y ambientales en las que opera; la vida útil puede variar considerablemente según el tipo de infraestructura y las prácticas de gestión, y se utiliza en la planificación y el diseño de proyectos hidráulicos para garantizar su viabilidad a largo plazo (Chow, 2000).

## 2.2. Mecánica de Fluidos

### 2.2.1. Conceptos Básicos

- Fluido

Un fluido es una sustancia que puede deformarse continuamente bajo la aplicación de un esfuerzo de corte, lo que significa que puede fluir y no tiene forma definida; esta definición incluye tanto a los líquidos como a los gases, ya que ambos comparten la capacidad de adaptarse a la forma de su contenedor y fluir en respuesta a fuerzas externas; los fluidos tienen propiedades físicas distintivas, como la densidad, que es la masa por unidad de volumen, y la viscosidad, que es la resistencia del fluido al flujo; la presión y la temperatura también son propiedades importantes que influyen en el comportamiento de los fluidos; entender estas propiedades es fundamental para analizar y predecir el comportamiento de los fluidos en diferentes situaciones, desde el flujo en tuberías hasta la aerodinámica de un avión (Cengel & Cimbala, 2006).

- Condición de no Deslizamiento

La condición de no deslizamiento, también conocida como la condición de contorno de no deslizamiento, establece que la velocidad del fluido en la superficie de un sólido en reposo es igual a la velocidad del sólido en ese punto; esto significa que, a nivel molecular, las moléculas de fluido en contacto con una superficie sólida tienden a adherirse a esa superficie debido a fuerzas intermoleculares, lo que resulta en un movimiento relativo nulo entre el fluido y la superficie sólida; esta condición es esencial para entender y modelar el flujo de fluidos viscosos, como el flujo de aceite en una máquina o el flujo de aire alrededor de un ala de avión (Cengel & Cimbala, 2006).

- Clasificación de los fluidos

Los fluidos pueden ser clasificados de varias formas, dependiendo de sus propiedades y comportamiento una de las clasificaciones comunes es según su comportamiento de flujo, que puede ser laminar o turbulento; en el flujo laminar, las partículas de fluido se mueven en capas paralelas ordenadas, mientras que, en el flujo

turbulento, las partículas de fluido tienen movimientos caóticos y aleatorios (Cengel & Cimbala, 2006).

Otra clasificación importante es según la compresibilidad del fluido; los fluidos incompresibles tienen una densidad constante y su volumen no cambia significativamente bajo la influencia de la presión, mientras que los fluidos compresibles pueden experimentar cambios significativos en su densidad y volumen debido a cambios en la presión; además, los fluidos pueden clasificarse según su viscosidad, donde los fluidos newtonianos muestran una relación lineal entre el esfuerzo cortante y la velocidad de deformación, mientras que los fluidos no newtonianos tienen comportamientos viscosos más complejos que dependen de otros factores como la temperatura y la presión (Cengel & Cimbala, 2006).

- Sistema y Volumen de Control

Es fundamental distinguir entre el sistema y el volumen de control; un sistema es una región del espacio que contiene una cantidad fija de masa de fluido y se puede definir como cerrado, abierto o aislado; un sistema cerrado es aquel en el que no hay transferencia de masa a través de sus límites, pero puede haber transferencia de energía en forma de calor o trabajo; un sistema abierto es aquel en el que puede haber transferencia de masa y energía a través de sus límites, como el flujo a través de una tubería; un sistema aislado es aquel en el que no hay intercambio de masa ni energía con su entorno; por otro lado, el volumen de control es una región del espacio que se elige arbitrariamente para realizar un análisis del flujo de fluidos; este volumen puede ser fijo o móvil y puede cambiar de forma y tamaño con el tiempo; se selecciona de manera que pueda contener el flujo de interés y las fuerzas que actúan sobre él (Cengel & Cimbala, 2006).

El volumen de control se utiliza para formular las ecuaciones de conservación de masa, cantidad de movimiento y energía, que son fundamentales en el análisis de problemas de flujo de fluidos; la elección adecuada del volumen de control es crucial para obtener resultados precisos y significativos en el análisis de problemas de flujo de fluidos, y requiere una comprensión profunda de la geometría del sistema y las condiciones de contorno; esto quiere decir que, mientras que el sistema representa la región del espacio que contiene el fluido de interés y puede ser cerrado, abierto o aislado, el volumen de control es la región del espacio elegida para realizar un análisis detallado del flujo de fluidos (Cengel & Cimbala, 2006).

### 2.2.2. *Propiedades de los Fluidos*

- Densidad y Gravedad Específica

La densidad de un fluido se refiere a la masa de dicho fluido por unidad de volumen; es una propiedad importante que determina la cantidad de masa contenida en un volumen dado de fluido; la densidad se denota comúnmente por la letra griega " $\rho$ " (rho) y se expresa en unidades de masa por unidad de volumen, como kilogramos por metro cúbico ( $\text{kg/m}^3$ ) en el Sistema Internacional (SI) (Cengel & Cimbala, 2006).

Por otro lado, la gravedad específica de un fluido es la relación entre su densidad y la densidad de un fluido de referencia, comúnmente agua a una temperatura y presión específicas; la gravedad específica es una cantidad adimensional y se utiliza para comparar la densidad de diferentes fluidos con respecto a la densidad del agua; tanto la densidad como la gravedad específica son propiedades fundamentales en la caracterización de los fluidos y son utilizadas en una amplia variedad de aplicaciones en ingeniería y ciencias naturales (Cengel & Cimbala, 2006).

- Presión y Cavitación

Según Cengel y Cimbala (2006) la presión es una magnitud física que mide la fuerza ejercida por unidad de área sobre una superficie; en el contexto de la mecánica de fluidos, la presión juega un papel crucial en el análisis y diseño de sistemas donde los fluidos están presentes; se puede definir como la fuerza perpendicular por unidad de área que actúa sobre una superficie; matemáticamente, la presión  $P$  se calcula como la fuerza  $F$  dividida por el área  $A$  sobre la cual actúa la fuerza:

$$P = \frac{F}{A} \quad (1)$$

La presión se expresa comúnmente en unidades de Pascal (Pa) en el Sistema Internacional de Unidades (SI); es importante tener en cuenta que la presión en un fluido varía con la profundidad y la densidad del fluido, según lo establecido por la ley fundamental de la hidrostática de Pascal (Cengel & Cimbala, 2006).

Por otro lado, la cavitación es un fenómeno que ocurre cuando la presión de un fluido disminuye por debajo de su presión de vapor, lo que provoca la formación de burbujas de vapor en el fluido; esto puede ocurrir en regiones de flujo donde la presión local es muy baja, como en las áreas de alta velocidad o en las regiones de flujo alrededor

de objetos sólidos; la formación y colapso de estas burbujas de vapor pueden causar daños severos en las superficies sólidas expuestas al flujo, como las hélices de las embarcaciones o las palas de las turbinas hidráulicas; por lo tanto, el control de la cavitación es crucial en el diseño y operación de sistemas que manejan fluidos, y se logra mediante el diseño adecuado de geometrías de flujo, la selección de materiales resistentes a la cavitación y la regulación de la velocidad y la presión del fluido; la comprensión de la presión y la cavitación es esencial para garantizar el funcionamiento seguro y eficiente de los sistemas que involucran fluidos (Cengel & Cimbala, 2006).

- Coeficiente de Compresibilidad

El coeficiente de compresibilidad es una medida de la facilidad con la que un fluido puede ser comprimido bajo la aplicación de presión; se define como el cambio relativo en volumen de un fluido por unidad de cambio en la presión y se denota comúnmente por el símbolo " $\beta$ " (beta); los fluidos compresibles tienen un coeficiente de compresibilidad significativo y experimentan cambios en su densidad y volumen en respuesta a cambios en la presión; por otro lado, los fluidos incompresibles tienen un coeficiente de compresibilidad despreciable y su densidad y volumen apenas cambian bajo la influencia de la presión (Cengel & Cimbala, 2006).

- Viscosidad

La viscosidad es una medida de la resistencia de un fluido al flujo y al movimiento relativo entre capas adyacentes de fluido; se define matemáticamente como el esfuerzo cortante por unidad de velocidad de deformación y se expresa en unidades de viscosidad, como pascales por segundo (Pa·s) en el SI; la viscosidad es una propiedad crucial en la caracterización de los fluidos y determina su comportamiento de flujo, ya que afecta la velocidad del flujo y la pérdida de energía asociada al mismo; los fluidos con alta viscosidad, como el aceite, tienden a fluir más lentamente y a resistir el flujo, mientras que los fluidos con baja viscosidad, como el agua, tienden a fluir más fácilmente (Cengel & Cimbala, 2006).

### **2.2.3. Estática de los Fluidos**

- Presión

La presión es una magnitud física que se define como la fuerza aplicada por unidad de área; en el contexto de la mecánica de fluidos, la presión se refiere a la fuerza ejercida por un fluido sobre las paredes de su contenedor o sobre una superficie sumergida en el

fluido; matemáticamente, la presión se expresa como la relación entre la fuerza normal ejercida por el fluido y el área sobre la cual actúa esa fuerza; la presión se mide comúnmente en unidades de presión, como pascales (Pa) en el Sistema Internacional (SI) (Cengel & Cimbala, 2006).

- Presión Atmosférica

La presión atmosférica es la presión ejercida por la columna de aire sobre la superficie terrestre debido al peso del aire atmosférico; varía con la altitud y las condiciones meteorológicas, siendo mayor a nivel del mar y disminuyendo con la altitud; la presión atmosférica estándar al nivel del mar se define como 101325 pascales (Pa) o 1 atmósfera (atm) (Cengel & Cimbala, 2006).

- Fuerzas Hidrostáticas sobre Superficies Sumergidas

Cuando una superficie se sumerge en un fluido en reposo, experimenta una fuerza hacia arriba conocida como fuerza de empuje o fuerza de flotación, la cual es igual al peso del fluido desplazado por la superficie; esta fuerza de empuje es el resultado de la presión hidrostática que actúa sobre la superficie sumergida; la presión hidrostática aumenta linealmente con la profundidad y es mayor en las partes inferiores de la superficie sumergida (Cengel & Cimbala, 2006).

- Fluidos en el Movimiento del Cuerpo Rígido

Cuando un cuerpo rígido se mueve a través de un fluido, experimenta una fuerza de resistencia opuesta al movimiento, conocida como fuerza de arrastre; esta fuerza de arrastre depende de factores como la velocidad del cuerpo, la densidad del fluido y su viscosidad; el análisis de los fluidos en movimiento alrededor de cuerpos sólidos es esencial en el diseño de vehículos, estructuras y equipos que operan en medios fluidos, como aviones, automóviles, y sistemas de tuberías (Cengel & Cimbala, 2006).

#### ***2.2.4. Dinámica de los Fluidos***

- Ecuación de Bernoulli

La ecuación de Bernoulli según Cengel y Cimbala (2006) describe la relación entre la presión, la velocidad y la altura de un fluido incompresible y no viscoso en un flujo estacionario a lo largo de una línea de corriente; la ecuación general de Bernoulli se expresa como:

$$P + \frac{1}{2}\rho v^2 + \rho gh = \text{Constante} \quad (2)$$

Donde, según los autores:

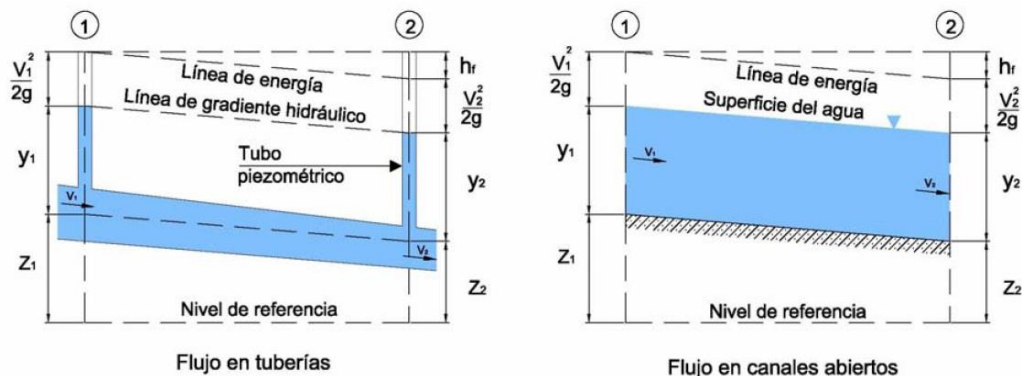
- P es la presión del fluido.
- $\rho$  es la densidad del fluido.
- v velocidad del fluido.
- g aceleración debido a la gravedad.
- h es la altura del fluido por encima de una referencia dada.

Esta ecuación se deriva aplicando el principio de conservación de la energía a lo largo de una línea de corriente; la demostración detallada implica la formulación de la energía total del fluido en dos puntos a lo largo de la línea de corriente, considerando las energías cinéticas, potencial y de presión; al igualar estas energías, se llega a la ecuación de Bernoulli (Cengel & Cimbala, 2006).

- Líneas de Gradiente Hidráulico y Línea de Energía

Las líneas de gradiente hidráulico y la línea de energía son conceptos relacionados con la ecuación de Bernoulli que se utilizan para visualizar y analizar el comportamiento del flujo de fluidos en un sistema; la línea de gradiente hidráulico representa la variación de la presión estática del fluido a lo largo de una línea de corriente y se utiliza para determinar la dirección del flujo del fluido en un sistema; la línea de energía representa la suma de la presión estática, la presión dinámica y la energía potencial del fluido y se utiliza para determinar la energía total del fluido en un sistema; estas líneas son útiles para visualizar cómo cambia la energía del fluido en diferentes puntos y momentos en un sistema y se utilizan en una amplia variedad de aplicaciones en ingeniería y ciencias naturales (Cengel & Cimbala, 2006).

**Figura 3**  
*Líneas de gradiente hidráulico y línea de Energía*



*Nota.* Adaptado de “Diseño y construcción de un canal hidráulico de pendiente variable” por Castellanos, 2017

## 2.3. Hidráulica

### 2.3.1. Conceptos básicos de Hidráulica

De acuerdo con Rocha (2007) se desarrollan a continuación los siguientes conceptos:

- **Presión:** El agua ejerce un empuje o presión sobre la pared del tubo o depósito que la contiene, y se expresa en kilogramos por centímetro cuadrado - atmósferas - metros por columna de agua. En el seno de una corriente uniforme, el valor es el mismo para todos los puntos de una sección transversal.
- **Altura o carga piezométrica:** Si en un conducto por el que fluye agua a presión se colocan tubos piezométricos verticales en las paredes, el agua se elevará en cada uno de ellos a una altura piezométrica en metros equivalente a la relación entre la presión, expresada en kilogramos por centímetro cuadrado, en el interior del conducto y el peso específico del agua.
- **Velocidad:** Las velocidades de circulación del agua dentro de una tubería están restringidas dentro de ciertos límites, ya que, a pesar de que una velocidad rápida pueda parecer rentable desde el punto de vista económico, razones técnicas demandan que se restrinjan tanto los valores máximos como los mínimos. Velocidades elevadas pueden ocasionar fenómenos significativos de golpe de ariete y, en ocasiones, generar ruidos molestos y erosión interna considerable. Por otro lado, velocidades bajas pueden propiciar la

sedimentación de las numerosas sustancias disueltas que transporta el agua, así como procesos de potabilización y depuración, lo cual puede conducir a la acumulación de sedimentos en el interior de las tuberías.

### **2.3.2. Canales**

Los canales, explica Rodríguez (2010) son vías de transporte de agua, tanto abiertas como cerradas, donde el flujo del líquido se produce por la influencia de la gravedad, sin la presencia de presión interna; lo cual implica que la superficie libre del agua está en contacto directo con la atmósfera, lo que significa según el autor que el movimiento del agua se debe a la presión atmosférica y a su propio peso, a continuación, se muestran los tipos que explica el autor:

- **Canales naturales:** Engloban todos los cuerpos de agua naturales presentes en la tierra, que van desde pequeños riachuelos en regiones montañosas hasta arroyos, ríos de diversos tamaños, lagos y lagunas. También se consideran como canales abiertos naturales las corrientes subterráneas que transportan agua con una superficie libre. La sección transversal de un canal natural tiende a ser muy irregular y cambia a lo largo de su trayectoria, al igual que su curso y las características del lecho
- **Canales artificiales:** Los canales artificiales son aquellos que han sido construidos o creados por la intervención humana, abarcando una amplia variedad de tipos, como los utilizados para riego, navegación, control de inundaciones, generación hidroeléctrica, sistemas de alcantarillado para aguas pluviales y residuales, así como para drenaje agrícola y carreteras. Estos canales pueden ser construidos con diversos materiales, incluyendo madera, y pueden variar en tamaño y función. Por lo general, los canales artificiales se diseñan con formas geométricas regulares, lo que significa que tienen una sección transversal constante a lo largo de su longitud y una pendiente uniforme en su fondo.

### **2.3.3. Fórmula de Manning**

Según Rocha (2007) es la fórmula cuyo uso se halla más extendido en la actualidad, proviene de considerar que en la fórmula de Chezy el coeficiente C es:

$$C = \frac{R_h^{\frac{1}{6}}}{n} \quad (3)$$

Siendo:

- C es el coeficiente de proporcionalidad de Chezy.
- n es el coeficiente de rugosidad dependiendo de las condiciones del entorno.
- Rh es el radio hidráulico.

De donde al sustituir algunos términos con igualdades, se obtiene la fórmula de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} * \left(\frac{A}{P}\right)^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} \quad (4)$$

Siendo:

- Q es el caudal del agua.
- A es el área mojada.
- P es el perímetro mojado.
- S es la pendiente de la línea de agua en m/m.

#### 2.3.4. Regímenes de flujo

- Régimen Crítico:

En el régimen crítico, la velocidad del flujo es igual a la velocidad de las ondas de perturbación en el agua; esto significa que las ondas de perturbación se propagan exactamente a la misma velocidad que el flujo; como resultado, el flujo es estable y uniforme a lo largo del canal; en términos matemáticos, el régimen crítico se define por el número de Froude igual a 1 (Rocha, 2007).

Según el autor, el número de Froude (Fr) se calcula como la relación entre la velocidad del flujo (V) y la raíz cuadrada del producto de la gravedad (g) y la profundidad del agua (y), es decir:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gy}} \quad (5)$$

En un canal abierto, el régimen crítico es comúnmente asociado con el flujo uniforme, donde la profundidad y la velocidad del agua permanecen constantes a lo largo del canal; este régimen es importante en el diseño de canales de riego, drenaje y sistemas de control de inundaciones (Rocha, 2007).

- Régimen Subcrítico:

En el régimen subcrítico, la velocidad del flujo es menor que la velocidad de las ondas de perturbación en el agua; como resultado, las ondas de perturbación se propagan más rápido que el flujo; en términos prácticos, el régimen subcrítico se observa en flujos lentos en canales abiertos o tuberías; en este régimen, la profundidad del agua aumenta gradualmente aguas abajo debido a la transferencia de energía cinética a energía potencial, lo que resulta en un flujo estable y gradual (Rocha, 2007).

- Régimen Supercrítico:

En el régimen supercrítico, la velocidad del flujo es mayor que la velocidad de las ondas de perturbación en el agua; como resultado, las ondas de perturbación se propagan más lentamente que el flujo; en términos prácticos, el régimen supercrítico se observa en flujos rápidos en canales abiertos o tuberías; en este régimen, la profundidad del agua disminuye gradualmente aguas abajo debido a la transferencia de energía potencial a energía cinética, lo que puede resultar en flujos turbulentos e inestables, como el resalto hidráulico (Rocha, 2007).

### ***2.3.5. Energía Específica***

Según Rocha (2007) se refiere a la cantidad total de energía por unidad de peso que posee el agua en un determinado punto de un flujo; según Rocha Felices, la energía específica ( $E$ ) se define como la suma de la energía cinética específica ( $E_c$ ) y la energía potencial específica ( $E_p$ ) en ese punto:

$$E = E_c + E_p \quad (6)$$

La energía cinética específica según el autor se refiere a la energía asociada con la velocidad del agua en el punto considerado del flujo; se calcula como el cuadrado de la velocidad del flujo dividido por dos veces la aceleración debido a la gravedad:

$$E_c = \frac{v^2}{2g} \quad (7)$$

La energía potencial específica según el autor se refiere a la energía asociada con la altura del agua por encima de un punto de referencia:

$$E_p = H \quad (8)$$

El concepto de energía específica es importante en hidráulica para comprender cómo varía la energía del flujo a lo largo de un canal o una tubería; el análisis de la energía específica permite determinar la estabilidad y las condiciones de flujo en diferentes secciones de un sistema hidráulico, lo que es crucial para el diseño y la operación eficientes de estructuras hidráulicas como vertederos, compuertas y sistemas de riego (Rocha, 2007).

### **2.3.6. Vertederos**

Un vertedero hidráulico es una estructura diseñada para controlar el flujo de agua en un canal abierto mediante la disposición de una abertura en una pared lateral o en el fondo del canal; estos vertederos se utilizan comúnmente para medir o regular el flujo de agua en canales de riego, sistemas de drenaje, presas y otros proyectos hidráulicos (Rocha, 2007).

La función principal de un vertedero hidráulico es permitir que el agua fluya a través de él según las necesidades del proyecto; cuando el nivel del agua en el canal alcanza una altura determinada, el agua comienza a fluir sobre la cresta del vertedero y se vierte hacia aguas abajo; la tasa de flujo de agua que pasa a través del vertedero está influenciada por factores como la altura del agua aguas arriba, la longitud de la cresta del vertedero, la forma de la cresta y las condiciones de flujo en el canal (Rocha, 2007).

Los vertederos hidráulicos se clasifican en diferentes tipos según su forma y diseño, como vertederos de cresta delgada, vertederos de cresta ancha, vertederos triangulares, vertederos radiales, entre otros; cada tipo de vertedero tiene sus propias características y aplicaciones específicas en función de las necesidades del proyecto y las condiciones del flujo de agua (Rocha, 2007).

Para efectos de la investigación, según el autor los vertederos de cresta delgada serán desarrollados a mayor profundidad; para este tipo tenemos la ecuación general para el cálculo del caudal que pasa sobre un vertedero:

$$Q = MbH^{\frac{3}{2}} \quad (9)$$

Según el autor, se considera también que un vertedero tiene la cresta delgada si entre el grueso “e” de esta y la carga “H” se mantiene la relación:

$$\frac{H}{e} > 1.5 \quad (10)$$

Entonces, según el autor, si se tiene en consideración la fórmula general para el caudal que pasa sobre un vertedero es:

$$Q = MbH^{\frac{3}{2}} \quad (11)$$

En donde:

- M es el coeficiente de descarga.
- b es el ancho del vertedero, o sea la longitud de la cresta.
- H es la carga (altura de la lámina de agua) sobre la cresta.

Entonces para el autor el cálculo de un vertedero de cresta delgada, el valor del coeficiente puede ser calculado con la fórmula de Konovalov:

$$M = \left(0.407 + \frac{0.045H}{H + y_1}\right) \left(1 + 0.285 \left(\frac{H}{H + y_1}\right)^2\right) \sqrt{2g} \quad (12)$$

También se puede recurrir a la fórmula de Bazin:

$$M = \left(1.794 + \frac{0.0133}{H}\right) \left(1 + 0.55 \left(\frac{H}{H + y_1}\right)^2\right) \quad (13)$$

Siendo:

- y<sub>1</sub> la elevación de la cresta sobre el fondo aguas arriba.

Ahora bien, el autor comenta que:

- Si el vertedero está sumergido, entra a tallar otro coeficiente, conocido como el coeficiente de corrección por sumersión, está representado por la letra “s”; quiere decir que la ecuación cambiará a:

$$Q = sMbH^{\frac{3}{2}} \quad (14)$$

- El valor “s” puede ser determinado por la fórmula de Bazin o Villemonte; para Bazin se tiene:

$$s = 1.05 \left( 1 + 0.2 \frac{h_n}{y_2} \right) \left( \sqrt[3]{\frac{Z}{H}} \right) \quad (15)$$

- Y para Villemonte:

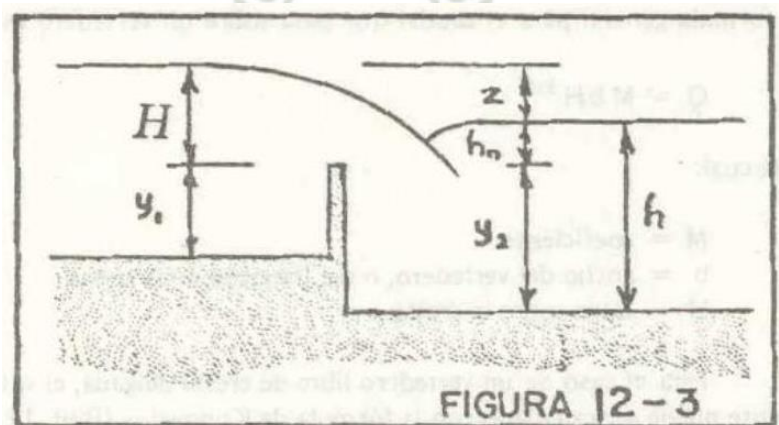
$$s = \left( 1 - \left( \frac{h_n}{H} \right)^{\frac{3}{2}} \right)^{0.385} \quad (16)$$

Siendo según el autor:

- Z la diferencia de elevación de las superficies de aguas arriba y debajo de la cresta.
- $h_n$  es la elevación del agua bajo el vertedero sobre la cresta.
- $y_2$  es la elevación de la cresta sobre el fondo, aguas abajo.

**Figura 4**

*Perfil Hidráulico de vertederos*



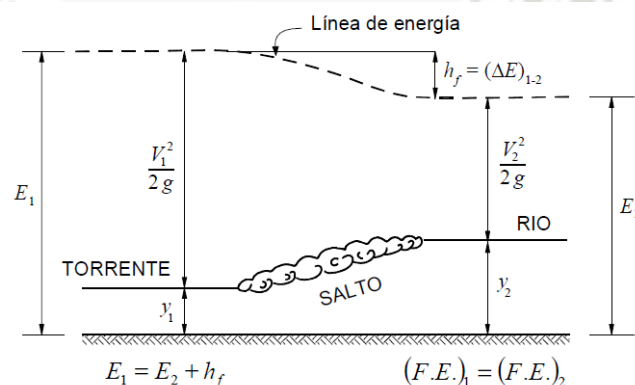
Nota. Adaptado de “Diseño hidráulico” por Krochin, 1986.

Ahora bien, según el autor se puede considerar sumergido el vertedero, debe cumplirse que  $h > y_2$  y que la relación  $\frac{z}{y_2} < 0.7$  se cumpla; de lo contrario será tratado como un vertedero común y corriente, pues se produce un resalto hidráulico rechazado al pie.

### 2.3.7. Salto Hidráulico

El salto hidráulico, también conocido como resalto hidráulico, es un fenómeno que ocurre en flujos de agua cuando hay una transición abrupta de un flujo supercrítico a un flujo subcrítico; esto resulta en un aumento repentino de la profundidad del agua y una disminución correspondiente de la velocidad del flujo; el salto hidráulico se observa comúnmente en canales abiertos, ríos y en estructuras hidráulicas como vertederos y presas (Rocha, 2007).

**Figura 5**  
*Perfil del Resalto Hidráulico*



*Nota.* La fuerza específica en 1 y en 2 es la misma, por lo tanto,  $Y_1$  y  $Y_2$  son tirantes conjugados. La energía específica disminuye de 1 a 2.

Así mismo, según Rocha (2007):

- Para calcular los tirantes conjugados se tiene:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right) \quad (17)$$

- La pérdida de energía en el salto se resuelve así ya que es un canal rectangular:

$$h_f = \left( \frac{(y_2 - y_1)^3}{4y_1y_2} \right) \quad (18)$$

- La altura del salto se define como la diferencia entre los tirantes 1 y 2; entonces:

$$\frac{h_i}{E_1} = \frac{\sqrt{1 + 8F_1^2} - 3}{F_1^2 + 2} \quad (19)$$

- La longitud del salto depende de muchos factores, entonces, luego de años de aproximación y experiencia se tiene que:

$$L = 6.9(y_2 - y_1) \quad (20)$$

### 2.3.8. *Barraje Fijo y Móvil*

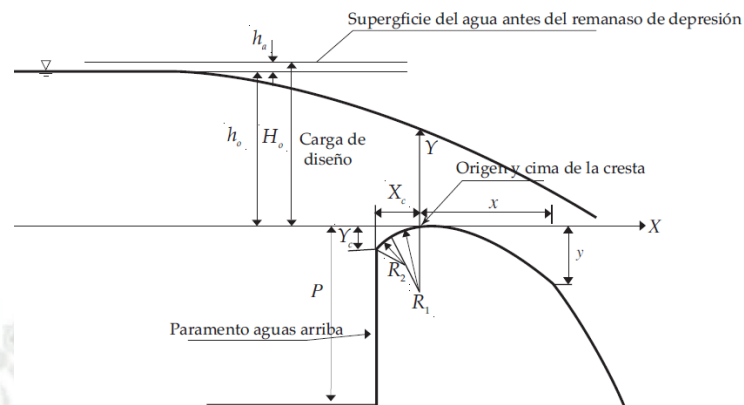
Un barraje fijo o cimacio es una estructura hidráulica diseñada para controlar y regular el flujo de agua en un cuerpo de agua, como un río, un canal o un estuario; consiste en una serie de pilares, normalmente de concreto, colocados en el lecho del cuerpo de agua, que se extienden verticalmente hacia arriba desde el fondo hasta una altura por encima del nivel máximo esperado del agua (Sotélo, 2002).

La función principal de un barraje fijo es aumentar la profundidad del agua aguas arriba de la estructura y regularizar el flujo del agua a través del canal, especialmente en condiciones de caudales altos o durante períodos de crecida; al aumentar la profundidad del agua aguas arriba, un barraje fijo puede ayudar a mantener niveles de agua adecuados para el riego, la navegación, la generación de energía hidroeléctrica y otras actividades relacionadas con el agua. (Sotélo, 2002)

Además de regularizar el flujo del agua, los barrajes fijos también pueden tener otros propósitos, como la prevención de la erosión del lecho del río, la mejora de la calidad del agua al reducir la sedimentación y la creación de hábitats acuáticos para la vida silvestre (Sotélo, 2002).

Las partes del cimacio, según el autor, son:

**Figura 6**  
*Geometría y partes del Cimacio*



*Nota.* Adaptado de “Diseño Hidráulico de Vertedores” por Arreguín & Alcocer, 2011.

Ahora bien, según el Bureau of Reclamation (2000) existe una ecuación general para el diseño de vertederos tipo cimacio:

$$x^n = kH^{n-1}y \quad (21)$$

Donde:

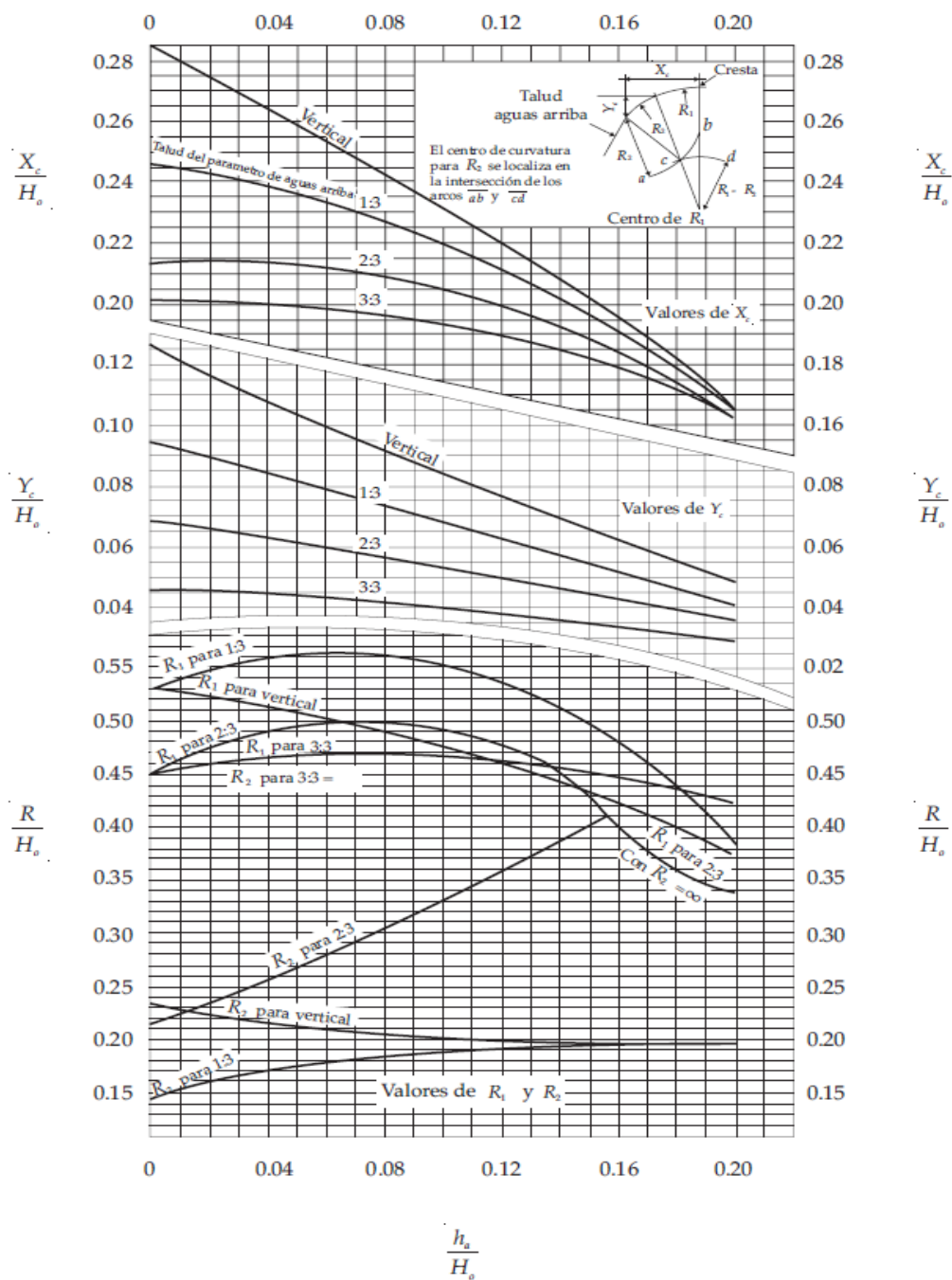
- “x” y “y” son los pares ordenados que tienen como origen la parte más alta del cimacio.
- R1 y R2 son los radios para graficar el cinámico
- H la altura del cimacio
- “n” y “k” coeficientes del vertedero

Ahora bien, el cuerpo de ingenieros de los estados unidos luego de pruebas empíricas y de años de experiencias llegó a la conclusión que los parámetros n y k pueden ser remplazados por 1.85 y 2 respectivamente, quedando de la siguiente manera:

$$x^{1.85} = 2H^{0.85}y \quad (22)$$

Los valores para graficar R1 y R2 están dados por ábacos:

**Figura 7**  
*Ábacos para el cálculo de  $R_1$  y  $R_2$*



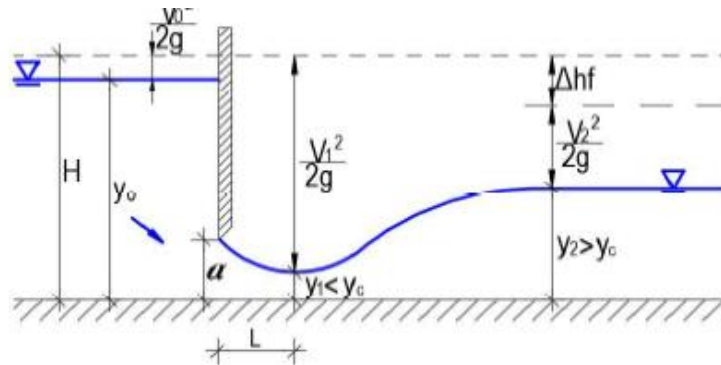
*Nota.* Adaptado de “Diseño de pequeñas presas” por Bureau of Reclamation, 2000.

### 2.3.9. Compuertas

Una compuerta es un dispositivo que se instala en sistemas hidráulicos a manera de placa móvil, la cual al levantarse admite la regulación de la apertura del orificio establecido entre el labio inferior y el fondo del canal, generando una estructura de control

que permite regular el caudal que fluye a través de la misma, reteniendo o permitiendo el paso del agua embalsada aguas arriba (Sotélo, 2002).

**Figura 8**  
*Perfil hidráulico de una Compuerta*



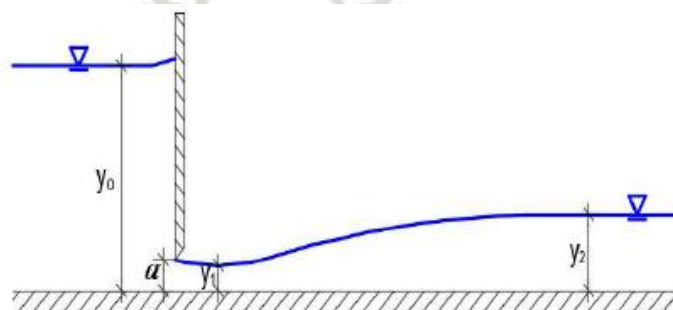
*Nota.* Adaptado de “Modelación numérica del flujo combinado superior e inferior en una compuerta plana con el programa Flow-3D” por Bohorquez, 2020.

El gasto de la compuerta, se manifiesta en un chorro que presenta una contracción que tiene un valor de  $C_d * a$ , que es alcanzado a una distancia  $L$ , a partir de la cual se reestablece su sección, cuando las líneas de corriente se vuelven horizontales, generando así una distribución de presiones hidrostática; debido a la contracción del chorro, y a la fricción en el fondo, se genera una pérdida de carga que influye en el caudal de descarga de la compuerta (Sotélo, 2002)

Según el autor, el valor de  $C_d$  se refiere al coeficiente de descarga.

- Descarga libre

**Figura 9**  
*Descarga Libre en una compuerta*



*Nota.* Adaptado de “Modelación numérica del flujo combinado superior e inferior en una compuerta plana con el programa Flow-3D” por Bohorquez, 2020.

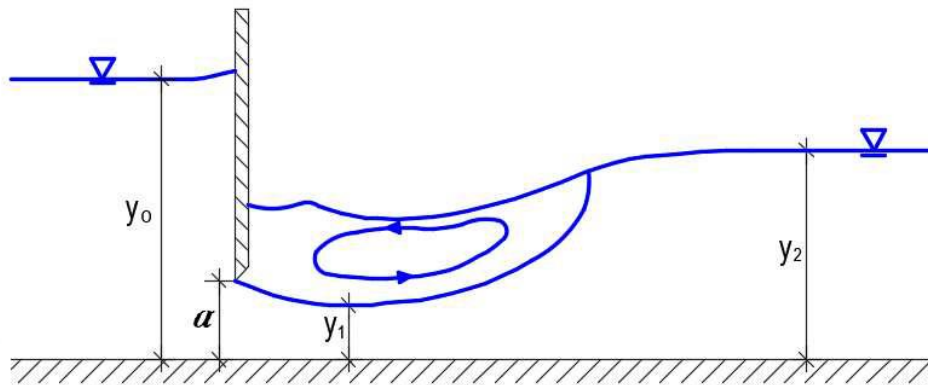
Según el autor se considera que la descarga libre es cuando se cumple la siguiente condición:

$$y_0 \geq 0.81y_2 \left(\frac{y_2}{a}\right)^{0.72} \quad (23)$$

- Descarga sumergida:

Según Sotélo (2002) corresponde a aquella en la que inmediatamente aguas abajo de la compuerta se presenta una variación de la presión, generada por la presencia de un volumen líquido:

**Figura 10**  
*Descarga Sumergida de una compuerta*



*Nota.* Adaptado de “Modelación numérica del flujo combinado superior e inferior en una compuerta plana con el programa Flow-3D” por Bohorquez, 2020.

$$y_2 < y_0 < 0.81y_2 \left(\frac{y_2}{a}\right)^{0.72} \quad (24)$$

## 2.4. Estructuras de captación de agua

### 2.4.1. Bocatomas

Las obras de captación, también denominadas bocatomas, según Rocha (2003) son estructuras hidráulicas colocadas en ríos o canales con el fin de capturar una parte o la totalidad del flujo principal; por lo general, se caracterizan por su capacidad de captación, que determina el máximo caudal que pueden recibir.

Estas estructuras, explica Rocha (2003) son cruciales para proyectos hidráulicos tanto en el Perú como en otros lugares, y su diseño y construcción requieren métodos analíticos y estudios en modelos hidráulicos; es esencial observar y analizar su

comportamiento en funcionamiento, especialmente porque los problemas en las bocatomas son más complejos al captar agua de ríos que de canales.

Garantizar la seguridad en el diseño, construcción, operación y mantenimiento de las bocatomas es fundamental, ya que una falla podría poner en riesgo todo el proyecto hidráulico; se debe tener en cuenta la interacción entre la estructura y el entorno natural, anticipando y contrarrestando posibles efectos adversos; la estabilidad de una bocatoma está relacionada con el concepto de Avenida de Diseño, que establece el caudal máximo del río que puede soportar sin sufrir daños estructurales (Mansen, 2010).

**Figura 11**  
*Bocatoma del proyecto especial Chavimochic*



*Nota.* Se observa el barraje fijo y móvil de la Bocatoma del proyecto especial Chavimochic.

## 2.5. CFD dinámica de fluidos computacional

### 2.5.1. Filosofía del uso de CFD

La dinámica de fluidos computacional (Computational Fluid Dynamics) es una solución informática que resuelve las ecuaciones que gobiernan el flujo de fluidos, como la ecuación de conservación de masa, momentum y energía; en hasta tres dimensiones; estas ecuaciones se discretizan y se resuelven mediante métodos numéricos avanzados; el uso de software CFD es similar a la preparación de un modelo físico; si el modelo numérico no representa adecuadamente las condiciones del sistema real, los resultados obtenidos serán imprecisos y no reflejarán la realidad del fenómeno estudiado; se debe considerar que el CFD es una excelente herramienta analítica cuando los cálculos de

ingeniería estándar no son prácticos debido a la complejidad de la geometría, el cual es el caso de la bocatoma debido a sus componentes estructurales (Flow Science, 2023).

### 2.5.2. Teoría de modelo numérico Flow 3D

El Flow 3D es un software de Dinámica de Fluidos Computacional (CFD) diseñado para resolver ecuaciones de movimiento de fluidos mediante técnicas numéricas. Su capacidad de simulación tridimensional transitoria permite modelar fenómenos de flujo multiescala y multifísica (Flow Science, 2023).

Las ecuaciones de movimiento en Flow 3D se formulan mediante funciones de porosidad de área y volumen, siguiendo la formulación conocida como FAVOR™ (Fractional Area/Volume Obstacle Representation) o (método de representación de obstáculos de área/ volumen fraccional). El cual permite la representación numérica de geometrías complejas dentro del dominio de simulación (Flow Science, 2023).

#### 2.5.2.1. Ecuación de continuidad de masa

Según Flow Science (2023), la ecuación de conservación de la masa en un medio con volumen fraccional  $V_F$  se expresa como:

$$V_F \frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (\rho u A_x) + R \frac{\partial}{\partial y} (\rho v A_y) + \frac{\partial}{\partial z} (\rho w A_z) = R_{DIF} + R_{SOR} \quad (25)$$

- $V_F$ : es el volumen fraccional abierto al flujo,
- $\rho$  : es la densidad del fluido,
- $R_{DIF}$  : es el término de difusión de masa, que describe el transporte de una especie química debido a un gradiente de concentración.
- $R_{SOR}$  : representa la sorción, que es el proceso por el cual una sustancia se adhiere (adsorción) o se incorpora (absorción) a una fase sólida o líquida.
- $u, v, w$ : son las componentes de velocidad en las direcciones de coordenadas (x,y,z)
- $A_x, A_y, A_z$ : son el área fraccionaria abierta al flujo en la dirección (x,y,z) respectivamente

Luego, según Flow Science (2023), para simplificar la ecuación de conservación de la masa en el contexto del flujo en canales abiertos, se han considerado ciertas condiciones que permiten despreciar algunos términos:

- Fluido incompresible
  - $R_{DIF} = 0$ , en condiciones de flujo turbulento con caudales moderados o altos, la mezcla en el fluido está dominada por la difusión turbulenta, mientras que la difusión molecular es insignificante. (Chow V. T., 1959)
- Sin embargo; si se presentaran gradientes de concentración significativos, como en un canal con baja turbulencia, la difusión molecular podría jugar un papel importante, convirtiéndose en el principal mecanismo de transporte lateral de la sustancia en cuestión. (Rutherford, 1994)
- $R_{SOR} = 0$ , el término de sorción se omite en la ecuación de conservación de la masa bajo la suposición de que el material del fondo del canal es inerte y no retiene contaminantes. En otras palabras, no se considera la adsorción ni absorción de partículas por el lecho del canal. Esta condición es válida en escenarios donde el fondo está compuesto por materiales no reactivos, como concreto o ciertas gravas inertes. (Rutherford, 1994)
  - Se asume medidas unitarias para  $V_F$ ,  $A_x$ ,  $A_y$  y  $A_z$ , lo que simplifica aún más la ecuación sin comprometer la validez del análisis.

Por tanto, nos queda la reducción de la ecuación de continuidad de la masa:

$$\frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(\rho u) + \frac{\partial}{\partial y}(\rho v) + \frac{\partial}{\partial z}(\rho w) = 0 \quad (26)$$

### 2.5.2.2. Ecuaciones de continuidad de momento

Según Flow Science (2023), las ecuaciones que describen el movimiento de los componentes de velocidad del fluido (en las tres direcciones de las coordenadas) incluyen las ecuaciones de Navier-Stokes, junto con algunos términos adicionales.

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left\{ u A_x \frac{\partial u}{\partial x} + v A_y R \frac{\partial u}{\partial y} + w A_z \frac{\partial u}{\partial z} \right\} = -\frac{1}{p} \frac{\partial p}{\partial x} + G_x + f_x + b_x - \frac{R_{SOR}}{p V_F} (u - u_w - \delta u_s) \quad (27)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left\{ u A_x \frac{\partial v}{\partial x} + v A_y R \frac{\partial v}{\partial y} + w A_z \frac{\partial v}{\partial z} \right\} = -\frac{1}{p} \left( R \frac{\partial p}{\partial y} \right) + G_y + f_y + b_y - \frac{R_{SOR}}{p V_F} (v - v_w - \delta v_s) \quad (28)$$

$$\frac{\partial w}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left\{ u A_x \frac{\partial w}{\partial x} + v A_y R \frac{\partial w}{\partial y} + w A_z \frac{\partial w}{\partial z} \right\} = -\frac{1}{p} \left( R \frac{\partial p}{\partial x} \right) + G_z + f_z + b_z - \frac{R_{SOR}}{p V_F} (w - w_w - \delta w_s) \quad (29)$$

En estas ecuaciones:

- $G_x, G_y$  y  $G_z$ , son aceleraciones corporales,
- $f_x, f_y$  y  $f_z$ , son aceleraciones viscosas,
- $b_x, b_y$  y  $b_z$  son pérdidas de flujo en medios porosos o a través de placas deflectoras porosas, y los términos finales dan cuenta de la inyección de masa en una fuente representada por un componente geométrico.
- $R$  término para convertir coordenadas cartesianas a cilíndricas.

Según Flow Science (2023), Para realizar la reducción de las Ecuaciones de continuidad correspondientes a nuestro caso de estudio se identifican las siguientes condiciones:

- Se asumen medidas unitarias para  $V_F, A_x, A_y$  y  $A_z$ .
- $R$  es igual a 1, dado que se trabaja en coordenadas cartesianas.
- Tomando las mismas consideraciones para  $R_{SOR}$  con un valor de 0.
- Dado que no se sugiere perdidas de flujo en el sistema, las componentes  $b_x, b_y$  y  $b_z$  son 0.
- Las aceleraciones en los ejes x e y ( $G_x, G_y$ ) son 0; sin embargo, la aceleración de la gravedad  $G_z$  se mantiene dentro de la ecuación de continuidad.

El resultado de la aplicación de la reducción de las ecuaciones de continuidad de momento es el siguiente:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \left\{ u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} \right\} = -\frac{1}{p} \frac{\partial p}{\partial x} + f_x \quad (30)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + \left\{ u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} \right\} = -\frac{1}{p} \left( \frac{\partial p}{\partial y} \right) + f_y \quad (31)$$

$$\frac{\partial w}{\partial t} + \left\{ u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} \right\} = -\frac{1}{p} \left( \frac{\partial p}{\partial z} \right) + G_z + f_z \quad (32)$$

### 2.5.2.3. Interfaces fluido y superficies

En este caso de estudio, se considera un flujo incompresible, cuya configuración se expresa mediante la función de volumen de fluido (VOF, por sus siglas en inglés), denotada como  $F(x,y,z,t)$ . Esta función representa la fracción de volumen ocupada por el fluido en una unidad de volumen; dado que solo se modela un único fluido,  $F$  indica la fracción de volumen que este ocupa, donde  $F=1$  corresponde a regiones completamente llenas de fluido y  $F=0$  a regiones vacías, estos espacios vacíos no contienen masa de fluido y se les asigna una presión uniforme, representando regiones llenas de un gas o vapor cuya densidad es despreciable en comparación con la del fluido principal. (Flow Science, 2023)

### 2.5.3. Rugosidad equivalente

La rugosidad equivalente es un parámetro clave en la modelación del flujo en canales y conductos, ya que representa el efecto combinado de las irregularidades de la superficie sobre la resistencia al flujo; este concepto es fundamental en la determinación del coeficiente de fricción y la pérdida de energía en el sistema analizado (Vera et al., 2015).

Para calcular la rugosidad equivalente en este estudio, se han utilizado diferentes metodologías con el objetivo de comparar los resultados obtenidos. En primer lugar, se empleó la fórmula proporcionada en el manual del software Flow-3D, que permite estimar la rugosidad equivalente en función de parámetros hidráulicos específicos. Luego, se contrastaron estos valores con los obtenidos mediante una fórmula alternativa presentada en un libro de referencia sobre hidráulica, el cual además ofrece tablas empíricas para la estimación de la rugosidad equivalente en función del tipo de material y las condiciones del flujo (Vera et al., 2015).

El análisis comparativo permite evaluar la coherencia entre los diferentes métodos y determinar cuál se ajusta mejor a las condiciones específicas del caso de estudio. Además, proporciona una validación adicional para la selección del valor de rugosidad equivalente más apropiado en la modelación del flujo en el canal analizado (Vera et al., 2015).

Según Flow Science (2023), la ecuación de la rugosidad equivalente se expresa como:

$$k \cong 3.72067 D_h \exp\left(\frac{-0.103252 D_h^{1/6}}{n_{\text{Manning}}}\right) \quad (33)$$

Entonces, según Flow Science (2023), para el cálculo de la rugosidad en nuestro caso de estudio se tiene un  $n_{\text{Manning}} = 0.014$  y un diámetro hidráulico  $D_h = 5.318$ , por tanto, el valor de la rugosidad equivalente es

$$k \cong 3.72067(5.318)\exp\left(\frac{-0.103252x(5.318)^{1/6}}{0.014}\right) \quad (34)$$

$$k \cong 0.00116$$

Este valor se corrobora con la literatura dado que según Yen (2004) en la Tabla 5 en donde muestra los valores de la Rugosidad Equivalente en milímetros, la rugosidad equivalente se expresa con un valor de 0.0015 mm.

**Figura 12**

*Valores de la Rugosidad Equivalente  $k_s$  en milímetros (mm)*

**TABLE 5. Values of Equivalent Roughness  $k_s$  in mm (continued)**

Type of channel	Minimum	Normal	Maximum
<b>B. Lined or Built-up Channels</b>			
<b>B-1. Metal</b>			
<b>a. Smooth steel surface</b>			
1. Unpainted	0.5	0.8	2.0
2. Painted	0.8	1.5	7.0
<b>b. Corrugated</b>	25	70	210
<b>B-2. Nonmetal</b>			
<b>a. Cement</b>			
1. Neat, surface	0.3	0.5	1.5
2. Mortar	0.5	1.5	3.3
<b>b. Wood</b>			
1. Planed, untreated	0.3	0.8	2.0
2. Planed, creosoted	0.5	0.8	3.3
3. Unplaned	0.5	1.5	3.3
4. Plank with battens	0.8	3.3	10
5. Lined with roofing paper	0.3	2.0	7.0
<b>c. Concrete</b>			
1. Trowel finish	0.5	1.5	3.3
2. Float finish	1.5	3.3	5.0
3. Finished, with gravel on bottom	3.3	7.0	18
4. Unfinished	2.0	7.0	18
5. Gunite, good section	5.0	14	43
6. Gunite, wavy section	10	33	70
7. On good excavated rock	7.0	18	
8. On irregular excavated rock	33	112	
<b>d. Brick</b>			
1. Glazed	0.5	1.5	3.3
2. In cement mortar	0.8	3.3	10
<b>e. Masonry</b>			
1. Cemented rubble	7.0	70	210
2. Dry rubble	43	310	530
<b>f. Dressed ashlar</b>	1.5	3.3	7.0
<b>g. Asphalt</b>			
1. Smooth	1.5	1.5	
2. Rough	5.0	5.0	

*Nota.* Se observan los valores de Rugosidad Equivalente según las condiciones y formas de la estructura de (Yen, 2004)

#### 2.5.4. Flujo de trabajo CFD

En proyectos de infraestructura hidráulica se requiere seguir un proceso estructurado que garantice la precisión y la confiabilidad de los resultados. Según Versteeg y Malalasekera (2007), el flujo de trabajo en CFD se compone de varias etapas clave:

- **Formulación del Problema**

En esta fase, se definen claramente los objetivos del análisis, así como las condiciones de frontera, las propiedades del fluido y los parámetros físicos relevantes. Es fundamental comprender la naturaleza del flujo (laminar o turbulento), la geometría del sistema y las condiciones de operación.

- **Modelado Geométrico y Discretización**

Se crea una representación digital de la infraestructura hidráulica, como canales, tuberías o presas. Luego, se realiza la discretización del dominio mediante mallados o mallas, que convierten la geometría continua en una malla finita de celdas donde se resolverán las ecuaciones del flujo. La calidad de esta malla influye directamente en la precisión de la simulación.

- **Selección de Modelos Físicos**

Dependiendo del tipo de flujo y las condiciones, se eligen modelos adecuados, como modelos de turbulencia (por ejemplo,  $k-\epsilon$  o  $k-\omega$ ), modelos de transferencia de calor, entre otros. Esta etapa asegura que las ecuaciones que gobiernan el comportamiento del fluido sean apropiadamente representadas.

- **Resolución y Simulación**

Se utiliza un software CFD para resolver las ecuaciones del flujo (Navier-Stokes) en la malla definida. Es importante ajustar parámetros de la simulación, como los criterios de convergencia y pasos temporales, para obtener resultados estables y precisos.

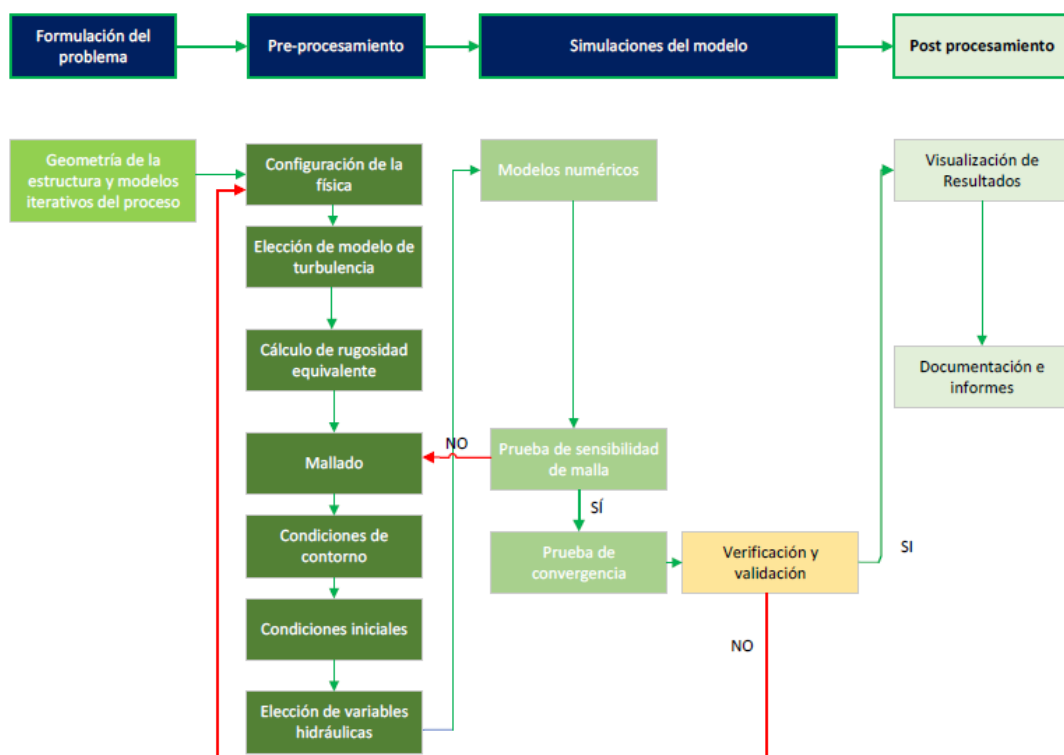
- **Análisis y Validación de Resultados**

Tras obtener los resultados, se llevan a cabo análisis detallados de las variables de interés (velocidad, presión, flujo). La validación con datos experimentales o mediciones reales es crucial para garantizar la confiabilidad del modelo.

Este proceso estructurado permite optimizar diseños hidráulicos, prever comportamientos no evidentes mediante métodos tradicionales y mejorar la eficiencia de las infraestructuras hidráulicas.

Teniendo como referencia a Versteeg y Malalasekera en el presente caso de estudio se estructuró el siguiente Diagrama de Flujo de trabajo para acortar el tiempo de procesamiento y así mejorar la eficiencia del trabajo durante la optimización de la geometría de la infraestructura hidráulica.

**Figura 13**  
*Flujo de trabajo para modelamiento CFD en estructuras hidráulicas*



*Nota. Este flujo está desarrollado para proyectos de infraestructura hidráulica.*

## CAPÍTULO III: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

### 1. Tipo de investigación

- La presente investigación según su diseño es experimental, debido a que según Hernandez et al. (2003) se manipulan las variables de la tesis. Esto porque los softwares Flow-3D, SketchUp, entre otros, permitirán realizar cambios deliberados y controlados en una o más variables independientes para observar su efecto sobre la variable dependiente. Lo cual significa que, independientemente, se implemente o no de manera real la posible solución de esta investigación, los softwares permitirán manipular las variables a detalle simulando de manera real todos los resultados bajo las condiciones que tenemos en la ciudad de Arequipa, en la Bocatoma Bajo Cural.
- La presente investigación según su alcance será explicativa, ya que se realizarán estudios hidrológicos y también análisis hidráulicos, debido a que la investigación busca comprender, explicar y diseñar la Bocatoma Bajo Cural. Luego de esto se realizará un análisis comparativo que busca determinar la confiabilidad de las ecuaciones empíricas utilizadas para el diseño de bocatomas, comparando los resultados con el modelo numérico CFD (Flow-3D) que mostrará el comportamiento real de las variables, de esta manera permitirá identificar los puntos críticos de diseño.
- La presente investigación según su enfoque será mixta, porque se utilizarán herramientas cuantitativas las cuales se desarrollarán a partir de modelos matemáticos y ecuaciones. Por ejemplo, el análisis de datos de caudales a través de las distribuciones estadísticas de probabilidad de Gumbel, log Pearson, log Normal, etc. Así mismo, se utilizarán técnicas cualitativas como la observación presente de la calidad del terreno y estado del canal, ya sea rugosidad y geometría. Se usarán tanto métodos cuantitativos como cualitativos para recopilar y analizar datos, permitiendo una comprensión más profunda de los fenómenos bajo estudio.

### 2. Descripción metodológica

En la primera parte del estudio, se llevó a cabo la determinación de los parámetros topográficos mediante un levantamiento topográfico con DRON, lo que permitió obtener

información detallada sobre la topografía y los usos del suelo en la zona de estudio. Posteriormente, se realizaron estudios hidrológicos para determinar los caudales de diseño mediante el proceso de datos utilizando programas de estadística hidrológica como Hyfran, Hydrognomon o Hidroesta. Se determinó el periodo de retorno, nivel de riesgo asumido y vida útil de la bocatoma utilizando el manual de hidrología e hidráulica del Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

En la segunda parte del estudio, se inició el proceso de diseño de la estructura hidráulica, es decir, la bocatoma. Se determinó el ancho de encauzamiento del río utilizando fórmulas empíricas como la de Blench o Altunin, seguido del cálculo del tirante normal del río. A continuación, se procedió al diseño detallado de la compuerta de regulación, la ventana de captación, la altura de la pantalla frontal, el muro de transición, el muro del canal, el barraje y la poza de disipación, así como las compuertas del barraje móvil. Posteriormente, se realizó el diseño del barraje fijo o azud, así como la poza de disipación, para luego determinar el diseño del barraje móvil o canal de limpia. Respecto al canal de limpia, se determinaron los criterios y parámetros que aseguraron el arrastre de los sedimentos que ingresaron al canal con el propósito de eliminar el material de arrastre que se acumuló delante de las ventanas de captación, para luego continuar con el cálculo de las compuertas del barraje móvil mediante un estudio hidráulico. Consecutivamente, con la estructura ya diseñada, se procedió con el modelamiento del río con proyecto para determinar el diseño de los muros de protección. Finalmente, se realizó el dimensionamiento geométrico de la bocatoma utilizando el programa SketchUp, y se procesó esta información en el programa Flow 3D para realizar simulaciones hidráulicas con los caudales de diseño obtenidos en la primera parte del estudio.

En la tercera fase del estudio, se llevó a cabo análisis comparativos utilizando dos prototipos de la bocatoma: el primero, basado en un diseño tradicional derivado de ecuaciones empíricas, y el segundo, un modelo digital desarrollado a través de simulaciones de dinámica de fluidos computacional (CFD). En el análisis del modelo digital, se identificó una deficiencia en el componente del barraje fijo, el cual no permitía la formación del resalto hidráulico necesario para la disipación de energía. Esta ausencia de resalto resulta en un rendimiento subóptimo del sistema. Para optimizar el funcionamiento de la bocatoma, se llevaron a cabo simulaciones adicionales variando las profundidades y longitudes de la poza de captación, determinándose que la configuración

más eficiente se logró a una profundidad de -1.5 metros, en contraste con la profundidad original de 0.00 metros.

### 3. Campo de verificación

La presente investigación se aplicará en la ciudad de Arequipa, más precisamente en la Avenida La Marina, al frente del colegio Juana Cervantes en el distrito del Cercado.

#### Figura 14

*Ubicación de la bocatoma*



*Nota.* Archivo de imagen tipo KMZ de la ubicación de la Bocatoma Bajo Cural.

Así mismo, se muestra el estado actual de la misma:

#### Figura 15

*Estado Actual de la Bocatoma Bajo Cural – Barraje fijo y móvil*



*Nota.* Fotografía tomada en visita de campo al lugar de estudio.

**Figura 16**

*Estado Actual de la Bocatoma – Ventana de captación*



*Nota.* Fotografía tomada en visita de campo al lugar de estudio.

**4. Técnicas e instrumentos de investigación**

En la presente investigación se utilizó la técnica de observación cuyos instrumentos se muestran a continuación:

**4.1. Observación presente**

La presente investigación utilizó el instrumento de observación presente para determinar in situ la calidad del terreno y estado del canal, ya sea rugosidad y geometría, así como, la realización del panel fotográfico necesario para la tesis.

**4.2. Observación documental**

La presente investigación utilizó el instrumento de observación documental para obtener una guía en el proceso de obtención de resultados; los documentos en cuestión serán “Manual de hidrología, hidráulica y drenaje” “Diseño hidráulico de bocatomas” “Manual de diseño y construcción de pequeñas presas” entre otros. Además, se obtendrá información incluso de resoluciones ministeriales, así como “Resolución Ministerial N° 033-2008-AG” donde se explica la codificación de las unidades hidrográficas del Perú o “Resolución administrativa N° 099-2019-ANA-AAA.CO,ALA-CH” donde se listó la infraestructura hidráulica de la zona del río chili a cargo de la junta de usuarios del distrito del riego. Así también, se estudiarán los libros relacionados con el tema, estos pueden ser: “Hidráulica de Tuberías y Canales” de Arturo Rocha Felices; “Hidrología para estudiantes” de Wendor Chereque y “Essential Computational Fluid Dynamics” de Oleg Zikanov.

## CAPÍTULO IV: DESARROLLO

### 1. Topografía de la Zona

El levantamiento topográfico de la zona ubicada frente al Colegio Juana Cervantes, en la ciudad de Arequipa, el cual se visualiza en el Anexo 1 se realizó con una combinación de técnicas avanzadas para obtener un modelo detallado y preciso del terreno. La principal metodología empleada fue la fotogrametría, que consistió en la captura de imágenes aéreas mediante un dron equipado con una cámara de alta resolución. Se planificó una serie de vuelos a diferentes altitudes y direcciones para asegurar una cobertura completa de la zona de estudio. Estas imágenes fueron georreferenciadas utilizando puntos de control en el terreno, previamente marcados con GPS de precisión.

Posteriormente, las imágenes capturadas se procesaron mediante software especializado para generar un modelo digital del terreno (MDT) en tres dimensiones, permitiendo identificar y analizar con exactitud las características topográficas de la superficie, incluyendo pendientes, cotas, y otros elementos relevantes del área de estudio.

Dado que la zona de levantamiento incluye una parte del río Chili, se realizó una batimetría para obtener datos precisos del lecho del río. Esta actividad se efectuó utilizando un ecosonda portátil, operado desde una embarcación pequeña. La batimetría permitió medir las profundidades del río y mapear las características del fondo fluvial, información crucial para cualquier intervención o diseño hidráulico en la zona. Los datos obtenidos de la batimetría se integraron con los del levantamiento fotogramétrico, proporcionando un modelo topográfico completo y detallado tanto de la superficie terrestre como del cauce del río.

Esta combinación de técnicas avanzadas aseguró la obtención de un levantamiento topográfico preciso y fiable, fundamental para la planificación y ejecución de los trabajos proyectados en esta zona estratégica de Arequipa.

El plano topográfico a detalle se encuentra en los anexos.

### 2. Caudales de Diseño

#### 2.1. Caudal máximo y mínimo

La Bocatoma Bajo Cural se ha diseñado tomando en cuenta la demanda de agua para los tres subsectores de riego que tienen un área de 2 436.50 Ha.

La estructura de captación y el desarenador, deberán garantizar a la zona regable de una disponibilidad de agua libre de partículas sedimentables mayores a 0.5 mm en el ingreso a la Derivación Bajo Cural y una vida útil de 50 años sin refacciones mayores para el caso de las obras de infraestructura y de 25 años para el caso del equipamiento hidromecánico.

El análisis de caudales máximos, mínimos y medios es necesario para el diseño de una bocatoma. Los datos de caudal han sido extraídos de la estación de Charcani, proporcionados por AUTODEMA.

**Tabla 1**  
*Caudales Anuales*

Nro	AÑOS	MAXIMOS	MEDIOS	MINIMO
1	1960	59.34	7.67	3.055
2	1961	82.96	12.61	2.851
3	1962	146.52	19.63	2.897
4	1963	146.16	20.63	3.206
5	1964	40.58	6.47	2.962
6	1965	29.16	5.78	3.071
7	1966	43.26	6.50	3.183
8	1967	78.51	12.15	4.075
9	1968	104.97	14.33	5.626
10	1969	63.06	8.99	5.284
11	1970	69.22	12.28	5.243
12	1971	78.16	10.90	5.294
13	1972	197.06	15.68	6.467
14	1973	183.94	20.26	6.267
15	1974	80.43	15.04	1.000
16	1975	112.80	17.84	12.000
17	1976	86.75	14.01	7.718
18	1977	106.84	13.78	6.242
19	1978	50.08	9.25	7.575
20	1979	9.69	8.19	6.543
21	1980	9.16	5.62	3.225
22	1981	80.08	12.06	5.013
23	1982	17.06	8.65	5.800
24	1983	9.21	4.72	2.958
25	1984	139.40	16.66	3.947
26	1985	88.58	18.37	11.125
27	1986	157.62	22.27	11.295
28	1987	41.19	11.66	5.999
29	1988	52.95	11.57	7.327
30	1989	50.67	10.35	6.397

31	1990	10.93	5.38	3.200
32	1991	108.75	11.02	7.590
33	1992	10.54	4.57	3.240
34	1993	59.84	9.26	4.090
35	1994	197.81	19.18	8.290
36	1995	14.99	9.40	6.770
37	1996	16.66	8.01	4.090
38	1997	19.37	10.22	5.410
39	1998	22.48	10.81	8.180
40	1999	179.24	22.24	9.460
41	2000	85.43	17.00	10.400
42	2001	174.00	26.2	5.150
43	2002	208.33	17.5	6.470
44	2003	45.99	12.2	9.390
45	2004	108.25	12.8	9.470
46	2005	23.94	9.2	5.490
47	2006	81.10	18.7	8.950
48	2007	24.34	13.3	11.900
49	2008	23.81	11.2	9.370
50	2009	97.65	9.6	5.010
51	2010	13.07	10.6	7.000
52	2011	137.35	17.8	9.000
53	2012	236.64	29.7	12.430
54	2013	107.30	20.4	13.200
55	2014	23.12	10.7	8.940
56	2015	23.90	10.27	7.940
57	2016	24.110	10.50	8.990
58	2017	33.580	12.36	5.280
59	2018	23.910	13.80	9.000
60	2019	23.940	14.05	8.133
61	2020	23.790	15.03	10.400
62	2021	23.640	14.36	10.000
63	2022	15.960	13.19	11.000
64	2023	37.890	11.56	8.900
65	2024	9.800	8.96	8.900

*Nota.* Se observan los caudales anuales, ya sean máximos, medios y mínimos.

Estos datos constituyen la base para el análisis estadístico y la determinación de caudales de diseño; para determinar los caudales máximos y mínimos para el diseño de la bocatoma, se empleó el programa Hydrognomon, la selección de la distribución triparamétrica Pearson III se fundamentó en su capacidad para ajustarse a los registros históricos de caudales máximos de la región, así como la distribución Weibull para los registros históricos de caudales mínimos.

- Máximos:

**Tabla 2**

*Distribuciones de probabilidad para el caudal máximo*

Kolmogorov-Smirnov test for:All data	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	22.86%	0.12912
EV1-Max (Gumbel, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	16.92%	0.13782
Normal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	16.83%	0.13797
GEV-Max	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	16.72%	0.13816
EV1-Max (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	14.79%	0.14152
Gamma	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	13.82%	0.14337
LogNormal	REJECT	REJECT	REJECT	0.30%	0.22342

*Nota.* Se observan las diferentes distribuciones de probabilidad disponibles.

- Mínimos:

**Tabla 3**

*Distribuciones de probabilidad para el caudal mínimo*

Kolmogorov-Smirnov test for:All data	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
GEV-Min (L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	83.05%	0.07744
GEV-Min	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	82.29%	0.07809
EV3-Min (Weibull, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	81.15%	0.07904
EV3-Min (Weibull)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	78.03%	0.08155
GEV-Min (kappa specified, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	71.03%	0.08689
GEV-Min (kappa specified)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	69.72%	0.08787
EV1-Min (Gumbel, L-Moments)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	26.76%	0.12431
EV1-Min (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	24.72%	0.12676

*Nota.* Se observan las diferentes distribuciones de probabilidad disponibles.

El cálculo del período de retorno, fundamental para este análisis, se realizó conforme a las fórmulas provistas en el manual de hidrología del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC) de Perú, obteniendo un período de retorno de 175 años, este período de retorno es crítico para asegurar la durabilidad y funcionamiento efectivo de la bocatoma frente a eventos extremos, es por tal motivo que se tiene:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (35)$$

Donde:

- R= Porcentaje de riesgo de falla
- T= Periodo de retorno en años
- n= vida útil en años

**Tabla 4**

*Riesgo admisible en obras hidráulicas*

Tipo de obra	Riesgo Admisible %
Puentes	25
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	30
Alcantarillas de paso de quebradas menores y descarga de agua de cunetas	35
Drenaje la plataforma	40
Subdrenes	40
Defensas ribereñas	25

*Nota.* Adaptado de “Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje” por MTC, 2011.

**Figura 17**

*Vida útil admisible en obras hidráulicas*

- (\*) - Para obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias.  
- Se recomienda un período de retorno T de 500 años para el cálculo de socavación.
- (\*\*) - **Vida Útil considerado (n)**
- Puentes y Defensas Ribereñas n= 40 años.
  - Alcantarillas de quebradas importantes n= 25 años.
  - Alcantarillas de quebradas menores n= 15 años.
  - Drenaje de plataforma y Sub-drenes n= 15 años.
- Se tendrá en cuenta, la importancia y la vida útil de la obra a diseñarse.  
- El Propietario de una Obra es el que define el riesgo admisible de falla y la vida útil de las obras.

*Nota.* Adaptado de “Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje” por MTC, 2011.

Entonces, teniendo en cuenta las recomendaciones del Manual de hidrología, hidráulica y drenaje se tiene:

**Tabla 5**

*Periodo de retorno, vida útil y riesgo*

Variable	Valor
T (Periodo de Retorno)	175
n (Vida Útil)	50
R (riesgo)	25%

*Nota.* Periodo de retorno T=175 años usado para el diseño

Ahora bien, teniendo en cuenta que el periodo de retorno es una variable que puede cambiarse para afectar el caudal de diseño, se puede mostrar varios escenarios, teniendo:

**Tabla 6**

*Caudales con diferentes porcentajes de riesgo*

Variable	Valor
T (Periodo de Retorno en años)	269
n (Vida Útil en años)	60
R (Porcentaje de riesgo)	20%
Q (Caudal m <sup>3</sup> /s)	290.45

Variable	Valor
T (Periodo de Retorno en años)	369
n (Vida Útil en años)	60
R (Porcentaje de riesgo)	15%
Q (Caudal m <sup>3</sup> /s)	302.68

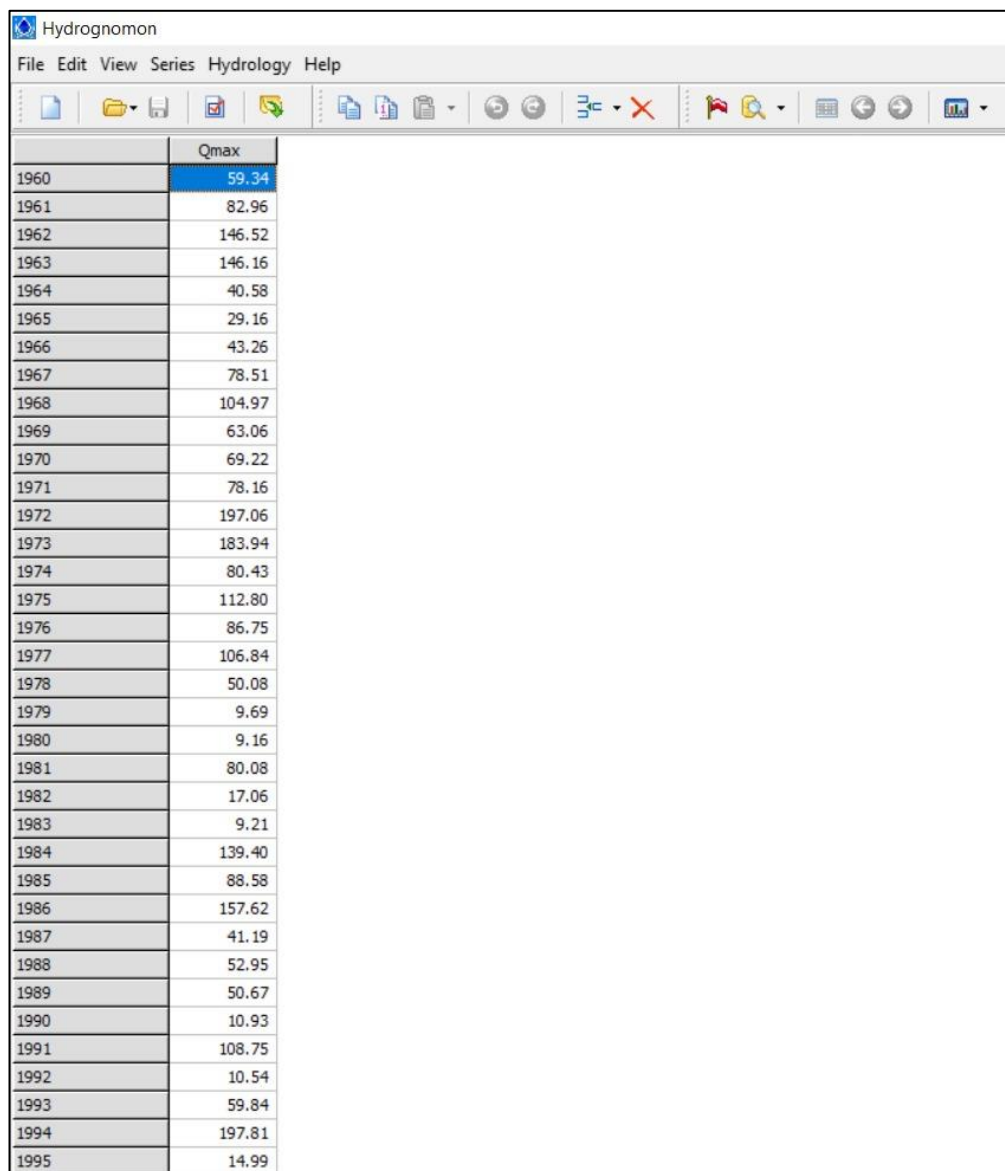
Variable	Valor
T (Periodo de Retorno en años)	566
n (Vida Útil en años)	60
R (Porcentaje de riesgo)	10%
Q (Caudal m <sup>3</sup> /s)	319.04

*Nota.* Periodo de retorno T=175 años usado para el diseño

Entonces se usó esos datos para el cálculo de los caudales máximos y mínimos; la distribución Pearson tipo III y Weibull, respectivamente.

El procedimiento para el cálculo de caudales es gracias a las herramientas que nos proporciona la hidrología estadística, es decir, se usó el programa Hydrognomon para ello.

**Figura 18**  
*Interfaz del programa Hydrognomon*

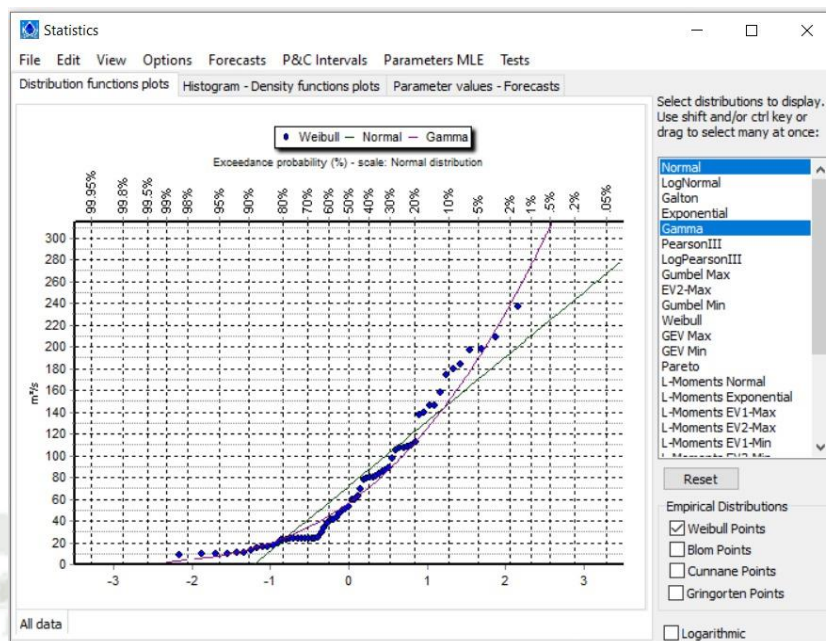


	Qmax
1960	59.34
1961	82.96
1962	146.52
1963	146.16
1964	40.58
1965	29.16
1966	43.26
1967	78.51
1968	104.97
1969	63.06
1970	69.22
1971	78.16
1972	197.06
1973	183.94
1974	80.43
1975	112.80
1976	86.75
1977	106.84
1978	50.08
1979	9.69
1980	9.16
1981	80.08
1982	17.06
1983	9.21
1984	139.40
1985	88.58
1986	157.62
1987	41.19
1988	52.95
1989	50.67
1990	10.93
1991	108.75
1992	10.54
1993	59.84
1994	197.81
1995	14.99

*Nota.* Caudales máximos anuales

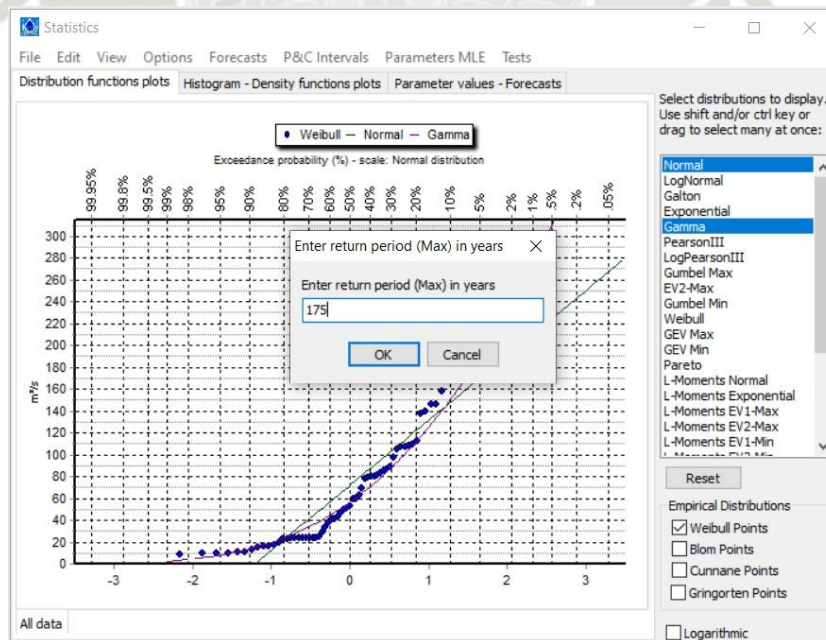
Se introducen los valores de la figura 14 en el programa como se muestra en la figura 18, en segundo lugar, se usará las herramientas de dicho programa para el cálculo de los caudales máximos. Con estas herramientas se puede variar los valores del periodo de retorno y elegir las mejores distribuciones, evidentemente de acuerdo a los datos de partida.

**Figura 19**  
*Análisis estadístico caudales máximos*



*Nota.* Extraído del programa Hydrognomon

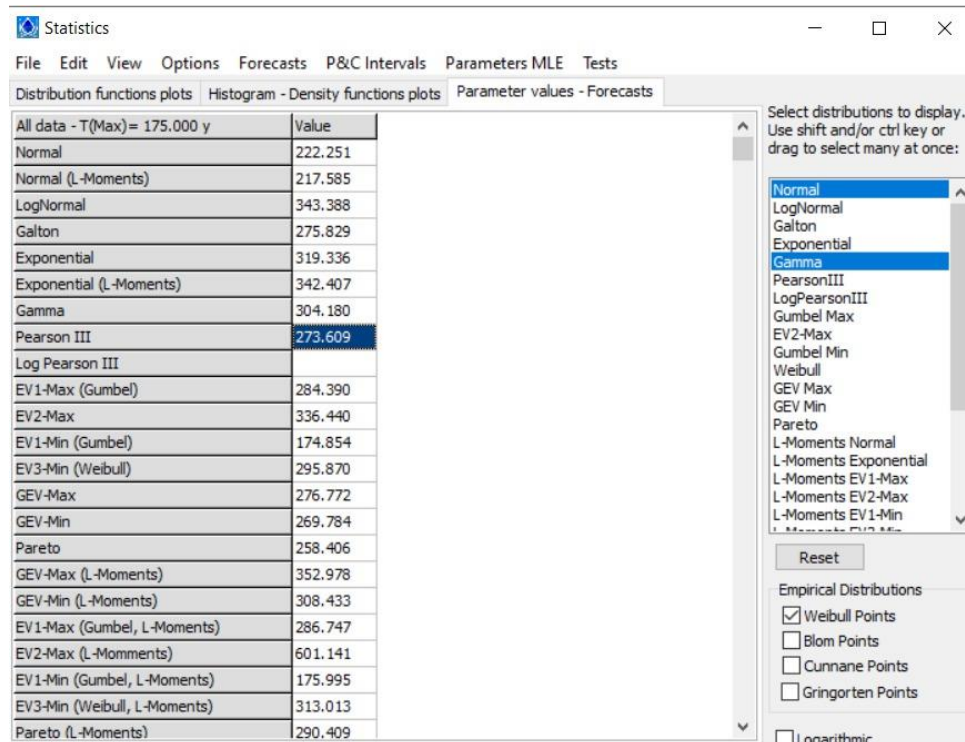
**Figura 20**  
*Periodo de retorno de 175 años*



*Nota.* Extraído del programa Hydrognomon

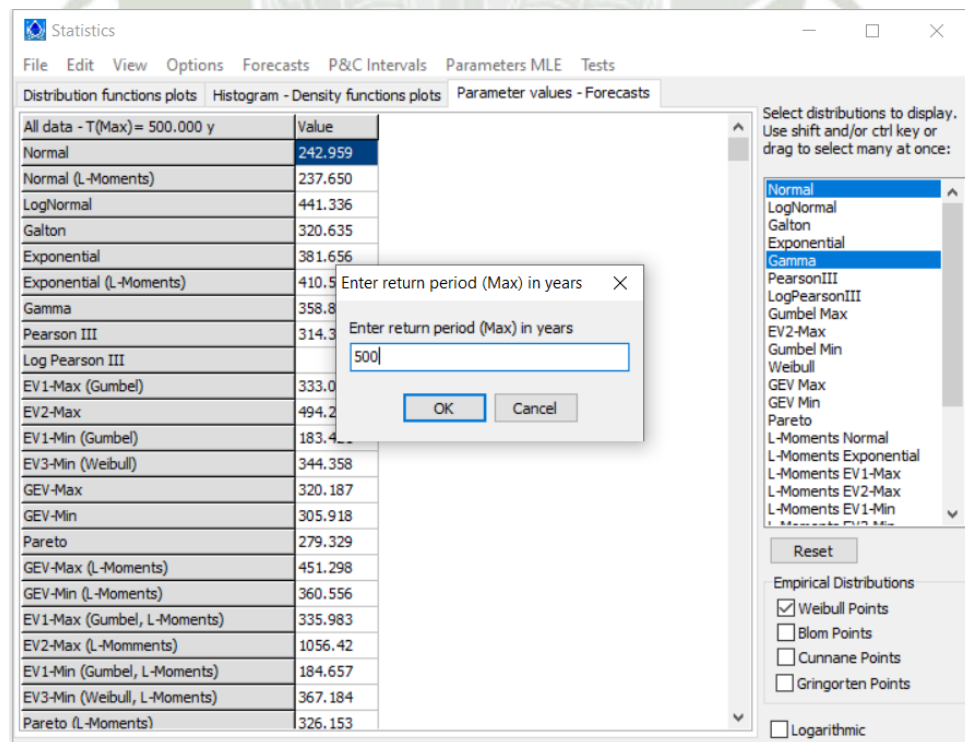
Acto seguido se tiene en la figura 21.

**Figura 21**  
*Caudal de diseño para periodo de retorno de 175 años*



*Nota.* Extraído del programa Hydrognomon

**Figura 22**  
*Periodo de retorno de 500 años*

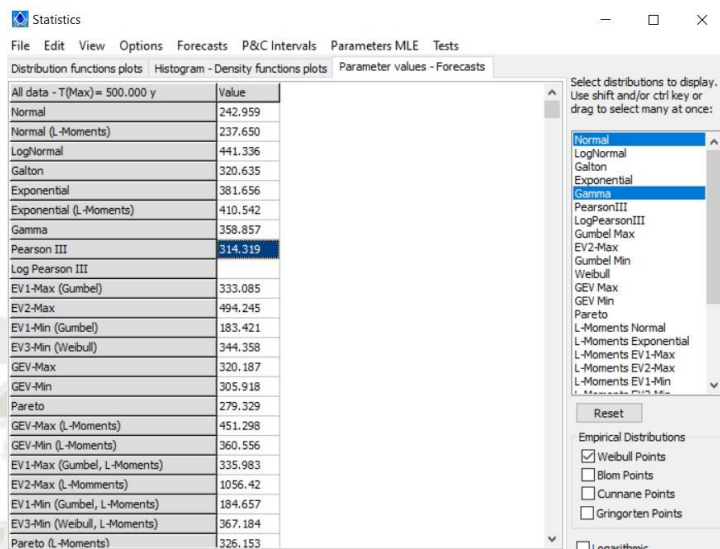


*Nota.* Extraído del programa Hydrognomon

Ahora bien, continúa en la figura 23.

**Figura 23**

*Caudal de diseño para periodo de retorno de 500 años*



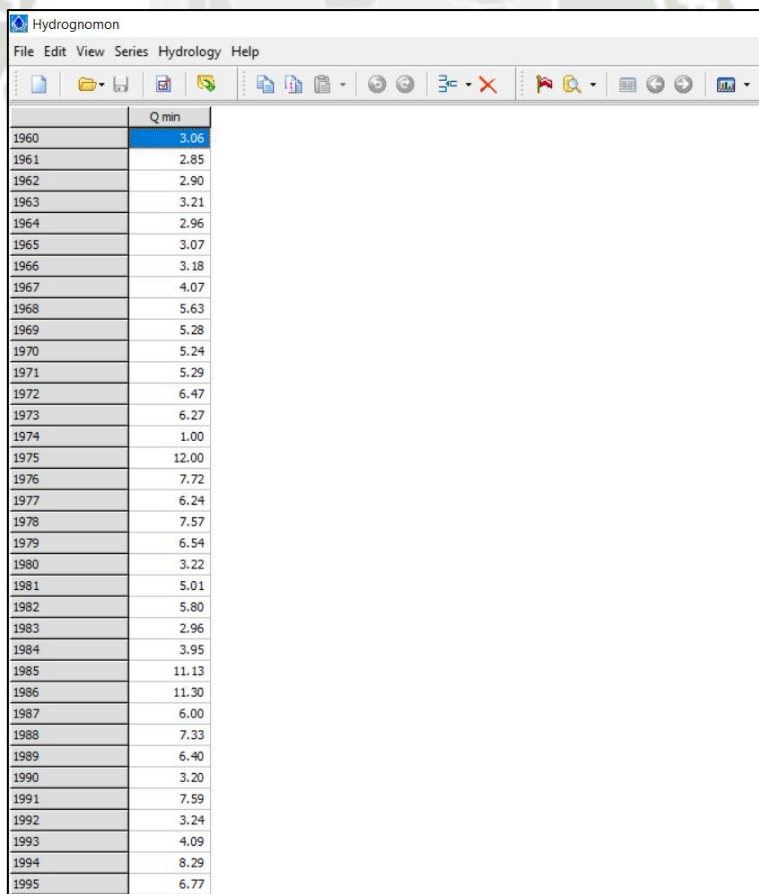
Distribution functions plots	Value
All data - T(Max)= 500.000 y	
Normal	242.959
Normal (L-Moments)	237.650
LogNormal	441.336
Galton	320.635
Exponential	381.656
Exponential (L-Moments)	410.542
Gamma	358.857
Pearson III	314.319
Log Pearson III	
EV1-Max (Gumbel)	333.085
EV2-Max	494.245
EV1-Min (Gumbel)	183.421
EV3-Min (Weibull)	344.358
GEV-Max	320.187
GEV-Min	305.918
Pareto	279.329
GEV-Max (L-Moments)	451.298
GEV-Min (L-Moments)	360.556
EV1-Max (Gumbel, L-Moments)	335.983
EV2-Max (L-Moments)	1056.42
EV1-Min (Gumbel, L-Moments)	184.657
EV3-Min (Weibull, L-Moments)	367.184
Pareto (L-Moments)	326.153

*Nota.* Extraído del programa Hydrognomon

De la misma manera para los caudales mínimos:

**Figura 24**

*Caudal de diseño para caudales mínimos*

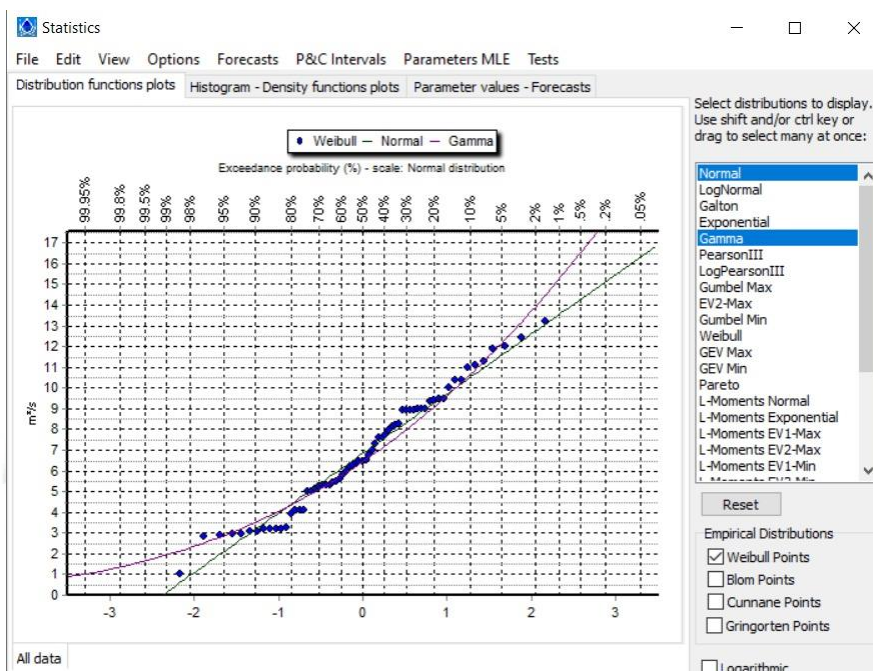


Year	Q min
1960	3.06
1961	2.85
1962	2.90
1963	3.21
1964	2.96
1965	3.07
1966	3.18
1967	4.07
1968	5.63
1969	5.28
1970	5.24
1971	5.29
1972	6.47
1973	6.27
1974	1.00
1975	12.00
1976	7.72
1977	6.24
1978	7.57
1979	6.54
1980	3.22
1981	5.01
1982	5.80
1983	2.96
1984	3.95
1985	11.13
1986	11.30
1987	6.00
1988	7.33
1989	6.40
1990	3.20
1991	7.59
1992	3.24
1993	4.09
1994	8.29
1995	6.77

*Nota.* Extraído del programa Hydrognomon

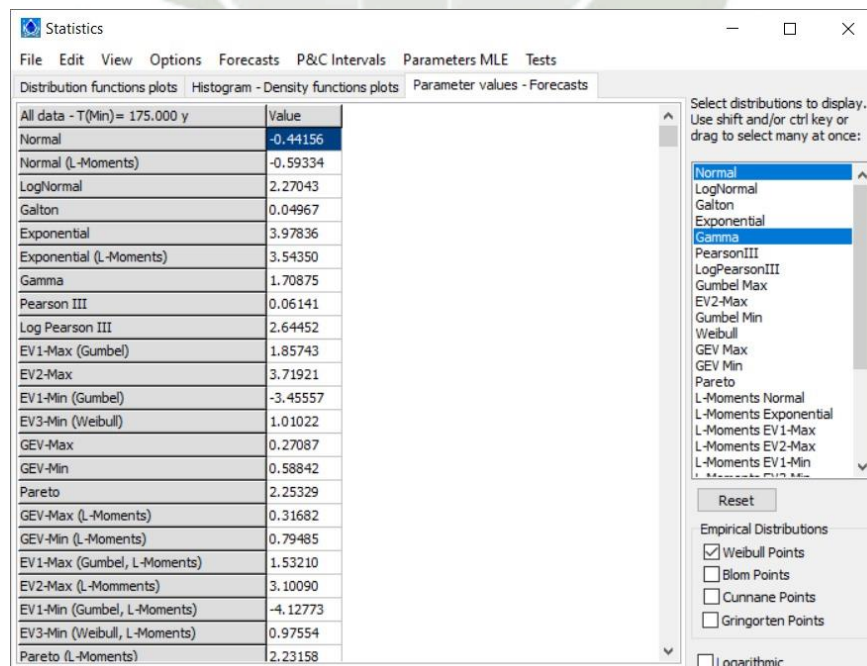
Así, se tiene:

**Figura 25**  
*Análisis estadístico caudales mínimos*



*Nota.* Extraído del programa Hydrognomon

**Figura 26**  
*Caudal de diseño para periodo de retorno de 175 años*



*Nota.* Extraído del programa Hydrognomon

Acto seguido, de lo anterior, se obtiene los caudales máximos y mínimos.

- Máximos:

**Tabla 7**

*Distribuciones estadísticas para caudales máximos con  $T=175$  años*

Distribuciones Probabilísticas	Caudales m <sup>3</sup> /s
Pearson III	273.609
EV1-Max (Gumbel, L-Moments)	286.747
Normal	222.251
GEV-Max	276.772
EV1-Max (Gumbel)	284.39
Gamma	304.18
LogNormal	343.388

*Nota.* Se usará la distribución Pearson tipo III

- Mínimos:

**Tabla 8**

*Distribuciones estadísticas para caudales mínimos con  $T=175$  años*

Distribuciones Probabilísticas	Caudales m <sup>3</sup> /s
GEV-Min (L-Moments)	0.79485
GEV-Min	0.58842
EV3-Min (Weibull, L-Moments)	0.97554
EV3-Min (Weibull)	1.01022
GEV-Min (K.specified, L-Moments)	-1.65434
GEV-Min (kappa specified)	-1.44441
EV1-Min (Gumbel, L-Moments)	-4.12773
EV1-Min (Gumbel)	-3.45557

*Nota.* Se usará la distribución de Weibull

Por lo tanto, se obtiene:

**Tabla 9**

*Distribuciones estadísticas para los caudales de diseño*

Distribuciones Probabilísticas	Caudales m <sup>3</sup> /s
Pearson III	273.609
EV3-Min (Weibull)	1.01022

*Nota.* Se aprecia los caudales finales para el diseño

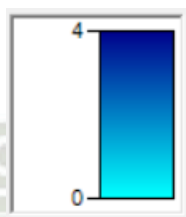
Con los caudales de diseño obtenidos, se realizaron simulaciones en el programa HEC-RAS para observar el comportamiento del agua en la bocatoma. Este paso es vital para predecir el comportamiento hidráulico en la entrada de la estructura de captación y

calcular el máximo tirante hidráulico, asegurando que la estructura sea capaz de manejar las condiciones de flujo proyectadas.

Para poder entender mejor los resultados, se debe tener en cuenta la leyenda con relación a las profundidades, donde los valores oscilarán entre 0 metros a 4 metros, siendo la zona azulada la de mayor profundidad:

**Figura 27**

*Leyenda de profundidades*



*Nota.* La profundidad es medida en metros lineales  
Para el caudal máximo se tiene:

**Figura 28**

*Simulación de inundación para caudales máximos*



*Nota.* Se aprecia el mapa de inundaciones máximas realizado por el programa Hec-Ras de la zona comprometida.

Así mismo para el caudal mínimo:

**Figura 29**

*Simulación de inundación para caudales mínimos*



*Nota.* Se aprecia el mapa de inundaciones máximas realizado por el programa Hec-Ras de la zona comprometida.

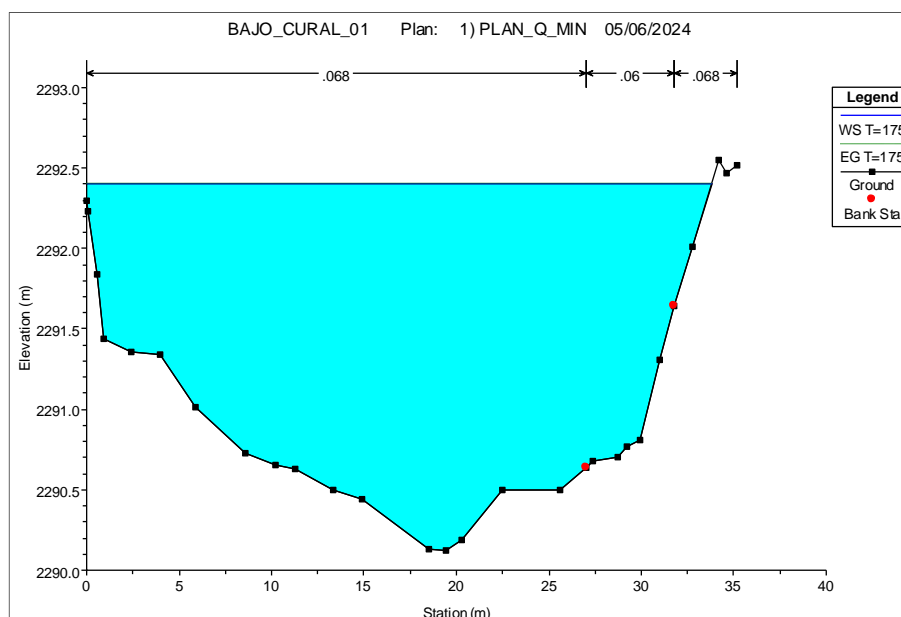
Una vez obtenidos los resultados, se puede saber con facilidad la sección transversal inmediatamente anterior a la Bocatoma, entonces se tiene:



- Mínimos:

**Figura 31**

*Sección transversal anterior a la bocatomina para el caudal mínimo*



*Nota.* Nivel de aguas máximas extraordinarias para una sección transversal del río Chili con el caudal mínimo

## 2.2. Caudal Medio

Para el cálculo de los caudales medios se tendrá en cuenta la media de los datos iniciales:

**Tabla 11**

*Listado de caudales medios anuales*

Años	Caudal m <sup>3</sup> /s
1960	7.67
1961	12.61
1962	19.63
1963	20.63
1964	6.47
1965	5.78
1966	6.50
1967	12.15
1968	14.33
1969	8.99
1970	12.28
1971	10.90
1972	15.68

1973	20.26
1974	15.04
1975	17.84
1976	14.01
1977	13.78
1978	9.25
1979	8.19
1980	5.38
1981	11.02
1982	4.57
1983	9.26
1984	19.18
1985	9.40
1986	8.01
1987	10.22
1988	10.81
1989	22.24
1990	17.00
1991	26.18
1992	17.55
1993	12.24
1994	12.77
1995	5.62
1996	12.06
1997	8.65
1998	4.72
1999	16.66
2000	18.37
2001	22.27
2002	11.66
2003	11.57
2004	10.35
2005	9.20
2006	18.74
2007	13.30
2008	11.20
2009	9.63
2010	10.65
2011	17.79
2012	29.69
2013	20.45
2014	10.67
2015	10.27
2016	10.50

2017	12.36
2018	13.80
2019	14.05
2020	15.03
2021	14.36
2022	13.19
2023	11.56
2024	8.96

*Nota.* Se aprecian las medias de los caudales para cada uno de los años de estudio

**Figura 32**  
*Simulación de inundación para el caudal medio*



*Nota.* Se aprecia el mapa de inundaciones mínimas realizado por el programa Hec-Ras de la zona comprometida.

### 2.3. Caudal del Socavación

Para la socavación, al igual que en los cálculos anteriores se recurrirá al manual de hidrología, hidráulica, y drenajes del MTC; donde se indica que para nivel de aguas máximas extraordinarias se recomienda un periodo de retorno  $T$  de 500 años, entonces se tiene:

**Tabla 12**

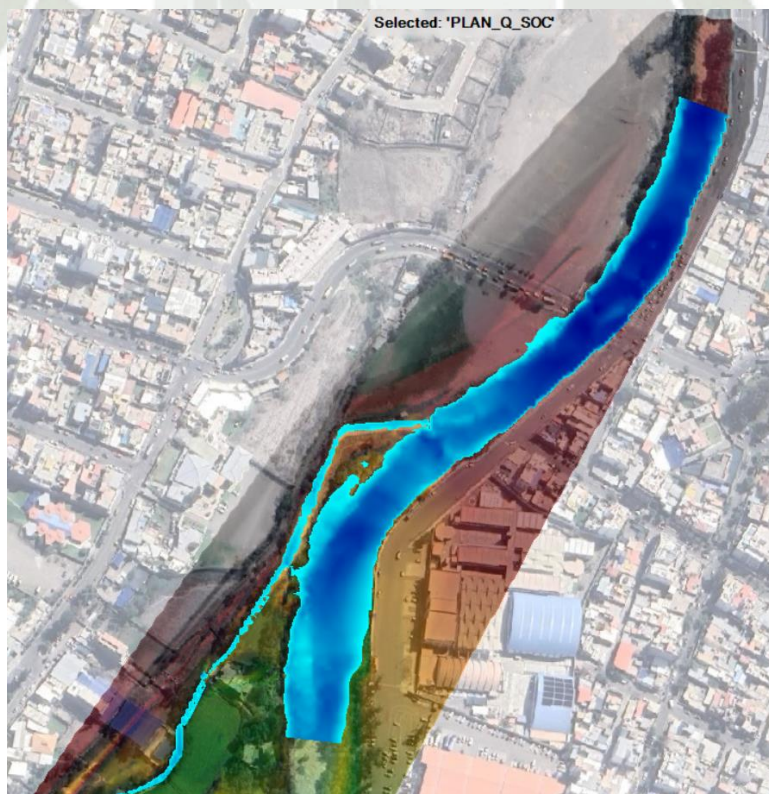
*Caudal de diseño de socavación*

Distribuciones	Caudales m <sup>3</sup> /s
Pearson III	314.319
EV1-Max (Gumbel, L-Moments)	335.983
Normal	242.959
GEV-Max	320.187
EV1-Max (Gumbel)	333.085
Gamma	358.857
LogNormal	441.336

*Nota. Se tiene como distribución estadística para el diseño y principal Pearson tipo III*

**Figura 33**

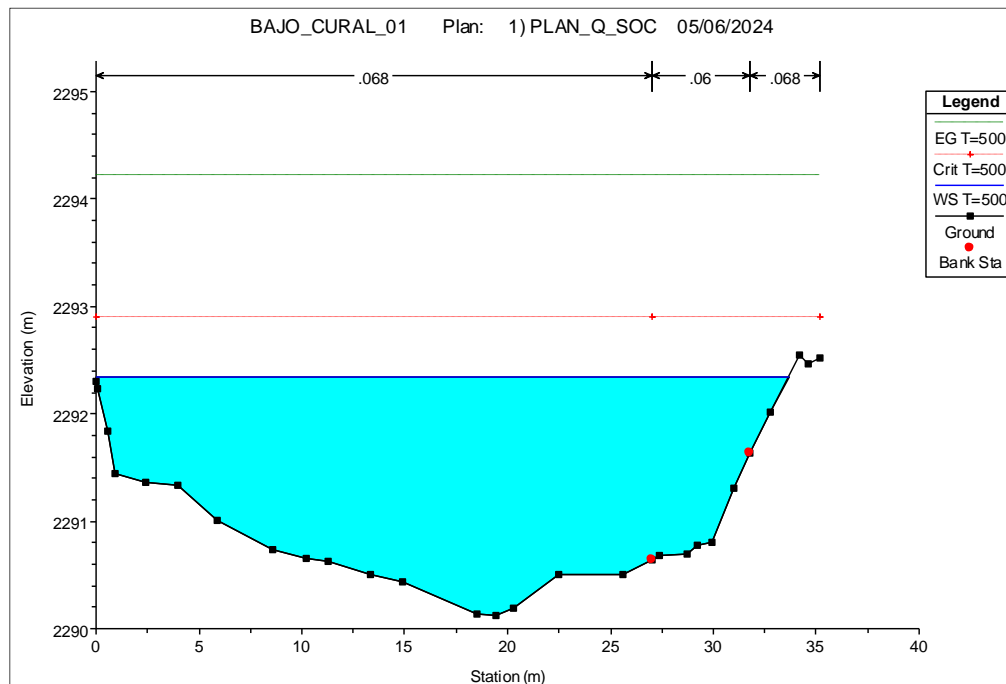
*Simulación de inundación para el caudal de socavación*



*Nota. Se aprecia el mapa de inundaciones para el caudal de socavación realizado en el programa Hec-Ras de la zona comprometida.*

**Figura 34**

*Sección transversal anterior a la bocatoma para el caudal de socavación*



*Nota.* Sección transversal para el caudal de socavación

Al igual que para el caudal máximo, para el caudal de socavación necesitaremos el NAME; entonces tendremos:

**Tabla 13**

*NAME para la sección anterior a la bocatoma para el caudal máximo*

Variable	Valor	Unidad
Elevación mínima del terreno	2290.32	m
Cota máxima de espejo de agua	2292.87	m
Tirante de agua	2.55	m
Velocidad media	4.41	m/s
Área transversal	71.2	m <sup>2</sup>
Ancho máximo en la sección	36.31	m
Número de Froude	1.01	

*Nota.* Se toman los datos del programa Hec-Ras 6.4.1

## 2.4. Caudal de Captación

Para el cálculo del caudal de captación, primero se calculó el consumo de agua en la zona regable, y para eso se tomó el módulo de riego más crítico mostrado en el cuadro de la ANA, que es de  $q_{unit} = 0.784 \text{ L/s ha}$  (mes de noviembre). Con este módulo y el área de  $A=2436.50 \text{ ha}$ , el suministro es de  $Q=1.91 \text{ m}^3/\text{s}$ . Además, a este caudal se tiene que aumentar las pérdidas de agua por conducción y distribución en los canales de

concreto, y considerando una eficiencia de conducción de  $E_{fc}=92\%$  y de distribución de  $E_{fd}=76\%$ , tenemos un caudal de  $Q=2.73 \text{ m}^3/\text{s}$ . Y tomando en cuenta que el sistema contará con un desarenador, y observando las referencias de consumo de agua para este tipo de estructuras, se ha considerado una pérdida por el desarenador del 10%, por lo tanto, el caudal de captación sería de  $Q_{\text{capt}} = 3.00 \text{ m}^3/\text{s}$ .

**Tabla 14**

*Módulos de riego mensuales para el sector de Chili Regulado*

N°	DEMANDA	Área (ha)	Und	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	Total
<b>1</b>	<b>SECTOR HIDRÁULICO CHILI REGULADO</b>																
1.1	AGRARIO	6,680.04	hm <sup>3</sup>	8.928	10.205	9.533	13.240	13.330	13.570	13.570	13.570	13.570	12.766	11.616	11.467	9.424	<b>154.790</b>
			m <sup>3</sup> /s	3.444	3.810	3.678	4.943	4.977	5.235	5.067	5.235	5.067	4.766	4.802	4.281	3.636	
			l/s/ha	0.516	0.570	0.551	0.740	0.745	0.784	0.758	0.784	0.758	0.714	0.719	0.641	0.544	
1.2	NO AGRARIO	-	hm <sup>3</sup>	9.094	9.747	9.280	9.660	9.614	9.442	9.525	9.309	9.819	8.896	7.958	9.164	9.298	<b>120.807</b>

*Nota.* Datos obtenidos gracias al informe a cargo de la junta de usuarios del distrito del riego

**Tabla 15**

*Área y caudal para cada uno de los canales*

Toma	Canal	Area (ha)	Caudal (L/s)
<b>10. Bajo Cural</b>		<b>2,436.50</b>	<b>1,908.04</b>
	Bajo Cural	1,778.18	<b>1,393.65</b>
	Tio	426.45	<b>334.23</b>
	Sachaca	224.35	<b>175.83</b>
<b>Otros usos</b>		1.79	<b>4.32</b>
<b>Uso Industrial</b>	Tio	1.92	
<b>Recreacional</b>	Tio, Sachaca, Antiquilla, Huaranguillo	3.81	

*Nota.* Datos obtenidos gracias al informe a cargo de la junta de usuarios del distrito del riego

En la siguiente tabla se resumen los diferentes tipos de caudales considerados:

**Tabla 16***Caudal final de captación*

Descripción del caudal	Caudal m <sup>3</sup> /s
Caudal de demanda en la zona regable	1.91
Caudal perdido por conducción y distribución	0.82
<b>Caudal máximo derivado a la zona regable</b>	<b>2.73</b>
Caudal máximo destinado a operaciones de purga en el desarenador	0.27
<b>Caudal máximo de captación en el río</b>	<b>3.00</b>

*Nota.* El caudal de captación será el cual determine nuestros parámetros de diseño

## 2.5. Caudal de desvío

El caudal de desvío del río es un factor crucial en proyectos de ingeniería hidráulica, especialmente en la gestión de recursos hídricos y la construcción de infraestructuras como presas, canales de riego y centrales hidroeléctricas. En este caso será necesario para la Bocatoma Bajo Cural y constará de 2 fases:

- Fase 1: en esta primera fase se desvía el río por la margen derecha, liberando como zona de trabajo el barraje móvil, el desarenador y los muros de defensa. Para ello se utiliza una ataguía de materiales sueltos.
- Fase 2: el río se deriva por la margen izquierda, dirigiéndolo por el barraje móvil. En el caso de que el caudal sea excesivo también se usará parte del barraje fijo ya ejecutado. En este caso, el agua igualmente se deriva por medio de ataguías de materiales sueltos.

Como sabemos no es económicamente viable diseñar el desvío del río para la avenida más grande que pueda ocurrir o que sea la más probable que ocurra, por lo que aparece la cuestión de cuánto riesgo se debe de asumir durante esta fase de ejecución. Cada desvío presenta una tipología única, y el daño realizado por el caudal de avenida depende del área de ocupación de la presa, la excavación a realizar y el tiempo y costo de la limpieza y la reconstrucción que es requerida. Debido a la variedad de las situaciones que se pueden presentar no es posible encontrar una norma rígida que dicte el período de retorno de diseño como criterio universal.

En este caso, se han seguido las recomendaciones del ICOLD en su Boletín 48<sup>a</sup> “River control during dam construction” y la norma de diseño del Bureau of Reclamation “Diseño de Presas de Gravedad”. (ICOLD, 1986) (Bureau of Reclamation, 2000) Según estas publicaciones, las recomendaciones sobre la probabilidad de ocurrencia para pequeñas presas que se realizan en menos de un año deben ser alrededor del 20%, y para grandes presas de 2 años de construcción la probabilidad debería ser menor, entre el 20% y el 4%. Otra consideración que se recoge es la tipología de presa, para presas de materiales sueltos se recomienda utilizar períodos de retorno elevados en función del tamaño de la presa, y para presas de concreto, donde los daños por sobrevertido durante la inundación son más pequeños se recomienda reducir el periodo de retorno.

En el presente caso, debido a que la represa es pequeña, de concreto y que se realizará en menos de un año, calculando el riesgo con la ecuación 1 se puede obtener el periodo de retorno:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N \quad (36)$$

Dónde:

- R: Riesgo asumido en %
- T: Periodo de Retorno en años
- N: Vida útil en años

Entonces, para determinar el caudal de desvío para las 2 fases se tendrá que siendo  $T_r$  el período de retorno, R el riesgo asumido y N la vida útil de la estructura de desvío. En este caso, la vida útil de la estructura de desvío coincide con el tiempo de ejecución de la bocatoma, que se ha considerado de 6 meses:

**Tabla 17**

*Valores del porcentaje de riesgo variando el periodo de retorno*

Variable	Valor
Periodo de Retorno en años	1
Duración de la obra en meses	6
Vida útil en años	1/2
Porcentaje de Riesgo	100%

Variable	Valor
Periodo de Retorno en años	2

Duración de la obra en meses	6
Vida útil en años	1/2
Porcentaje de Riesgo	29%

Variable	Valor
Periodo de Retorno en años	3
Duración de la obra en meses	6
Vida útil en años	1/2
Porcentaje de Riesgo	18%

Variable	Valor
Periodo de Retorno en años	5
Duración de la obra en meses	6
Vida útil en años	1/2
Porcentaje de Riesgo	11%

*Nota.* Los porcentajes de riesgo varían dependiendo de los diferentes periodos de retorno

Siguiendo las anteriores recomendaciones se tiene:

**Tabla 18**  
*Porcentaje de riesgo asumido final*

Variable	Valor
Periodo de Retorno en años	1.56
Duración de la obra en meses	6
Vida útil en años	0.5
Porcentaje de Riesgo	40%

*Nota.* Se aprecia que el porcentaje de riesgo es alto

**Tabla 19**  
*Caudal de diseño para el Q de desvío*

T en años	Caudal m <sup>3</sup> /s
1.56	43.29
3	88.603
5	117.12
10	151.67
25	193.272
50	222.839
100	251.28
500	314.319
1000	340.528

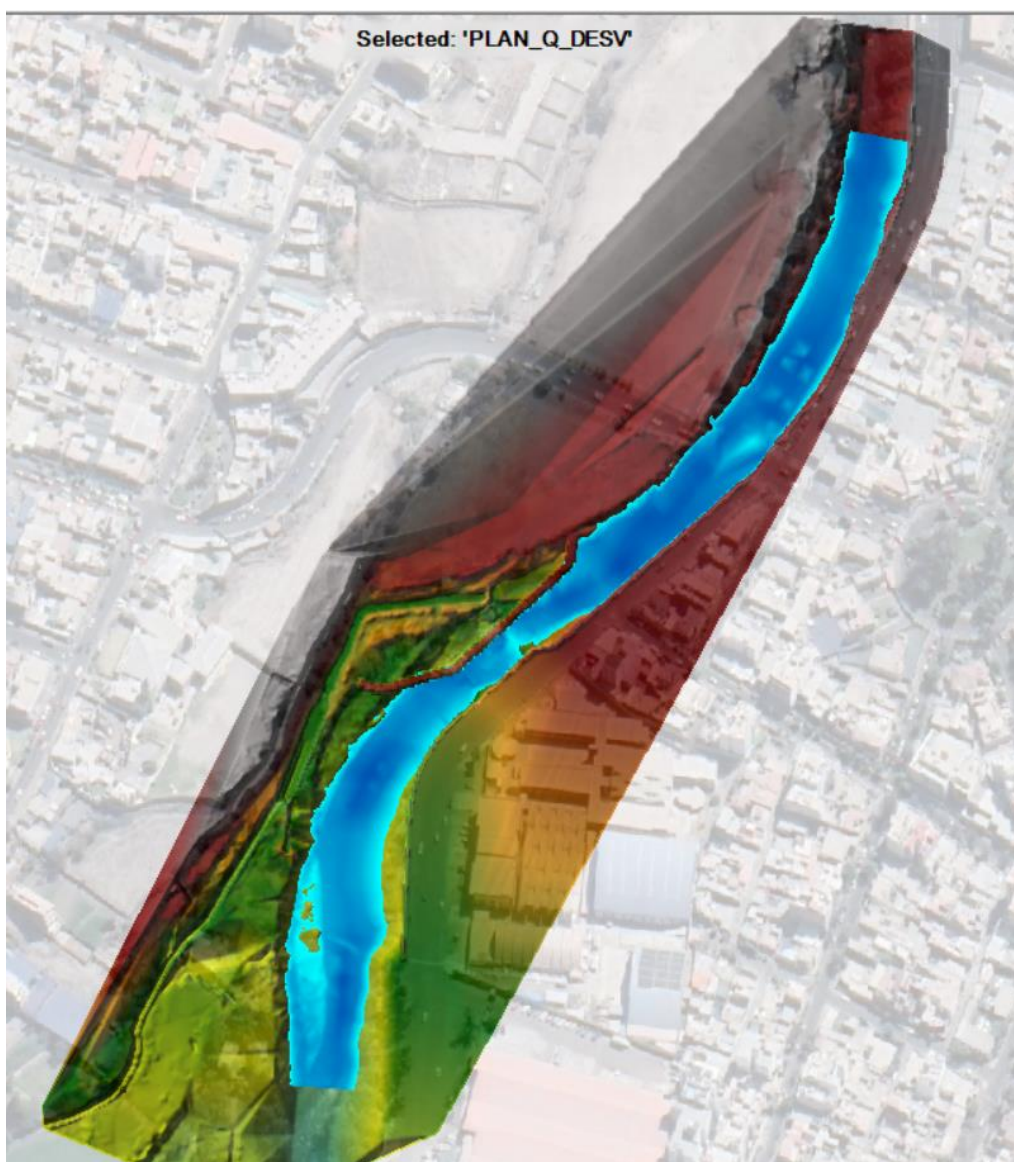
*Nota.* El caudal de 1.56 años se usará para las 2 etapas de construcción

Ahora bien, una vez se tiene el caudal de diseño de la ataguía, se tomará en cuenta el canal de llamada; el canal de llamada es una obra completamente temporal, cuya vida útil está limitada al período de construcción de la ataguía, por lo que para el caudal de diseño se adopta un periodo de retorno de 1.56 años, que haciendo uso de las distribuciones estadísticas, se obtienen los resultados de la tabla 19, es decir, 43.29 m<sup>3</sup>/s de caudal de diseño.

Para el cálculo del canal de llamada o de desvío, se ha realizado un modelo HEC-RAS, modificando la topografía existente y los valores del coeficiente de Manning determinados en condiciones naturales del río. El coeficiente de Manning se modifica ya que durante la excavación del canal se retirará el material vegetal de la margen derecha del cauce por lo que el nuevo canal tendrá las mismas características de rugosidad que el cauce habitual de aguas bajas del río.

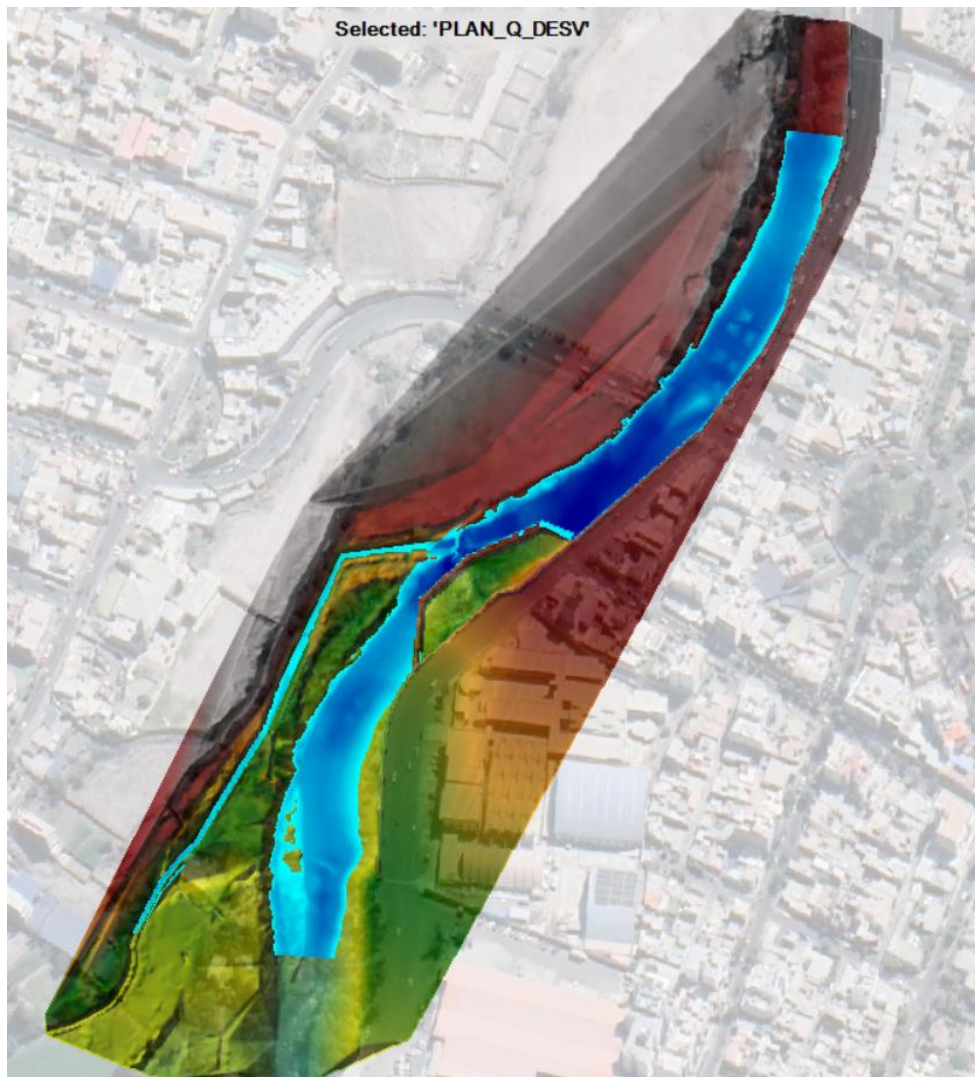
**Figura 35**

*Simulación de inundación para la primera atagüía*



*Nota.* Simulación de inundación para la primera etapa (I) de las atagüías

**Figura 36**  
*Simulación de inundación para la segunda ataguía*



*Nota.* Simulación de inundación para la segunda etapa (II) de las ataguías

## 2.6. Caudal ecológico

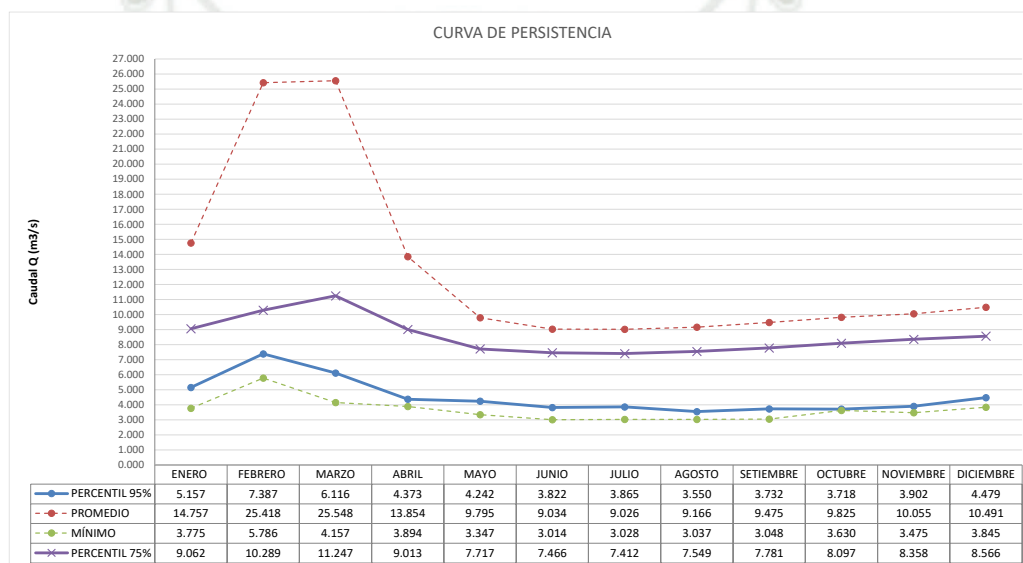
Según lo establecido en la Resolución Jefatural Número 98-2016 del ANA (Autoridad Nacional del Agua), el cálculo del caudal ecológico de un río, en este caso el río Chili, se basa en varios pasos específicos; primero, se realiza una exhaustiva recopilación de datos históricos de caudales, abarcando un período que se extiende desde la década de 1960 hasta la actualidad, para garantizar una serie temporal amplia y confiable (ANA, 2016).

Una vez recopilados los datos, se procede a determinar el caudal medio al 95% de persistencia. Esto implica seleccionar los registros de caudales de los últimos 20 años, o

el período establecido por la resolución, y calcular el percentil 95, que representa el valor por debajo del cual se encuentra el 95% de las observaciones de caudal.

Una vez determinado el caudal medio al 95% de persistencia, se procede a construir una curva de persistencia. Esta curva muestra el caudal en función del porcentaje acumulado de tiempo que se mantiene por debajo de ese caudal. En la curva de persistencia se incluyen los percentiles 95%, promedio, mínimo y 75%, proporcionando así una representación completa de la variabilidad del caudal a lo largo del tiempo.

**Figura 37**  
*Curva de persistencia para el caudal ecológico*



*Nota.* Se logra apreciar la curva de persistencia al 95% y al 75%

En conclusión, el cálculo del caudal ecológico según la Resolución Jefatural Número 98-2016 del ANA garantiza que se tome en cuenta la variabilidad del caudal a lo largo del tiempo y se establezca un valor mínimo necesario para mantener la salud del ecosistema acuático del río Chili. Este proceso es fundamental para asegurar la sostenibilidad ambiental y el manejo adecuado de los recursos hídricos en la región; el caudal ecológico será entonces el que está asociado al mes de febrero (7.387 m<sup>3</sup>/s).

### 3. Cálculo de Socavación

La socavación después del azud, en condiciones aguas abajo, es un fenómeno hidráulico que implica la erosión del lecho del río o del terreno ubicado aguas abajo del azud debido al flujo de agua; este proceso puede ser causado por varios factores, como la aceleración del flujo de agua después de pasar por el azud, los cambios en la dirección del flujo y la presión hidráulica ejercida por el agua; cuando el agua fluye aguas abajo del

azud, puede generar turbulencias y remolinos que aumentan la velocidad del flujo y la erosión del lecho del río; esta erosión puede provocar la formación de canales, socavones o incluso el colapso parcial o total de las estructuras cercanas al lecho del río. (Fischer, 1993)

La socavación después del azud puede tener importantes implicaciones en términos de seguridad de infraestructuras cercanas al río, como puentes, carreteras, edificaciones, y en la estabilidad del propio azud; además, puede afectar el hábitat acuático y la calidad del agua aguas abajo del azud.

La evaluación y mitigación de la socavación después del azud son aspectos críticos en la planificación, diseño y gestión de infraestructuras hidráulicas, ya que puede incluir la implementación de medidas de protección, como enrocados, diques o estructuras de control de erosión, así como la monitorización continua del lecho del río y la realización de estudios hidrológicos y geotécnicos para evaluar el riesgo de socavación; se tiene que entender que no existe una fórmula de socavación universal capaz de mostrar flujos mostrados, sin embargo, existen aproximaciones para estimar la erosión local, es decir, la socavación (Mueller et al., 1993).

El caudal usado para los cálculos será 314.32 m<sup>3</sup>/s que está asociado al periodo de retorno de 500 años.

Dado que, la socavación es un proceso erosivo que ocurre cuando el flujo del agua remueve el material del lecho y las márgenes de los ríos o canales, afectando gravemente las estructuras hidráulicas como puentes, presas y bocatomas, es considerado un fenómeno crítico en la ingeniería civil. (Arbulú, 2023)

Es importante conocer que la socavación puede comprometer la estabilidad de las estructuras hidráulicas antes mencionadas; existen varios métodos empíricos y teóricos para calcular la socavación, entre ellos los métodos de Schoklitch, Veronse, Jager, etc que proporcionan fórmulas específicas para diferentes condiciones hidráulicas (Arbulú, 2023).

A continuación, según Arbulú (2023), la socavación para el barraje móvil y para el barraje fijo se calcula de la siguiente manera:

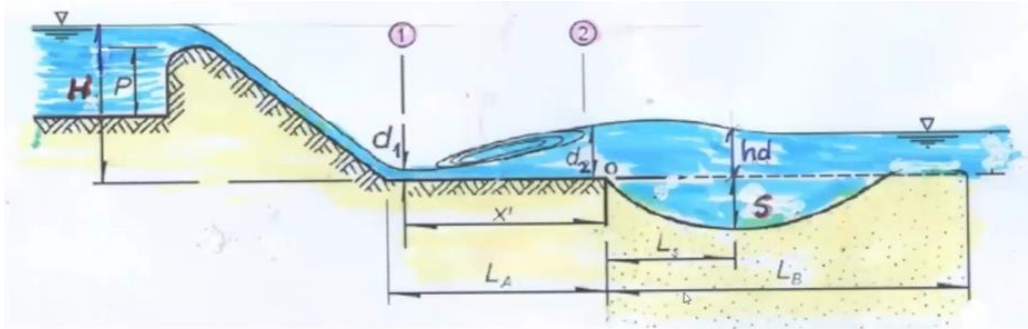
### 3.1. Barraje fijo

#### 3.1.1. Socavación por schoklitsch

Se tiene el siguiente gráfico:

**Figura 38**

*Socavación por Schoklitsch*



*Nota.* Se muestran las variables involucradas en la fórmula

La fórmula de Schoklitsch es:

$$ds = S + hd = 4.75 \frac{H^{0.2} q^{0.5}}{D_{90}^{0.32}} \quad (37)$$

Donde:

- ds es la distancia desde el foso de erosión a la superficie de aguas abajo
- S profundidad del hueco de erosión
- hd tirante aguas abajo
- q descargar por unidad de ancho
- $D_{90}$  tamaño de las partículas que pasan, el 90% es el más fino
- H distancia vertical entre la línea de energía y el fondo de la poza

Resolviendo:

$$ds = S + hd = 4.75 \frac{H^{0.2} q^{0.5}}{D_{90}^{0.32}}$$

$$ds = S + hd = 4.75 \frac{8.55^{0.2} 12.375^{0.5}}{67.3^{0.32}}$$

$$ds = S + hd = 6.674$$

$$S = 6.674 - hd$$

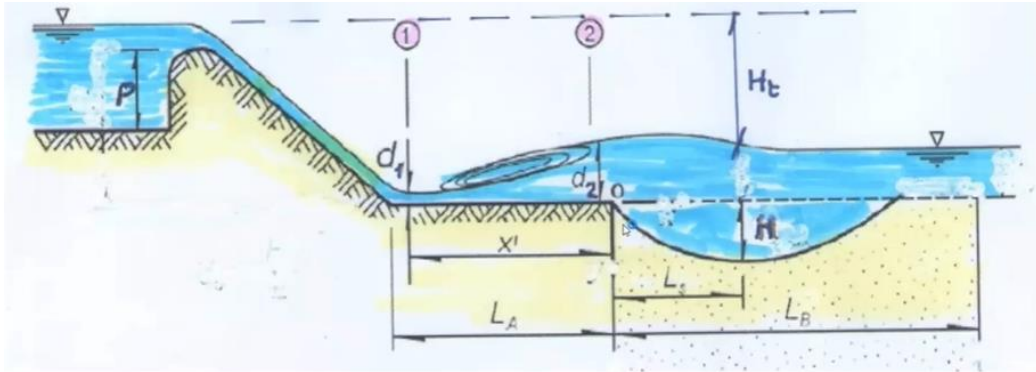
$$S = 3.704 \text{ m}$$

### 3.1.2. Socavación por veronese

Se tiene el siguiente gráfico:

**Figura 39**

*Socavación por Veronese*



*Nota.* Se muestran las variables involucradas en la fórmula

La fórmula de Veronese es:

$$H_s = 1.9H_t^{0.225}q^{0.54} \quad (38)$$

Donde:

- $H_s$  es la profundidad máxima de socavación en m
- $H_t$  es la carga entre niveles del agua en vaso y nivel de descarga
- $q$  es el caudal unitario

Resolviendo:

$$H_s = 1.9H_t^{0.225}q^{0.54}$$

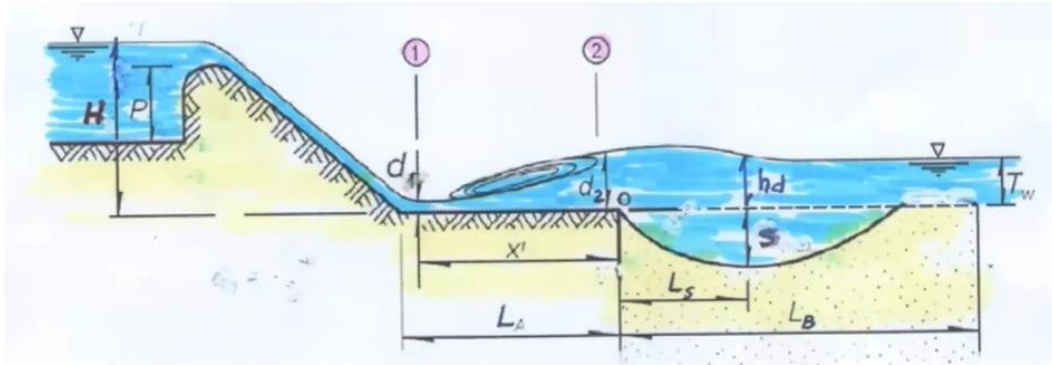
$$H_s = 1.9 * 3.73^{0.225} * 12.375^{0.54}$$

$$H_s = 9.939 \text{ m}$$

### 3.1.3. Socavación por Jager

Se tiene el siguiente gráfico

**Figura 40**  
Socavación por Jager



Nota. Se muestran las variables involucradas en la fórmula

La fórmula de Jager es:

$$ds = S + Hd = 6H^{0.25}q^{0.5} \left( \frac{hd}{D_{90}} \right)^{\frac{1}{3}} * 0.55 \quad (39)$$

Donde:

- ds es la distancia desde el foso de erosión a la superficie de aguas abajo
- S es la profundidad del hueco de erosión
- hd es el tirante aguas abajo
- q es la descarga por unidad de ancho
- $D_{90}$  tamaño de las partículas que pasan, el 90% es el más fino
- H distancia vertical entre la línea de energía y el fondo de la poza

Resolviendo:

$$ds = S + Hd = 6H^{0.25}q^{0.5} \left( \frac{hd}{D_{90}} \right)^{\frac{1}{3}} * 0.55$$

$$ds = S + Hd = 6(8.55)^{0.25}12.375^{0.5} \left( \frac{2.97}{2} \right)^{\frac{1}{3}} * 0.55$$

$$ds = S + Hd = 7.015 \text{ m}$$

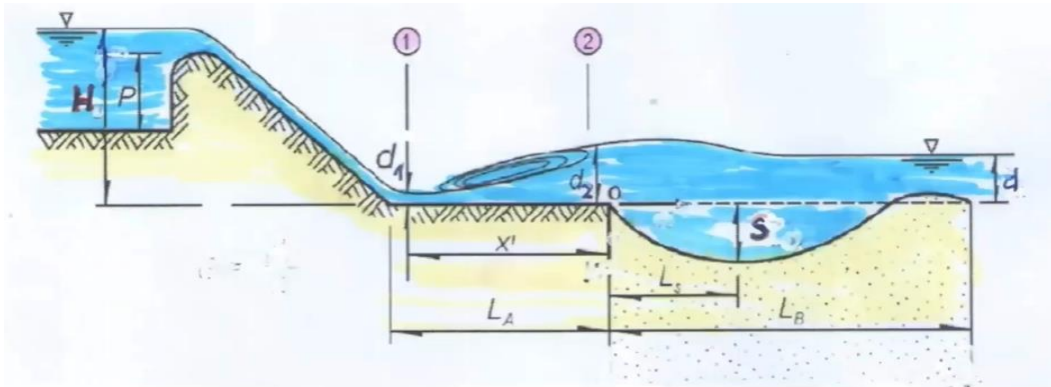
$$S = 4.045 m$$

### 3.1.4. Socavación por Franke

Se tiene el siguiente gráfico:

**Figura 41**

*Socavación por Franke*



*Nota.* Se muestran las variables involucradas en la fórmula

La fórmula de Franke es:

$$S = 2.42 \frac{H^{0.5} q^{0.67}}{D_{90}^{0.5} g^{\frac{1}{3}}} - d \quad (40)$$

Donde:

- $d_s$  es la distancia desde el foso de erosión a la superficie de aguas abajo
- $S$  es la profundidad del hueco de erosión
- $hd$  es el tirante aguas abajo
- $q$  es la descarga por unidad de ancho
- $D_{90}$  tamaño de las partículas que pasan, el 90% es el más fino
- $H$  distancia vertical entre la línea de energía y el fondo de la poza

Resolviendo tenemos:

$$S = 2.42 \frac{H^{0.5} q^{0.67}}{D_{90}^{0.5} g^{\frac{1}{3}}} - d$$

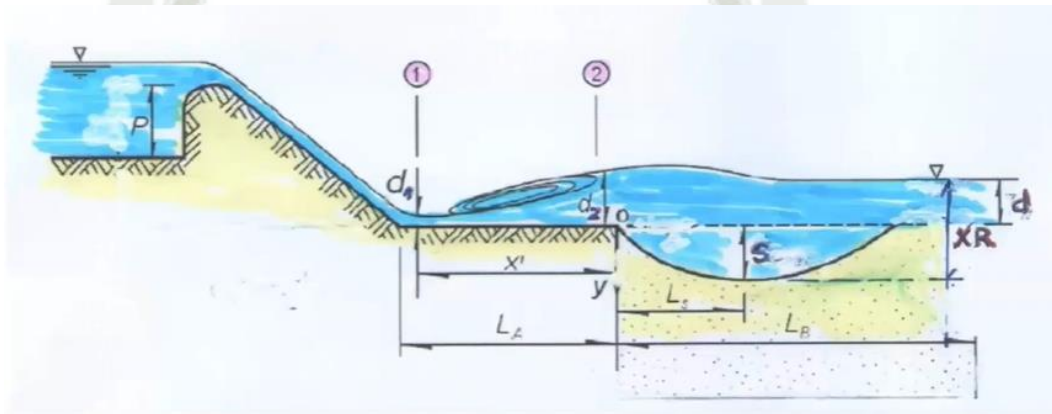
$$S = 2.42 \frac{8.55^{0.5} 12.375^{0.67}}{67.3^{0.5} 9.81^{\frac{1}{3}}} - 2.97$$

$$S = 0.00 \text{ m}$$

### 3.1.5. Socavación por Lacey

Se tiene el siguiente gráfico:

**Figura 42**  
Socavación por Lacey



Nota. Se muestran las variables involucradas en la fórmula

Las fórmulas son:

$$S = XR - d \quad (41)$$

$$R = 0.9 \left( \frac{q^2}{f} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (42)$$

Donde:

- S es la profundidad necesaria para resistir efecto erosivo
- R es profundidad de socavación según Lacey
- q es el caudal unitario por unidad de vertedero (ft<sup>3</sup>/seg/ft)
- X coeficiente entre 1.75 y 2.00

f es de 1.0 para ríos

Resolviendo:

$$R = 0.9 \left( \frac{q^2}{f} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$R = 0.9 \left( \frac{133.201^2}{1.0} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$R = 23.474 \text{ pies}$$

$$S = XR - d$$

$$S = 2(23.474) - 9.744$$

$$S = 31.335 \text{ pies}$$

$$S = 9.551 \text{ m}$$

### 3.1.6. Resultados de socavación

Los resultados tomando en cuenta todos los métodos se tiene:

**Tabla 20**

*Resultados de socavación para barraje fijo*

Diferentes métodos	Unidad (m)
Método de Schoklitsch	3.704
Método de Veronese	9.939
Método de Jager	4.045
Método de Franke	0.000
Método de Lacey	9.551

*Nota.* Se aprecian los distintos métodos usados para el cálculo de socavación para el barraje fijo

Ahora bien, con los resultados se obtiene la socavación representativa:

$$\text{Socavación} = 6.81 \text{ m}$$

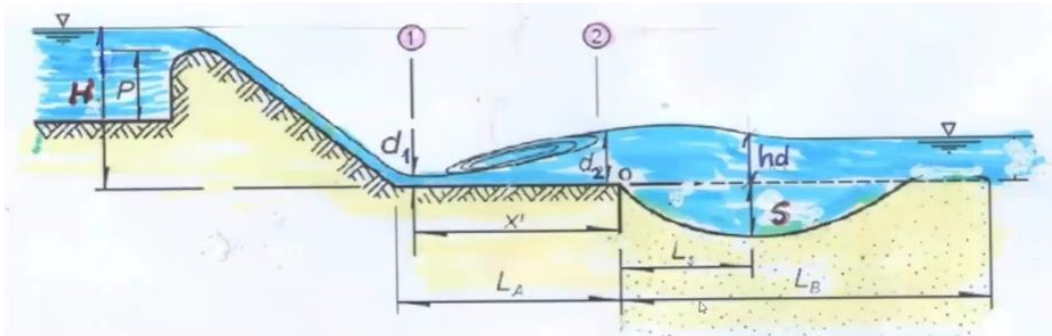
Dado que la mayoría de estructuras hidráulicas fallan por socavación, este valor no se debe tomar a la ligera, por eso se le añade un factor de seguridad adicional, por lo tanto, el valor de socavación final para el barraje fijo será de 8.00 m.

### 3.2. Barraje móvil

#### 3.2.1. Socavación por schoklitsch

Se tiene el siguiente gráfico:

**Figura 43**  
Socavación por Schoklitsch



Nota. Se muestran las variables involucradas en la fórmula

La fórmula de Schoklitsch es:

$$ds = S + hd = 4.75 \frac{H^{0.2} q^{0.5}}{D_{90}^{0.32}} \quad (43)$$

Donde:

- ds es la distancia desde el foso de erosión a la superficie de aguas abajo
- S profundidad del hueco de erosión
- hd tirante aguas abajo
- q descargar por unidad de ancho
- $D_{90}$  tamaño de las partículas que pasan, el 90% es el más fino
- H distancia vertical entre la línea de energía y el fondo de la poza

Resolviendo:

$$ds = S + hd = 4.75 \frac{H^{0.2} q^{0.5}}{D_{90}^{0.32}}$$

$$ds = S + hd = 4.75 \frac{8.364^{0.2} 19.149^{0.5}}{67.3^{0.32}}$$

$$ds = S + hd = 8.266$$

$$S = 8.266 - hd$$

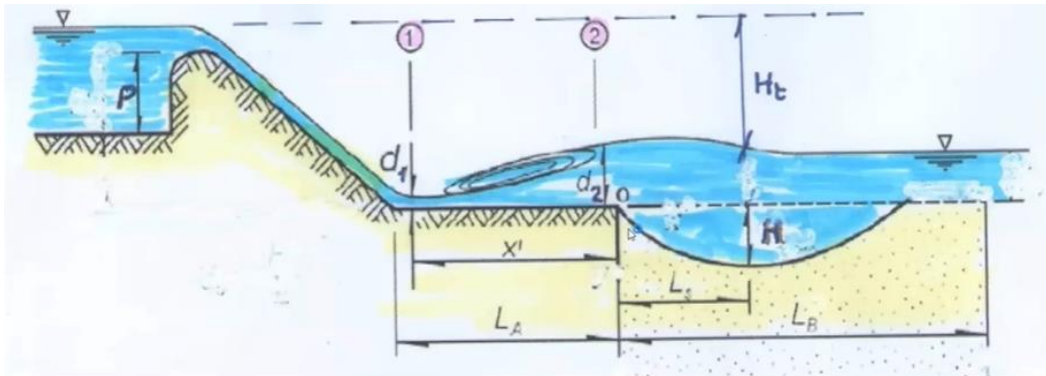
$$S = 6.386 \text{ m}$$

### 3.2.2. Socavación por Veronese

Se tiene el siguiente gráfico:

**Figura 44**

Socavación por Veronese



Nota. Se muestran las variables involucradas en la fórmula

La fórmula de Veronese es:

$$H_s = 1.9H_t^{0.225}q^{0.54} \quad (44)$$

Donde:

- $H_s$  es la profundidad máxima de socavación en m
- $H_t$  es la carga entre niveles del agua en vaso y nivel de descarga
- $q$  es el caudal unitario

Resolviendo:

$$H_s = 1.9H_t^{0.225}q^{0.54}$$

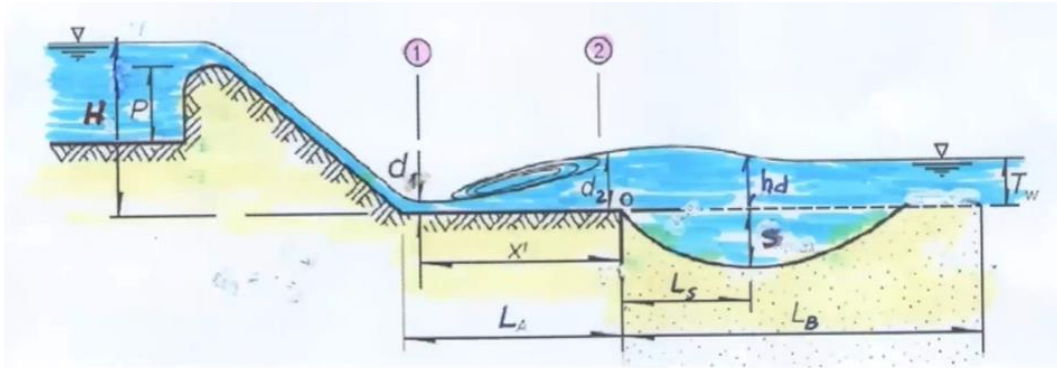
$$H_s = 1.9 * 2.18^{0.225} * 19.149^{0.54}$$

$$H_s = 11.150 \text{ m}$$

### 3.2.3. Socavación por Jager

Se tiene el siguiente gráfico

**Figura 45**  
Socavación por Jager



*Nota.* Se muestran las variables involucradas en la fórmula

La fórmula de Jager es:

$$ds = S + Hd = 6H^{0.25}q^{0.5} \left( \frac{hd}{D_{90}} \right)^{\frac{1}{3}} * 0.55 \quad (45)$$

Donde:

- ds es la distancia desde el foso de erosión a la superficie de aguas abajo
- S es la profundidad del hueco de erosión
- hd es el tirante aguas abajo
- q es la descarga por unidad de ancho
- $D_{90}$  tamaño de las partículas que pasan, el 90% es el más fino
- H distancia vertical entre la línea de energía y el fondo de la poza

Resolviendo:

$$ds = S + Hd = 6H^{0.25}q^{0.5} \left( \frac{hd}{D_{90}} \right)^{\frac{1}{3}} * 0.55$$

$$ds = S + Hd = 6(8.364)^{0.25}19.149^{0.5} \left( \frac{1.88}{2} \right)^{\frac{1}{3}} * 0.55$$

$$ds = S + Hd = 7.451 \text{ m}$$

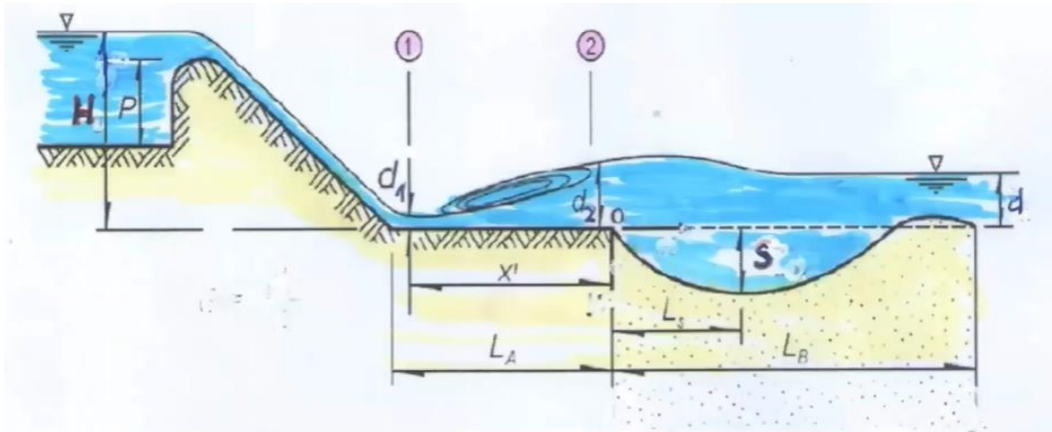
$$S = 5.571 m$$

### 3.2.4. Socavación por Franke

Se tiene el siguiente gráfico:

**Figura 46**

*Socavación por Franke*



*Nota.* Se muestran las variables involucradas en la fórmula

La fórmula de Franke es:

$$S = 2.42 \frac{H^{0.5} q^{0.67}}{D_{90}^{0.5} g^{\frac{1}{3}}} - d \quad (46)$$

Donde:

- $d_s$  es la distancia desde el foso de erosión a la superficie de aguas abajo
- $S$  es la profundidad del hueco de erosión
- $hd$  es el tirante aguas abajo
- $q$  es la descarga por unidad de ancho
- $D_{90}$  tamaño de las partículas que pasan, el 90% es el más fino
- $H$  distancia vertical entre la línea de energía y el fondo de la poza

Resolviendo se tiene:

$$S = 2.42 \frac{H^{0.5} q^{0.67}}{D_{90}^{0.5} g^{\frac{1}{3}}} - d$$

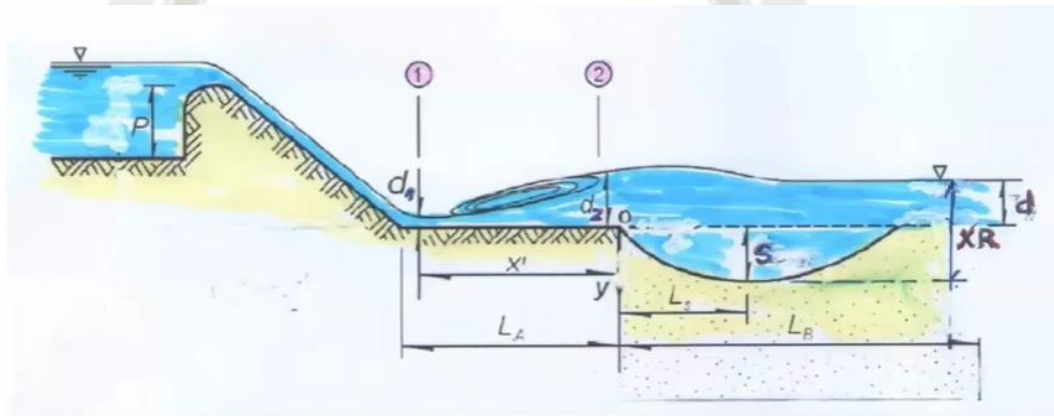
$$S = 2.42 \frac{8.364^{0.5} 19.149^{0.67}}{67.3^{0.5} 9.81^{\frac{1}{3}}} - 1.88$$

$$S = 1.001 \text{ m}$$

### 3.2.5. Socavación por Lacey

Se tiene el siguiente gráfico:

**Figura 47**  
Socavación por Lacey



Nota. Se muestran las variables involucradas en la fórmula

Las fórmulas son:

$$S = XR - d \quad (47)$$

$$R = 0.9 \left( \frac{q^2}{f} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (48)$$

Donde:

- S es la profundidad necesaria para resistir efecto erosivo
- R es profundidad de socavación según Lacey
- q es el caudal unitario por unidad de vertedero (ft<sup>3</sup>/seg/ft)
- X coeficiente entre 1.75 y 2.00
- f es de 1.0 para ríos

Resolviendo:

$$R = 0.9 \left( \frac{q^2}{f} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$R = 0.9 \left( \frac{206.115^2}{1.0} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$R = 31.404 \text{ pies}$$

$$S = XR - d$$

$$S = 2(31.404) - 6.168$$

$$S = 48.789 \text{ pies}$$

$$S = 14.871 \text{ m}$$

### 3.2.6. Resultados de socavación

Los resultados tomando en cuenta todos los métodos se tiene:

**Tabla 21**

*Resultados de socavación para barraje móvil*

Diferentes métodos	Unidad (m)
Método de Schoklitsch	6.386
Método de Veronese	11.150
Método de Jager	5.571
Método de Franke	1.001
Método de Lacey	14.871

*Nota.* Se aprecian los distintos métodos usados para el cálculo de socavación para el barraje fijo

Ahora bien, con los resultados se obtiene la socavación representativa:

$$\text{Socavación} = 7.702 \text{ m}$$

Dado que la mayoría de estructuras hidráulicas fallan por socavación, este valor no se debe tomar a la ligera, por eso se le añade un factor de seguridad adicional, por lo tanto, el valor de socavación final para el barraje fijo será de 8.70 m.

### 3.3. Ventana de Captación

#### 3.3.1. Socavación por Liu, Chang y Skinner

Según Álvarez (2021), la fórmula de Liu, Chang y Skinner es:

$$\frac{ds}{h} = K_f \left(\frac{L}{h}\right)^{0.4} Fr^{0.33} \quad (49)$$

Donde:

- $ds$  = profundidad de socavación de equilibrio medida desde el nivel medio del lecho hasta el fondo del hueco de socavación
- $K_f$  = coeficiente de corrección por la forma del estribo
- $L$  = longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua
- $Fr$  = número de Froude en la sección de aguas arriba
- $h$  = profundidad media del flujo aguas arriba en el cauce principal

Resolviendo:

$$ds = K_f \left(\frac{L}{h}\right)^{0.4} Fr^{0.33} h$$

$$ds = 4.82 \text{ m}$$

#### 3.3.2. Socavación por Laursen

Según Álvarez (2021), Laursen define la socavación en Lecho móvil como:

$$\frac{L}{h} = 2.7 \frac{d_s}{h} \left[ \left( \frac{d_s}{11.5 h} + 1 \right)^{1.7} - 1 \right] \quad (50)$$

Donde:

- $D_s$  = profundidad de socavación
- $L$  = longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua
- $h$  = profundidad media del flujo aguas arriba en el cauce principal

Resolviendo:

$$2.5 = 2.7 \frac{d_s}{2} \left[ \left( \frac{d_s}{11.5 * 2} + 1 \right)^{1.7} - 1 \right]$$

$$ds = 4.79 \text{ m}$$

### 3.3.3. Socavación por Froelich

Según Álvarez (2021), Froelich define la socavación en Lecho móvil es:

$$\frac{d_s}{h} = 2.27 K_f K_\theta \left(\frac{L}{h_e}\right)^{0.43} Fr^{0.61} + 1 \quad (51)$$

Donde:

- $ds$  = profundidad de socavación
- $h_e$  = profundidad media del flujo (profundidad hidráulica) en la zona de inundación obstruida por el estribo aguas arriba del puente
- $L$  = longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua proyectada normalmente al flujo
- $Fr$  = número de Froude en la sección de aproximación obstruida por el estribo
- $K_f$  = coeficiente que depende de la forma del estribo
- $K_\theta = \left(\frac{\theta}{90}\right)^{0.13}$  coeficiente que depende del ángulo de ataque del flujo
- $\theta$  = ángulo de inclinación del estribo

Resolviendo:

$$K_f = 0.55 \text{ y } K_\theta = 0.85$$

$$\frac{d_s}{h} = 2.27 K_f K_\theta \left(\frac{L}{h_e}\right)^{0.43} Fr^{0.61} + 1$$

$$ds = 4.48 \text{ m}$$

### 3.3.4. Resultados de socavación

Los resultados tomando en cuenta todos los métodos se tiene:

**Tabla 22**

*Resultados de socavación para la ventana de captación*

Diferentes métodos	Unidad (m)
Método de Liu, Chang y Skinner	4.82
Método de Laursen	4.79
Método de Froehlich	4.48

*Nota.* Se aprecian los distintos resultados para los métodos usados para el cálculo de socavación para la ventana de captación

Ahora bien, con los resultados se obtiene la socavación representativa:

$$\text{Socavación} = 4.70 \text{ m}$$

## 4. Longitud de enrocamiento

### 4.1. Enrocamiento aguas abajo

De acuerdo con los cálculos previos se tiene que la socavación para el barraje móvil es de 8.70 m y para el barraje fijo es de 7.50 m; la longitud de enrocamiento está supeditada a la expresión 1.3D, que no es otra cosa que 1.3 veces la socavación. (Mansen, 2010)

$$\text{Barraje Fijo: } 1.3(\text{Socavación}) = 1.3(8.00) = 10.40 \text{ m}$$

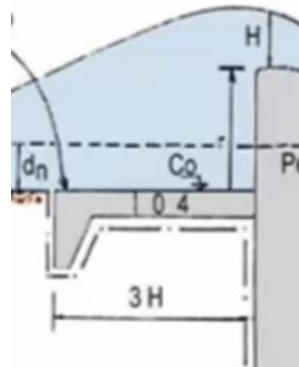
$$\text{Barraje Móvil: } 1.3(\text{Socavación}) = 1.3(8.70) = 11.31 \text{ m}$$

### 4.2. Enrocamiento aguas arriba

La longitud de enrocamiento aguas arriba dependerá del tirante de agua que haya por encima de la cresta de los barrajes.

**Figura 48**

Longitud de enrocamiento aguas arriba



*Nota.* Se muestran las variables involucradas en la fórmula, adaptado de “Diseño de Bocatomas” por Mansen, 2010

Entonces se tiene:

$$\text{Barraje Fijo: } 3(H) = 3(2.70) = 8.10 \text{ m}$$

$$\text{Barraje Móvil: } 3(H) = 3(3.16) = 9.48 \text{ m}$$

## 5. Diseño de la Bocatoma mediante modelos Empíricos

Como parámetros característicos del diseño se consideran los siguientes:

- Caudales de diseño: El dimensionamiento general de las estructuras hidráulicas se realizará con el caudal de máxima demanda (273.61 m<sup>3</sup>/s). Ahora bien, donde sea necesario será usado el caudal de captación (3.00 m<sup>3</sup>/s) y el caudal medio (13.00 m<sup>3</sup>/s).

Además de la premisa anterior, se tienen las siguientes premisas en cada uno de los elementos de la obra de derivación:

- Ventana de captación: La ventana posee una cota de vertido de 2291.22 m.s.n.m. con una altura de la ventana de 1.00 m. La longitud total de la ventana es de 4.00 m con un tajamar de 0.80 m intermedio, teniendo una longitud total de 4.80 m.
- Rejas: Se considera una obstrucción máxima durante la operación del 30%. Los barrotes serán de 1.00 in de ancho separados 50.00 mm entre ellos.

Los criterios de diseño para cada uno de los elementos son:

- Ventana de captación: Las dimensiones de la ventana de captación están limitadas principalmente por el tamaño necesario para mantener las velocidades recomendadas en las rejas.
- Rejas: La separación de los barrotes ha de ser tal que no pasen tamaños superiores a 5.00 cm (rejadas separadas 5.00 cm). La velocidad máxima de aproximación debe estar dentro de los rangos recomendados (0.60 - 1.00 m/s) igualmente con la velocidad de paso por las rejadas (0.40 - 0.75 m/s).

### 5.1. Reja de entrada

Se proyecta una reja de entrada con los siguientes objetivos:

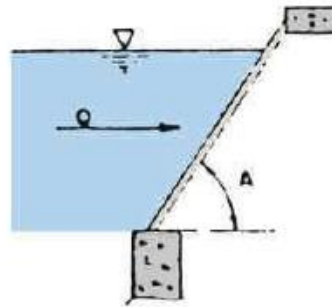
- Proteger a la obra civil de la posible llegada intempestiva de grandes objetos capaces de provocar obstrucciones en las distintas unidades de la instalación.
- Separar y evacuar fácilmente las materias voluminosas arrastradas por el río.
- Reducir la cantidad de broza que entra en la toma.

La captación tiene como finalidad el uso agrícola y aguas abajo no existen equipos electromecánicos con pasos pequeños (bombas hidráulicas, turbinas,) que puedan ser atorados o dañados por flotantes de gran tamaño; entonces, se opta por diseñar un enrejado único de gruesos, prescindiendo del enrejado de finos.

Por otro lado, la reja se diseña para realizar limpiezas manuales con rastrillo ya que se considera la existencia de un guardia encargado de la operación de los diferentes elementos electromecánicos, como las compuertas del barraje móvil o el correcto funcionamiento del desarenador aguas abajo, sin embargo, se opta por inclinar la reja para permitir, en el caso de que se estime necesario en el futuro, un equipo limpiarrejadas, de esta forma, la obra civil ya estará adaptada sólo para la compra e instalación de la máquina.

La inclinación tendrá una relación de 1:0.25 según Mansen Valderrama (2010), quedando de la siguiente manera:

**Figura 49**  
*Inclinación de la reja de entrada*



*Nota.* Se muestran las variables involucradas en la fórmula, adaptado de “Diseño de Bocatomas” por Mansen, 2010

Según lo anterior, se diseña una reja de  $70^\circ$  de inclinación y una separación entre barrotes de 50.00 mm. Los tamaños de flotantes inferiores a 50 mm no se consideran que puedan ser peligrosos, ya que la siguiente estructura con la que toparán son las compuertas planas de la estructura de control que son robustas, y también con la estructuras hidráulicas conocidas como poza tranquilizadora y desrripiador, si lo que accede son gravas que debido a turbulencias han podido pasar por el vertedor, estas pasarán por debajo de las compuertas sin generar daños y quedarán atrapadas en el canal del desrripiador, sin que puedan alcanzar (y por tanto dañar) el revestimiento del túnel; a efectos de cálculo hidráulico, el espesor de los barrotes será de 20.00 mm y con forma rectangular. (Mansen, 2010)

Para facilitar la entrada de agua, la ventana de captación tiene un ángulo de  $25^\circ$  con respecto al barraje móvil (canales de limpia) de forma que el flujo de agua no queda completamente perpendicular a la captación.

#### **5.1.1. Velocidades de paso por reja**

La ventana de captación se ha dimensionado para permitir unas velocidades de aproximación y velocidades de paso por las rejas acorde con las recomendaciones.

En el siguiente cuadro se muestran las recomendaciones incluidas en la referencia: “Obras hidráulicas rurales” del ingeniero Hernán Materon:

**Tabla 23**

*Recomendaciones generales para el diseño de la ventana de captación*

<b>Parámetros generales</b>		
Limpieza manual	A = 30° a 45° con la horizontal	
Limpieza mecánica	A = 45° a 90° con la horizontal	
<b>Velocidad a través de rejas limpias</b>		
Máxima	0.75	M/s
Mínima	0.4	M/s
<b>Tamaño de la barra</b>	limpieza	
	Manual	Mecánica
Ancho	0.5-1.5	0.5-1.5
Profundidad	2.5-7.5	2.5-7.5
Espaciamiento	2.5-5.0 cm	1.5-7.5 cm
Velocidad de aproximación	0.3-0.6 m/s	<b>0.6-1.0 m/s</b>
Perdida de carga máxima	15 cm	15 cm

*Nota.* Adaptado de “Obras hidráulicas rurales” por Materon, 1991

Teniendo esto en cuenta, las dimensiones de la ventana serán 4.80 m con un tajar de 0.80 m intermedio, y que la reja de la ventana tendrá barrotes que serán de 1.00 in de ancho separados 50.00 mm entre ellos.

Para el caudal de cálculo usaremos el caudal de captación de  $Q=3.00 \text{ m}^3/\text{s}$ , la velocidad de aproximación será igual al caudal dividido por la sección de la reja considerando que ésta se encuentra sin ningún tipo obstrucción ni muros separadores (área bruta). La velocidad de paso por la reja sería igual al caudal dividido por la superficie de paso de cada ventana descontando los huecos entre las rejas (área neta).

En la consideración de reja obstruida, la superficie bruta y neta se reducen en el porcentaje de obstrucción. Con ello se tienen las siguientes velocidades para el caudal máximo de diseño:

**Tabla 24**

*Velocidad de paso y aproximación en la reja*

Nomenclatura	Reja limpia	Reja obstruida	Descripción
V	1.154	1.648	Velocidad de paso en la reja.
v	0.625	0.893	Velocidad de aproximación.

*Nota.* Se aprecian las 4 velocidades necesarias para el diseño

### 5.1.2. Pérdida de carga en el paso por reja

La evaluación de la pérdida de carga en el paso por reja se realiza con cuatro metodologías distintas:

- Fórmula de Kirschmer
- Fórmula de Metcalf y Eddy
- Expresión de Creager
- Método de Bureau of Reclamation

Los datos de cálculo para las pérdidas son los siguientes:

**Tabla 25**  
*Valores de entrada para pérdidas de carga*

Descripción	Valor	Unidad
Separación entre barrotes	50	mm
Ancho del barrote	1	in
Ángulo de inclinación de la reja con respecto a la horizontal	70	°
Ángulo de inclinación de la reja con respecto al flujo de agua	25	°
Porcentaje de obstrucción o colmatación de la reja	30	%

*Nota.* Se aprecian los valores para el diseño final

#### 5.1.2.1. Fórmula de Metcalf y Eddy:

$$hf = 1.143 \cdot \left( \frac{V^2 - v^2}{2g} \right) \quad (52)$$

Siendo:

- V=Velocidad de paso por reja
- v=Velocidad de aproximación
- hf=Pérdida de carga en la reja

Las velocidades de paso por reja y de aproximación son las consideradas en el apartado anterior. Teniendo esto en cuenta se tienen las siguientes pérdidas de carga según la formulación de Metcalf y Eddy:

**Tabla 26**  
*Pérdidas de carga por Metcalf y Eddy*

Nomenclatura	Con reja libre	Con reja obstruida
V (m/s)	1.154	1.648
v (m/s)	0.625	0.893
hf (m)	0.055	0.112

*Nota.* Se logran ver los valores en m/s con reja libre y con reja obstruida

**5.1.2.2. Fórmula de Kirschmer:**

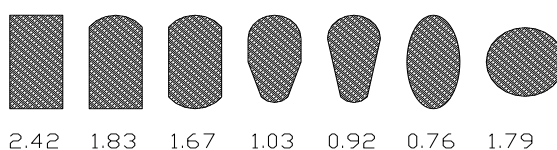
$$hf = k_r \cdot \left(\frac{t}{s}\right)^{4/3} \cdot \left(\frac{V^2}{2g}\right) \cdot \sin \alpha \quad (53)$$

Donde:

- $k_r$ : Factor de forma del barrote
- $t$ : Ancho de barrote
- $s$ : Separación entre barros
- $V$ : Velocidad de paso por las rejillas
- $\alpha$ : Ángulo de inclinación de la reja con respecto a la horizontal
- $\beta$ : Modificación de Monsonyi

Los factores de forma según el tipo de barros vienen dados según el siguiente gráfico:

**Figura 50**  
*Factor de forma para barros*



*Nota.* Adaptado de “Diseño de Bocatomas” por Mansen, 2010

Al tener esto en cuenta, y también, al tener las velocidades con rejas libres y obstruidas, se obtienen las pérdidas de carga en las rejas cuando en ellas se encuentra circulando el caudal de máxima demanda:

**Tabla 27**  
*Pérdidas de carga por Kirshchmer*

Nomenclatura	Con reja libre	Con reja obstruida
hf (m)	0.063	0.128

*Nota.* Se logran ver los valores con reja libre y con reja obstruida

### 5.1.2.3. Método de Creager y Justin

$$K = 1,45 - 0,45 \cdot \left(\frac{A_n}{A_b}\right) - \left(\frac{A_n}{A_b}\right)^2 \quad (54)$$

Siendo:

- An: Área neta (área de los huecos entre rejas)
- Ab: Área bruta (área sin considerar las rejas)
- K: Coeficiente de pérdidas
- $K \cdot v^2/2g$ : Pérdida total en m, siendo v la velocidad de paso en m/s.

Es por tal motivo, que se obtiene:

**Tabla 28**  
*Pérdidas de carga por Creager y Justin*

Nomenclatura	Con reja libre	Con reja obstruida
An (m2)	2.6	1.82
Ab (m2)	4.8	3.36
An/Ab	0.54	0.54
K	0.91	0.91
V (m/s)	1.15	1.65
$K \cdot v^2/2g$ (m)	0.062	0.126

*Nota.* Se logran ver los valores con reja libre y con reja obstruida, y cada uno con sus respectivas unidades

#### 5.1.2.4. Método del Bureau of Reclamation

$$hf = 1.32 \cdot \left[ \frac{t \cdot V}{s + t} \right] \cdot \sin \alpha \cdot \left[ \frac{1}{\sin \delta} \right]^{15/8} \quad (55)$$

Donde:

- t: espesor de los barrotes (pulgadas)
- s: separación entre barrotes (pulgadas)
- V: velocidad después de la rejilla (se adopta 1 m/s) (pies/sg)
- $\alpha$ : ángulo de inclinación de la reja con respecto a la horizontal
- $\delta$ : ángulo de inclinación de la reja con respecto al flujo de agua

Al tener en cuenta los anteriores parámetros se tiene:

**Tabla 29**  
*Pérdidas de carga por el Bureau of Reclamation*

Variable	SI	US
Ángulo del río con la ventana ( $\alpha$ )	25.00°	25.00°
Ángulo de inclinación de la reja ( $\delta$ )	70.00°	70.00°
Separación entre barras (s):	0.050 m	1.969 in
Espesor del barrote (t):	0.025 m	1.000 in
Velocidad después de rejilla(V):	1.00 m/s	3,285 ft/s
Pérdidas de carga:	0.018 m	0.693 in

*Nota.* Se aprecia la comparación de valores en el sistema internacional y el sistema americano

#### 5.1.2.5. Pérdida de carga final en la reja:

Con carácter conservador a efectos de diseño, la pérdida de carga elegida será el promedio de todas, redondeando al número mayor, por lo tanto, se tiene 8.50 cm de pérdida de carga.

### 5.2. Ventana de captación

#### 5.2.1. Capacidad de la ventana de captación

La ventana de captación, en el contexto de este proyecto, se define como una estructura que actúa como vertedero de pared delgada, diseñada para captar un caudal de

3 m<sup>3</sup>/s. Esta elección se fundamenta en la necesidad de optimizar la captación de agua, especialmente durante épocas de estiaje, donde su función se asemeja a la de un vertedero convencional; el diseño de la ventana se basa en especificaciones técnicas que garantizan su adecuado funcionamiento. (Krochin, 1986)

Se consideran tanto aspectos hidráulicos como hidrológicos, asegurando dimensiones apropiadas para el caudal de diseño y una configuración que minimice la pérdida de carga y optimice la captación del agua; además, se integra una reja de limpieza en la ventana para prevenir obstrucciones y garantizar un flujo continuo y libre de sedimentos. (Krochin, 1986)

La cota de vertido sobre el vertedero es de 2292.35 msnm, este vertedero funcionará sumergido, y se producirá una pérdida de carga  $z = 0.085$  m. Al final, pasando el vertedero se tendría un tirante de 1.915 m, sin embargo, para mejorar la pendiente del canal Desripiador se elevó el piso de este un total de 0.60 m teniendo un tirante de 1.315 metros.

Según Krochin (1986) para asegurarse que el vertedor tiene un funcionamiento de pared delgada debe de verificarse la relación  $e/H < 0.7$ :

$$\frac{e}{H} = \frac{0.50}{1.00} = 0.50 < 0.70$$

Según el autor, el coeficiente de vertido responde a la siguiente formulación:

$$Q = KSLH^{3/2} \quad (56)$$

También, según Krochin (1986) la ecuación debe de ser modificada para tener en cuenta la sumergencia. El coeficiente S de sumergencia afecta a la ecuación que a su vez también se ve afectada por el coeficiente K que es el coeficiente de pérdida debido a contracción lateral por barrotes:

$$Q = KSMbH^{3/2} \quad (57)$$

El coeficiente de descarga  $M_0$  se estima mediante la fórmula de Konovalov:

$$M_0 = \left[ 0,407 + \frac{0,045H}{H + y_1} \right] \cdot \left[ 1 + 0,285 \cdot \left( \frac{H}{H + y_1} \right)^2 \right] \cdot \sqrt{2g} \quad (58)$$

Resolviendo la fórmula de Konovalov, se obtiene:

$$M_0 = 2.038$$

El coeficiente de sumergencia se evalúa mediante la expresión de Bazin:

$$S = 1.05 \left( 1 + 0.2 \frac{h_n}{Y_1} \right)^3 \sqrt{\frac{Z_1}{H_0}} z = 0.673 \quad (59)$$

Resolviendo la expresión de Bazin, se obtiene:

$$S = 0.673$$

El coeficiente de pérdida debido a contracción lateral por barrotes es:

$$K = 0.850$$

Ahora, despejando la fórmula del vertedero, se tiene:

$$b = \frac{Q}{KSMH_0^{\frac{3}{2}}} \quad (60)$$

Reemplazando valores, y resolviendo se obtiene:

$$b = 2.57$$

A la longitud  $b$  se le tendrá que añadir los barrotes de la rejilla, entonces:

$$B = b + n * a \quad (61)$$

$$B = b + n \text{ de barrotes} * \text{ancho de barrote}$$

$$B = 3.90$$

La longitud  $B$  calculada es 3.90 m, para efectos prácticos el ancho de la ventana de captación será de 4.00 m. La distribución de la reja será de 51 barrotes con un espaciamiento de 50.00 mm. La longitud de la ventana viene impuesta también, por la necesidad de mantener unas velocidades de aproximación a las rejillas adecuadas.

### 5.3. Poza tranquilizadora

#### 5.3.1. *Diseño de la poza tranquilizadora*

Tras la ventana de captación y hasta el inicio del desarenador se ha diseñado la poza tranquilizadora. Esta poza se encontrará inundada hasta el nivel de operación. Ello hace que las velocidades sean bajas, funcione en régimen subcrítico y se produzcan pocas pérdidas por fricción. En la poza tranquilizadora la cota varía desde la 2291.950 msnm al comienzo hasta la 2293.265 msnm a la superficie libre de agua, lo que supone un tirante de 1.315 m; debido a este elevado tirante, las velocidades son pequeñas, lo que provocará sedimentación en el fondo, por lo que se ha diseñado un canal desrripiador de desagüe y de limpia de la cámara inmediatamente tras la ventana de captación. La longitud de la poza tranquilizadora será de 20 metros con una pendiente de 0.05%.

### 5.4. Desrripiador

#### 5.4.1. *Canal del desrripiador*

El canal desrripiador permitirá acumular los sedimentos de mayor tamaño que hayan podido atravesar el portal de toma y se sitúa detrás del mismo con una sección de 0.70 m de anchura por 0.30 m de altura, con una pendiente inicial de 1.77% y tendrá como longitud 11.28 metros hasta la compuerta de limpia; su limpieza, tanto en operación con la cámara de recepción llena como vacía se realizará a través de una compuerta mural de sección 0.70m x 1.00m posteriormente continuará el canal hasta llegar al caucel del río, es decir 31.55 m y con una pendiente de 3.8%, asegurando la velocidad necesaria para el arrastre de sedimentos. Para asegurar el arrastre de sedimentos se debe realizar la limpieza con el 20% del caudal de captación, es decir, 0.5458 m<sup>3</sup>/s. (Bureau of Reclamation, 2000)

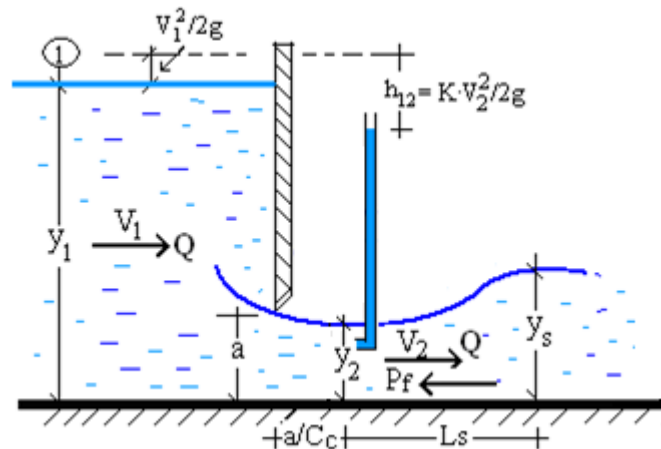
En estas condiciones, el caudal unitario de paso bajo compuerta depende directamente de la diferencia de energía existente a ambos lados de la compuerta. Esta diferencia de tirantes viene determinado aguas arriba a partir del nivel de operación menos las pérdidas de carga que se producen en la ventana de captación, aguas abajo viene determinada por la altura de agua en la galería en régimen permanente. (Sotélo, 2002)

Teniendo esto en cuenta, y gracias a esta diferencia de cargas aguas arriba respecto aguas abajo, al abrir la compuerta se produce un caudal que depende del grado de apertura de la misma.

El funcionamiento de la compuerta viene dado por el siguiente gráfico:

**Figura 51**

*Perfil hidráulico de compuertas sumergidas*



*Nota.* Se aprecia que el agua fluye de izquierda a derecha resaltando la pérdida de carga por orificios

Aguas arriba existirá un tirante  $y_1$  y una velocidad de aproximación de  $v_1$ . Siendo la energía aguas arriba igual a  $E_1 = y_1 + v_1^2/2g$ .

Aguas abajo, ya en su unión con el segundo tramo del canal, el tirante existente viene también dado para cada caudal de cálculo y toma el valor de  $y_3$ , con una velocidad  $v_3$  y con una energía aguas abajo de  $E_3 = y_3 + v_3^2/2g$  siendo así la pérdida de energía debida a la compuerta igual a  $E_1 - E_3$ . (Marbello, 2005)

Teóricamente, se producirá una descarga libre en el caso de que el salto hidráulico provocado por las compuertas ( $y_s$ ) sea superior o igual al tirante aguas abajo ( $y_3$ ). En caso contrario el régimen de funcionamiento sería sumergido.

Ahora bien, Swamee (1992) propuso la siguiente expresión:

$$\frac{y_1}{a} \geq 0,81 \left( \frac{y_3}{a} \right)^{1,72} \quad (62)$$

Si se cumple esta expresión, la descarga será libre, en caso contrario, la descarga es sumergida; dado que esta transición de un régimen a otro, como se ha comentado, se produce cuando  $y_s$  es igual a  $y_3$ , despejando de la ecuación anterior se tiene el valor del tirante conjugado del salto hidráulico  $y_s$ :

$$\frac{y_3}{a} = \frac{y_s}{a} = \left( \frac{1}{0,81} \cdot \frac{y_1}{a} \right)^{\frac{1}{1,72}} \quad (63)$$

Así, siempre que  $y_3$  sea superior a  $y_s$ , la descarga será sumergida y en caso contrario la descarga será en régimen de descarga libre.

Caso  $y_s > y_3$ : Régimen de descarga libre

Para régimen de descarga libre, el caudal que desagua la compuerta en función del tirante aguas arriba y del tirante aguas abajo; si asumimos pérdidas en las compuertas, estas vienen dadas por el coeficiente de velocidad según la expresión de Gibson (Alonzo, 2013) para compuertas verticales rectas:

$$C_v = 0.96 + 0.0979 \cdot \frac{a}{y_1} \quad (64)$$

(Con  $C_v$  siempre menor que 1)

Y la fórmula del tirante conjugado viene dado por la expresión:

$$\frac{y_s}{a} = \frac{C_c}{2} \left( \sqrt{1 + \frac{16}{\frac{C_c a}{y_1} \left(1 + \frac{C_c a}{y_1}\right)} - 1} \right) \left( 0.96 + 0.0979 \cdot \frac{a}{y_1} \right) \quad (65)$$

Resolviendo esta ecuación y para el tirante conjugado de cálculo se tendría el coeficiente de contracción  $C_c$  en descarga libre.

El caudal de descarga por la compuerta viene dado por la expresión:

$$q = \frac{Q}{b} = C_d a \sqrt{2gy_1} \quad (66)$$

Y el coeficiente de descarga  $C_d$  para el coeficiente de contracción y el coeficiente de velocidad viene dado por la expresión:

$$C_d = \frac{C_v C_c}{\sqrt{1 - (C_v C_c)^2 \left(\frac{a}{y_1}\right)^2}} \sqrt{1 - \frac{C_c a}{y_1}} \quad (67)$$

En este caso la descarga es libre, por lo que usaremos las ecuaciones antes mencionadas.

Datos de partida:

$$Q = 0.5458 \frac{m^3}{s}$$

$$b = 0.70 \text{ m}$$

$$y_1 = 1.325 \text{ m}$$

$$q = \frac{Q}{b} = 0.780 \frac{m^2}{s}$$

Para empezar los cálculos, se inicia con un coeficiente de descarga asumido,  $C_d=0.61$  entonces tendremos nuestro primer valor de a:

$$C_d = 0.611 * \left( \frac{y_1 - a}{y_1 + 15a} \right)^{0.072} \quad (68)$$

$$a = 0.277 \text{ m}$$

Ahora, con el valor de “a” se hallará el primer coeficiente de descarga calculado:

$$C_d = 0.5316 * \left( \frac{y_1}{a} \right)^{0.0516}$$

$$C_d = 0.701$$

Es así, donde se inicia el proceso iterativo, hasta que el coeficiente de descarga y el valor de a se estabilice teniendo:

$$a = 0.282 \text{ m}$$

$$C_d = 0.701$$

Con el valor de a calculado se tiene la relación:

$$\frac{y_1}{a} = 4.696$$

La relación anterior será útil para calcular  $y_s$ , entonces:

$$\frac{y_s}{a} = \left( \frac{y_1}{0.81 * a} \right)^{\frac{1}{1.72}}$$

$$\frac{y_1}{a} \geq 0.81 \left( \frac{y_s}{a} \right)^{1.72}$$

$$\frac{y_1}{a} = 4.696 \qquad 0.81 \left( \frac{y_s}{a} \right)^{1.72} = 4.696$$

$$\frac{y_s}{a} = 2.78$$

El coeficiente de velocidad será:

$$C_v = 0.96 + 0.0979 \frac{a}{y_1} \qquad (69)$$

Resolviendo, se tiene:

$$C_v = 0.981$$

Ahora se inician con las correcciones finales; de la expresión:

$$\frac{y_s}{a} = \frac{C_c}{2} \left( \sqrt{1 + \frac{16}{\frac{C_c a}{y_1} \left( 1 + \frac{C_c a}{y_1} \right)} - 1} \right) \left( 0.96 + 0.0979 \cdot \frac{a}{y_1} \right)$$

Se tiene el coeficiente de contracción:

$$C_c = 0.580$$

El coeficiente de descarga será:

$$C_d = \frac{C_v C_c}{\sqrt{1 - (C_v C_c)^2 \left( \frac{a}{y_1} \right)^2}} \sqrt{1 - \frac{C_c a}{y_1}}$$

$$C_d = 0.537$$

Con estos 2 coeficientes corregidos tendremos el valor de “a” final:

$$a = 0.285 \text{ m}$$

El coeficiente de velocidad de la misma manera:

$$C_v = 0.96 + 0.0979 \frac{a}{y_1}$$

$$C_v = 0.981$$

Y el caudal de descarga de compuerta corregido:

$$q = C_d * a * \sqrt{2 * g * y_1}$$

$$q = 0.780 \frac{m^2}{s}$$

El cuál es el mismo de las condiciones iniciales, en otras palabras, los cálculos son correctos.

Teniendo todos los coeficientes y valores corregidos, será sencillo obtener las velocidades finales:

$$v_2 = \frac{C_v}{\sqrt{1 + \frac{C_c * a}{y_1}}} * \sqrt{2 * g * y_1} \quad (70)$$

Resolviendo, se tiene:

$$v_2 = 4.716 \frac{m}{s}$$

$$v_1 = C_c * \frac{a}{y_1} * v_2$$

$$v_1 = 0.588 \frac{m}{s}$$

El  $y_3$  será calculado con el tirante conjugado y la velocidad 3 con la ecuación de la continuidad.

$$y_3 = \frac{-y_2}{2} + \sqrt{\frac{y_2^2}{4} + \frac{2 * v_2^2 * y_2}{g}}$$

$$y_3 = 0.787 \text{ m}$$

De la ecuación de la continuidad:

$$v_3 = \frac{Q}{(b + z * y_3) * y_3}$$

$$v_3 = 0.991 \frac{m}{s}$$

Estos cálculos serán válidos para la primera iteración, sin embargo, el tirante inicial  $y_1$  debe ser modificado con el valor final de “a” de la primera iteración, hasta que se establezca el valor de “a”.

Ahora para la iteración final y para los datos finales de diseño se tiene:

$$C_d = 0.611 * \left( \frac{y_1 - a}{y_1 + 15a} \right)^{0.072}$$

$$a = 0.253 \text{ m}$$

Ahora, con el valor de “a” se hallará el primer coeficiente de descarga calculado:

$$C_d = 0.5316 * \left( \frac{y_1}{a} \right)^{0.0516}$$

$$C_d = 0.707$$

Iterando hasta que el coeficiente de descarga y el valor de a se establezca teniendo:

$$a = 0.253 \text{ m}$$

$$C_d = 0.553$$

Con el valor de a calculado se tiene la relación:

$$\frac{y_1}{a} = 6.275$$

La relación anterior será útil para calcular  $y_s$ , entonces:

$$\frac{y_s}{a} = \left( \frac{y_1}{0.81 * a} \right)^{\frac{1}{1.72}}$$

$$\frac{y_1}{a} \geq 0.81 \left( \frac{y_s}{a} \right)^{1.72}$$

$$\frac{y_1}{a} = 6.275 \quad 0.81 \left( \frac{y_s}{a} \right)^{1.72} = 6.275$$

$$\frac{y_s}{a} = 3.29$$

El coeficiente de velocidad será:

$$C_v = 0.96 + 0.0979 \frac{a}{y_1}$$

$$C_v = 0.976$$

Ahora se inician con las correcciones finales; de la expresión:

$$\frac{y_s}{a} = \frac{C_c}{2} \left( \sqrt{1 + \frac{16}{\frac{C_c a}{y_1} \left( 1 + \frac{C_c a}{y_1} \right)}} - 1 \right) \left( 0.96 + 0.0979 \cdot \frac{a}{y_1} \right)$$

Se tiene el coeficiente de contracción:

$$C_c = 0.580$$

El coeficiente de descarga será:

$$C_d = \frac{C_v C_c}{\sqrt{1 - (C_v C_c)^2 \left(\frac{a}{y_1}\right)^2}} \sqrt{1 - \frac{C_c a}{y_1}}$$

$$C_d = 0.541$$

Con estos 2 coeficientes corregidos tendremos el valor de “a” final:

$$a = 0.258 \text{ m}$$

El coeficiente de velocidad de la misma manera:

$$C_v = 0.96 + 0.0979 \frac{a}{y_1}$$

$$C_v = 0.976$$

Y el caudal de descarga de compuerta corregido:

$$q = C_d * a * \sqrt{2 * g * y_1}$$

$$q = 0.780 \frac{\text{m}^2}{\text{s}}$$

El cuál es el mismo de las condiciones iniciales, en otras palabras, los cálculos son correctos.

Teniendo todos los coeficientes y valores corregidos, será sencillo obtener las velocidades finales:

$$v_2 = \frac{C_v}{\sqrt{1 + \frac{C_c * a}{y_1}}} * \sqrt{2 * g * y_1}$$

$$v_2 = 4.716 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$v_1 = C_c * \frac{a}{y_1} * v_2$$

$$v_1 = 0.491 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

El  $y_3$  será calculado con el tirante conjugado y la velocidad 3 con la ecuación de la continuidad.

$$y_3 = \frac{-y_2}{2} + \sqrt{\frac{y_2^2}{4} + \frac{2 * v_2^2 * y_2}{g}}$$

$$y_3 = 0.838 \text{ m}$$

$$v_3 = \frac{Q}{(b + z * y_3) * y_3}$$

$$v_3 = 0.931 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Ahora con los datos finales se inicia el cálculo del canal desrripador.

Cálculo del canal desrripador:

$$Q = 0.5458 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$b = 0.7 \text{ m}$$

$$n = 0.015$$

$$i = 3.8\%$$

$$z = 0.0$$

Cálculo del tirante normal:

$$\frac{Q * n}{i^{\frac{1}{2}}} = \frac{((b + z * h_1) * h_1)^{\frac{5}{3}}}{(b + 2 * h_1 * \sqrt{1 + z^2})^{\frac{2}{3}}} \quad (71)$$

Resolviendo:

$$h_1 = 0.224 \text{ m}$$

Entonces:

Perímetro Mojado:

$$P = 2 * h_1 * \sqrt{1 + z^2} \quad (72)$$

$$P = 0.448 \text{ m}$$

Área Mojada:

$$s = (b + z * h_1) * h_1 \quad (73)$$

$$s = 0.16 \text{ m}^2$$

Base:

$$b = b + 2 * z * h_1 \quad (74)$$

$$b = 0.70 \text{ m}$$

Radio Hidráulico:

$$R_h = \frac{s}{P} \quad (75)$$

$$R_h = 0.35 \text{ m}$$

Velocidad del Canal:

$$v = \frac{Q}{s} \quad (76)$$

$$v = 3.48 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Número de Froude

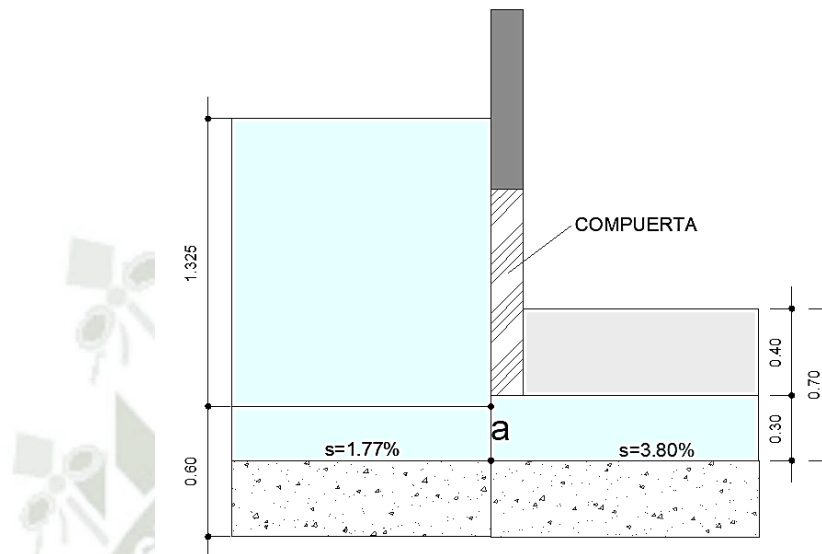
$$f = \frac{v}{\sqrt{g * \frac{s}{b}}} \quad (77)$$

$$f = 2.346$$

Entonces se tendrá la siguiente configuración:

**Figura 52**

*Corte de la compuerta del canal desrripador*



*Nota.* Figura realizada para esquematizar la compuerta diseñada

## 5.5. Diseño del barraje móvil

### 5.5.1. Velocidad requerida

El canal de limpia es la estructura que permite reducir la cantidad de sedimentos que trata de ingresar al canal de derivación, así como la eliminación del material de arrastre que se acumula delante de las ventanas de captación. Su ubicación es paralela al del río y formando un ángulo de 25° con el eje de la captación.

En referencia al material que se acumula en el canal de limpia, el flujo existente en el canal debe tener una velocidad ( $V_o$ ) capaz de arrastrar estos sedimentos depositados. La magnitud de  $V_o$  está dada por la siguiente fórmula:

$$V_o = 1.5 * c * d^{1/2} \quad (78)$$

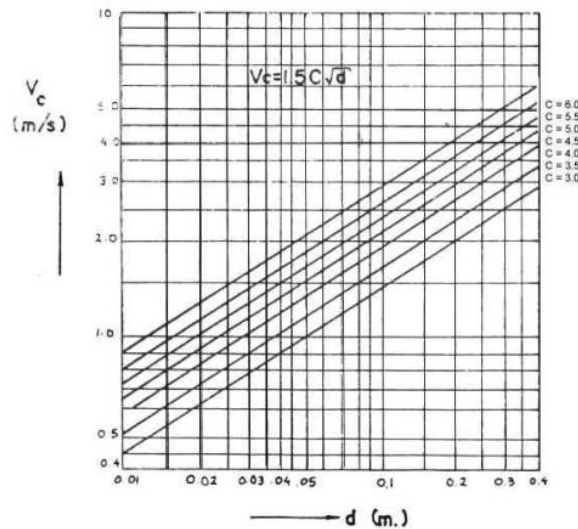
Donde:

- $V_o$ : es la velocidad requerida para iniciar el arrastre.
- $C$ : coeficiente en función del tipo de material; siendo 3.2 para arena y grava redondeada y 3.9 para sección cuadrada; de 4.5 a 3.5 para mezcla de arena y grava.
- $d$ : diámetro del grano mayor.

La figura siguiente presenta una gráfica de la ecuación anterior:

**Figura 53**

*Relación entre velocidad de arrastre y diámetro mayor*



*Nota.* Adaptado de “Diseño de bocatomas” por Arbulú, 2023

Operando con los valores adoptados en el caso de la bocatoma, se tiene:

$$V_o = 3.375 \frac{m}{s}$$

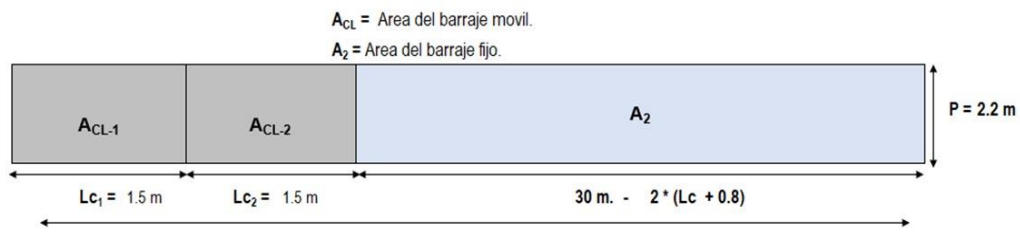
### 5.5.2. Ancho de los canales de limpia

El ancho del canal de limpia dependerá del caudal de máximas avenidas, la dimensión del azud y de las dimensiones de los tajamares. Los tajamares tendrán una longitud de 0.80 m. Como datos iniciales se tiene que por relación de áreas entre el barraje fijo y el barraje móvil se debe cumplir:

$$A_{limpia} = \frac{A_{azud}}{10} \quad (79)$$

Esto quiere decir que el área hidráulica del canal de limpia debe tener una relación de 1/10 del área ocupada por el aliviadero:

**Figura 54**  
*Distribución de áreas con el criterio 1/10*



*Nota.* El área  $A_{cl-1}$  y  $A_{cl-2}$  corresponde al barraje móvil, dividido en dos secciones iguales de 1.5 m de ancho y 2.2 m de alto. El área  $A_2$  representa el barraje fijo, cuyo ancho se obtiene restando a los 30 m totales el doble de la suma entre la longitud de cada barraje móvil y 0.8 m.

Se calcula la longitud de compuertas:

$$2.2 * 2Lc = \frac{1}{10} * (30 - 2 * (Lc + 0.8)) * 2.2 \quad (80)$$

$$Lc = 1.29 \text{ m}$$

Se redondeará la longitud de compuerta a una medida de uso comercial:

$$Lc = 1.50 \text{ m}$$

Ahora calculamos la longitud del barraje:

$$Lb = 30 - 2 * (Lc + 0.8) \quad (81)$$

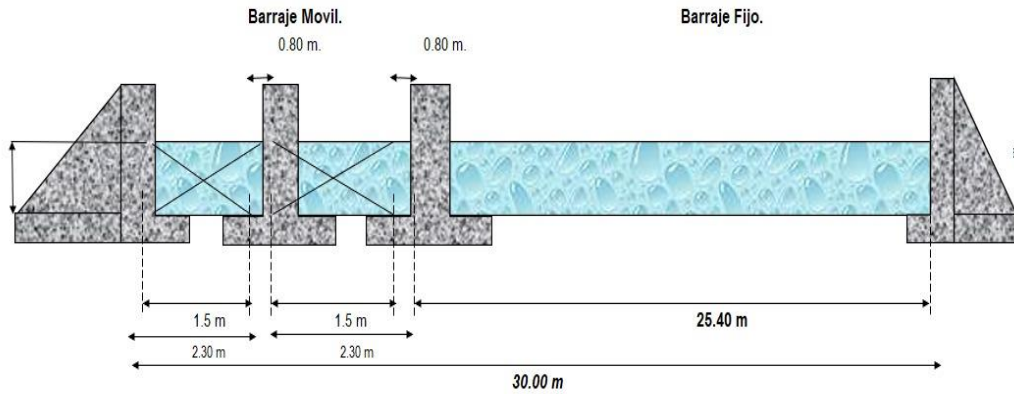
$$Lb = 25.40 \text{ m}$$

La comprobación de si las dimensiones calculadas son correctas se realiza con el caudal de máximas avenidas  $273.61 \text{ m}^3/\text{s}$

De acuerdo con la ecuación de la continuidad se debe conservar el caudal a lo largo del barraje fijo y del barraje móvil. Se observa un esquema rápido de la distribución hidráulica, de donde se obtendrá los datos necesarios para la comprobación de caudales.

**Figura 55**

*Resumen de resultados para la distribución de áreas para BF y BM*



*Nota.* La estructura se compone de un barraje móvil con dos compuertas de 1.5 m de ancho, separadas por elementos verticales de 0.80 m, y un barraje fijo de 25.40 m. Las dimensiones mostradas permiten identificar la disposición de los elementos estructurales y el paso del flujo

Ahora bien, recordando lo que Bureau of Reclamation (2000) explica, se sabe que:

Caudal que pasa por el azud:

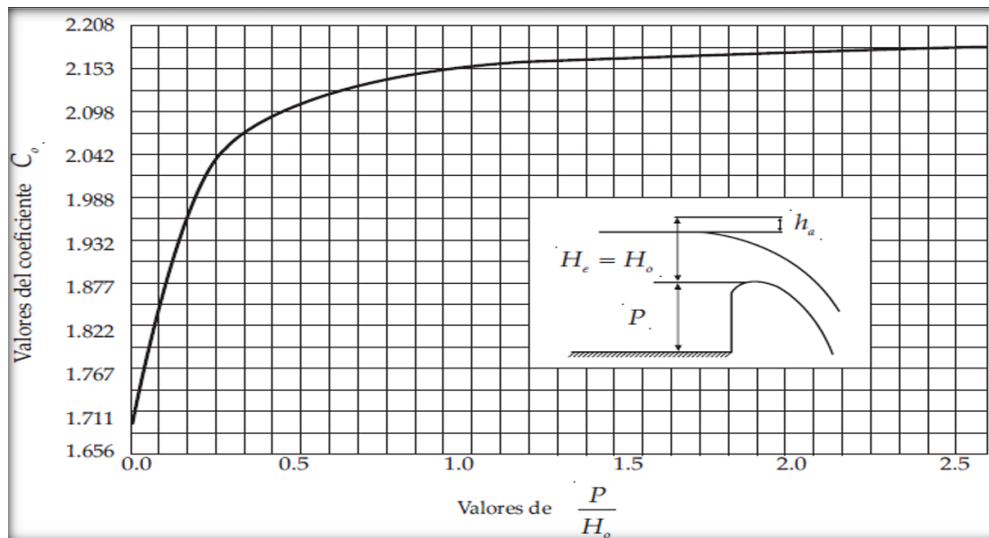
$$Q_B = CL_B H^2 \quad (82)$$

Caudal que pasa por el barraje móvil:

$$Q_{CL} = CL_{cl} H^2 \quad (83)$$

Donde los coeficientes “C” vienen de la relación entre la altura del azud y la carga de agua sobre él. Se usará los ábacos recomendados por el libro DISEÑO DE PEQUEÑAS PRESAS de Bureau of Reclamation.

**Figura 56**  
*Ábaco para el coeficiente de descarga*



*Nota.* Adaptado de “Diseño de pequeñas presas” por Bureau of Reclamation, 2000

Entonces para el azud se tiene:

$$C = 2.13$$

$$L_B = 25.40 \text{ m}$$

$$H = 2.553 \text{ m}$$

$$Q_B = 220.755 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

De la misma manera para el barraje móvil:

$$C = 1.70$$

$$L_B = 1.5 \text{ m}$$

$$H = 4.753 \text{ m}$$

$$Q_{CL} = 26.43 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

De lo anterior, se logra deducir que:

$$2 * Q_{CL} + Q_B = Q_{max} \quad (84)$$

Reemplazando y resolviendo se llega a:

$$273.61 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = Q_{max}$$

### **5.5.3. Estudio hidráulico del barrage móvil**

El barrage móvil, desempeña un papel fundamental en las obras de captación, como bocatomas y presas, al regular el flujo de agua y evitar la entrada de sedimentos u otros materiales que puedan obstruir los sistemas de conducción y tratamiento de agua.

En cuanto al diseño del barrage móvil, se basa en principios hidráulicos y estructurales para asegurar su eficacia y durabilidad; se consideran factores como la geometría y dimensiones de la estructura, los materiales de construcción, los dispositivos de regulación del flujo y el sistema de limpieza; las dimensiones se determinan en función del caudal de máximas avenidas y las características hidráulicas del sitio, mientras que los materiales utilizados deben ser resistentes a la corrosión y al desgaste; al diseñar un barrage móvil, es fundamental considerar la eficiencia hidráulica, la seguridad estructural y la facilidad de mantenimiento y operación. (Mansen, 2010)

Según este diseño, inmediatamente después del vertedero tipo Creager se encuentra la poza de disipación. En cuanto al diseño de la poza de disipación, se consideran varios aspectos fundamentales para su funcionamiento óptimo; la geometría de la poza, incluyendo su profundidad, anchura y longitud, se diseña de manera que permita una adecuada disipación de energía y una distribución uniforme del flujo; además, se utilizan materiales resistentes y duraderos en la construcción de la poza, teniendo en cuenta las condiciones hidráulicas y ambientales del entorno. (Bureau of Reclamation, 2000)

Al diseñar una poza de disipación, es esencial considerar la hidráulica del flujo de agua, la estabilidad estructural y la funcionalidad a largo plazo; una poza bien diseñada y construida garantiza una disipación efectiva de la energía cinética del flujo, reduciendo así el riesgo de erosión y asegurando la integridad del canal y las estructuras aguas abajo. (Bureau of Reclamation, 2000)

### **5.5.4. Perfil del azud barrage móvil**

Según Rocha (2007) para determinar la elevación de la cresta necesitaremos recurrir a las ecuaciones de tirante crítico para una sección rectangular.

Donde  $q$  es el caudal unitario, definido por:

$$q = \frac{Q}{L} \quad (85)$$

Y el tirante crítico es:

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (86)$$

Donde:

$$Q = \text{caudal en avenidas máximas} \frac{m^3}{s}$$

$$L = 3.00 \text{ m}$$

$$Y_c = 3.163$$

Entonces el tirante crítico correspondería al valor de  $H_d$

Con el cálculo del tirante crítico, se puede hallar  $A_c$ ,  $V_c$ , y  $H_v$ , evidentemente mediante iteraciones:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \quad (87)$$

Reemplazando:

$$\frac{A^3}{T} = \frac{((b + zy)y)^3}{b + 2zy} \quad (88)$$

Se tiene:

$$\frac{Q^2}{g} = 284.776$$

$$\frac{A^3}{T} = 284.776$$

$$A_c = 9.849 \text{ m}^2$$

Se halla la velocidad mediante la ecuación de la continuidad:

$$V_c = \frac{Q}{A_c}$$

$$V_c = 5.570 \frac{m}{s}$$

Luego se determina la carga de velocidad:

$$h_{vc} = \frac{v^2}{2g} = H_v$$

$$h_{vc} = 1.581 \text{ m}$$

Posteriormente, se sabe que  $H_e$  para el inicio de la descarga libre se determina de la siguiente manera:

$$H_e = H_d + H_v \quad (89)$$

Reemplazando valores:

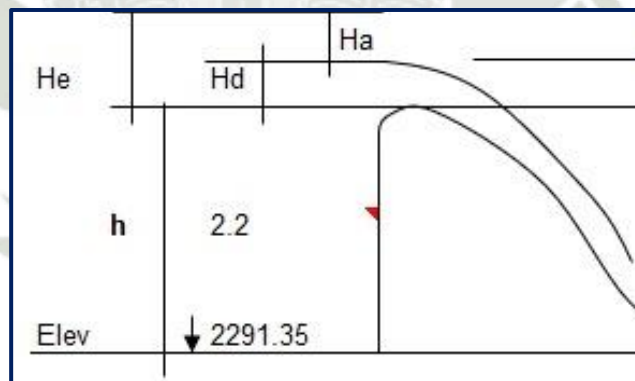
$$H_e = Y_c + H_v$$

$$H_e = 3.163 \text{ m} + 1.581 \text{ m}$$

$$H_e = 4.744 \text{ m}$$

Este será el valor calculado de  $H_e$ . Se necesita la elevación  $H_e$ .

**Figura 57**  
*Corte longitudinal para el perfil del azud*



*Nota.* Se aprecia la cota inicial m.s.n.m. para el nivel del piso terminado inmediatamente antes de la estructura hidráulica

Ahora bien, una vez se tienen las elevaciones del azud, se necesita dibujar el perfil del vertedero tipo creager, para ello se recurre a la ecuación general:

$$x^n = KH_d^{n-1}y \quad (90)$$

**Tabla 30**

*Coefficientes dependientes del perfil del cimacio para el barraje móvil*

K	n
2	1.85
1.936	1.836
1.939	1.81
1.873	1.776

*Nota.* Se aprecia que los valores, sin bien son distintos, no presentan diferencias significativas.

Aunque existen diversos valores para los coeficientes K y n, empleados en la representación del perfil del cimacio de un barraje fijo o azud, múltiples autores coinciden en que dichas variaciones tienen un impacto mínimo en el trazado de la curva; por ello, los valores K= 2 y n=1.85 son ampliamente aceptados como una solución generalizada, ya que simplifican los cálculos sin comprometer la precisión en la gran mayoría de los casos, aproximadamente 99% de ellos. (Ortega & Izurieta, 2012)

Por lo tanto, se tiene:

$$x^{1.85} = 2H_d^{0.85}y \quad (91)$$

Despejando Y:

$$y = \frac{x^{1.85}}{5.32} \quad (92)$$

Con esta ecuación se puede graficar el azud aguas abajo, tomando en cuenta el punto (0;0) como el punto más alto:

**Tabla 31**

*Pares ordenados para dibujar la curva del azud aguas abajo*

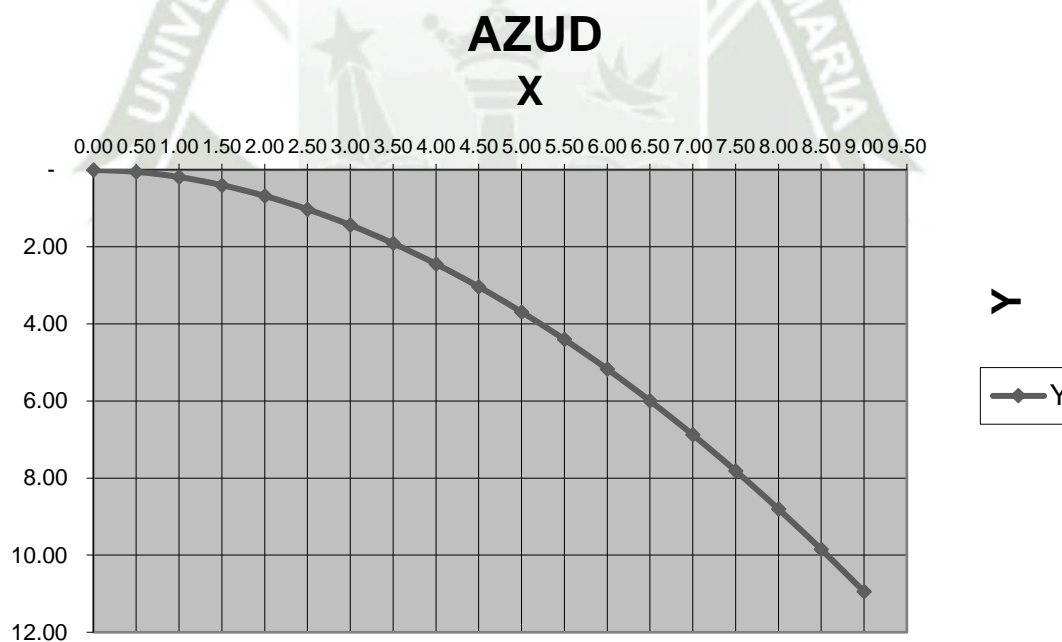
X	Y
0.00	-
0.50	0.05
1.00	0.19
1.50	0.40
2.00	0.68
2.50	1.02
3.00	1.43
3.50	1.91
4.00	2.44

4.50	3.04
5.00	3.69
5.50	4.40
6.00	5.17
6.50	5.99
7.00	6.88
7.50	7.81
8.00	8.80
8.50	9.85
9.00	10.95

*Nota.* Los valores mostrados corresponden a pares ordenados (x, y) que definen el contorno del perfil del azud en su sección aguas abajo. La coordenada x avanza uniformemente cada 0.50 m, mientras que los valores de y y representan la elevación del perfil y varían según la ecuación específica del diseño.

**Figura 58**

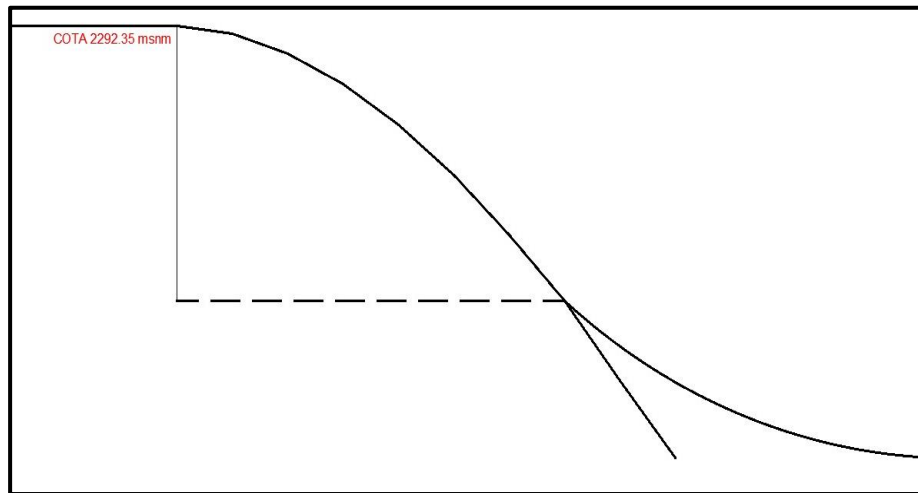
*Gráfico de coordenadas para el azud del barraje móvil aguas abajo*



*Nota.* Se logra visualizar que el plano cartesiano está distribuido en “x” cada 0.50 unidades y “y” cada 2.00 unidades

Teniendo una configuración del perfil de la estructura siguiente:

**Figura 59**  
*Perfil final del azud del barrage móvil*

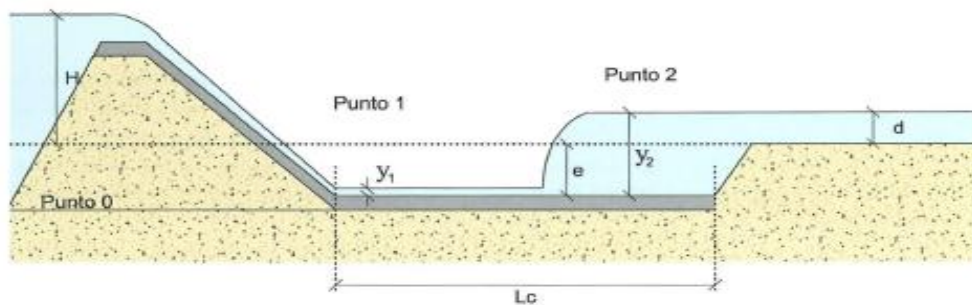


*Nota.* Se aprecia que la curva sigue hacia abajo, sin embargo, se añade una curva invertida en ese punto del azud, esta curva invertida se recomienda que sea de metal para evitar la erosión.

#### 5.5.5. Poza de disipación barrage móvil

Considerando el plano de reposición de referencia, para estas condiciones de contorno, se calcula la longitud y características del cuenco.

**Figura 60**  
*Perfil hidráulico del barrage móvil*



*Nota.* Se evidencian las partes más importantes del barrage móvil (la cresta del azud y la poza de disipación)

Para la poza de disipación se usarán los mismos datos del azud, quiere decir que como datos de entrada se tiene:

**Tabla 32**

*Datos de entrada para el diseño de la poza de disipación del barraje móvil*

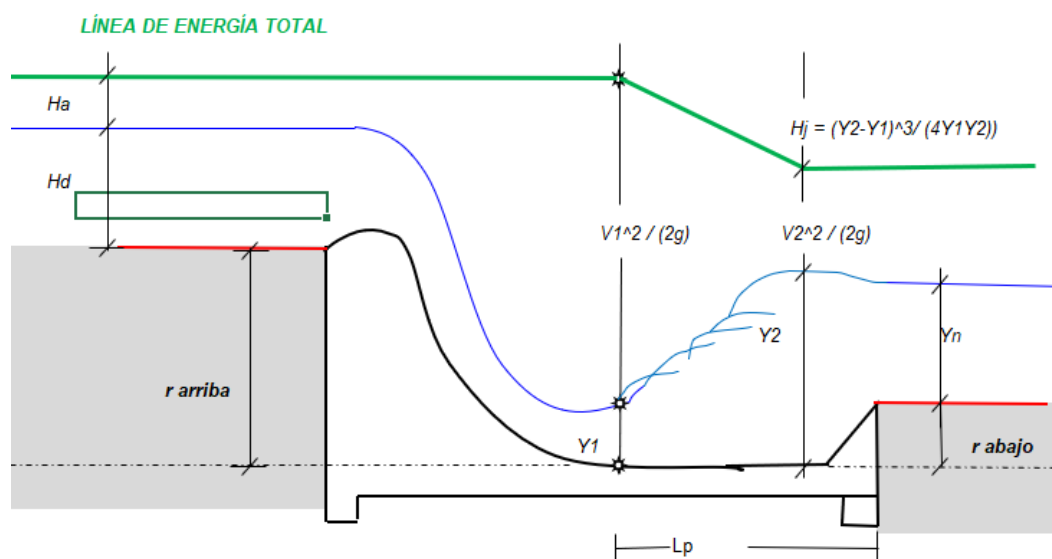
Variables	Magnitud
L	3.00 m
Q max	52.86 m <sup>3</sup> /s
C	1.70
Hd	3.16 m
$V_a = Q / (LH_e)$	5.57 m <sup>3</sup> /s
Ha	1.58 m
He	4.74 m
$V_a = Q / (LH_d)$	1.84 m/s
Ha	0.17 m
Hd	2.99 m
n	0.01
Z	0.00
S	0.02

*Nota.* Se deben tomar en cuenta las unidades de cada una de las magnitudes, estas deben ser homogenizadas para evitar errores de cálculo.

Para poder calcular la longitud de la poza de disipación será necesario comprender que el concepto de resalto hidráulico está muy arraigado con esta estructura hidráulica, puesto que tiene la siguiente configuración:

**Tabla 33**

*Configuración general resalto hidráulico para el barraje móvil*



*Nota.* Es visible que en el barraje móvil no existe una elevación inicial como en el barraje fijo

En primer lugar, será necesario el cálculo del tirante normal:

$$\frac{Q * n}{s^{\frac{1}{2}}} = \frac{((b + z * y_n) * y_n)^{\frac{5}{3}}}{(b + 2 * y_n * \sqrt{1 + z^2})^{\frac{2}{3}}} \quad (93)$$

Despejando y resolviendo se llega a:

$$y_n = 1.88 \text{ m}$$

Una vez hallado el tirante normal se puede iniciar el proceso de iteración para obtener los datos necesarios en el diseño:

**Tabla 34**

*Iteraciones para la poza de disipación del BM energía en “cero”*

N°	r arriba asumido	Y1	V1 <sup>2</sup> /2g	V1	Y1 cal	Eo
1.00	0.50	0.10	5.14	10.05	1.75	5.24
2.00	4.21	1.75	7.21	11.89	1.48	8.96
3.00	4.86	1.48	8.12	12.62	1.40	9.60
4.00	5.09	1.40	8.44	12.87	1.37	9.84
5.00	5.17	1.37	8.54	12.95	1.36	9.91
6.00	5.19	1.36	8.58	12.97	1.36	9.94
7.00	5.20	1.36	8.59	12.98	1.36	9.95
8.00	5.20	1.36	8.59	12.98	1.36	9.95
9.00	5.20	1.36	8.59	12.98	1.36	9.95
10.00	5.20	1.36	8.59	12.98	1.36	9.95

*Nota.* Se evidencia que la energía en el punto “cero” Eo va aumentando progresivamente hasta igualarse con el de las energías E1 y E2

**Tabla 35**

*Iteraciones para la poza de disipación del BM energía en “uno” y “dos”*

N°	E1	Y2	r calculado aguas abajo	Hj	V2	V2 <sup>2</sup> /2g	E2
1.00	6.90	5.19	3.31	1.12	3.39	0.59	6.90
2.00	8.69	5.84	3.96	2.39	3.02	0.47	8.69
3.00	9.51	6.07	4.19	3.01	2.90	0.43	9.51
4.00	9.81	6.15	4.27	3.24	2.87	0.42	9.81
5.00	9.90	6.17	4.29	3.32	2.85	0.42	9.90
6.00	9.94	6.18	4.30	3.34	2.85	0.41	9.94

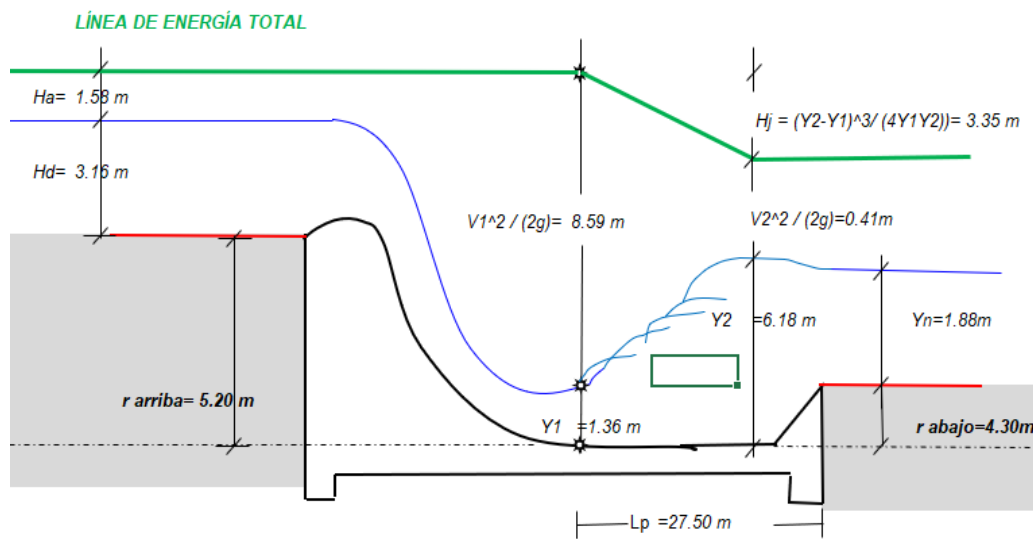
7.00	9.94	6.18	4.30	3.35	2.85	0.41	9.94
8.00	9.95	6.18	4.30	3.35	2.85	0.41	9.95
9.00	9.95	6.18	4.30	3.35	2.85	0.41	9.95
10.00	9.95	6.18	4.30	3.35	2.85	0.41	9.95

*Nota.* Se evidencia que la energía en el punto “uno” E1 y la energía en punto “dos” convergen con la energía en el punto “cero” Eo .

**5.5.6. Configuración final del barraje móvil**

**Figura 61**

*Configuración final del barraje móvil*



*Nota.* Es visible que la energía en el punto “cero” se iguala con la energía del punto “uno” y a su vez estas se igualan con la energía en el punto “dos” (considerando las pérdidas de energía en el resalto hidráulico)

Según el Bureau of Reclamation (2000) la longitud de la poza de disipación será definida por los tirantes conjugados Y1 y Y2 de la siguiente manera:

- Criterio número 1:

$$L = 2.5 * (1.9 * Y2 - Y1) \tag{94}$$

$$L = 25.98\text{ m}$$

- Criterio número 2:

$$L = 6 * (Y2 - Y1) \quad (95)$$

$$L = 28.96 \text{ m}$$

Promediando las longitudes del salto hidráulico se tiene:

$$L \text{ promedio} = 27.47 \text{ m}$$

$$L \text{ asumido} = 27.50 \text{ m}$$

### 5.5.7. Estudio hidráulico de las compuertas del barraje móvil

La descarga libre bajo cada compuerta se ha calculado mediante los criterios U.S. Army of Engineers (Hydraulic design criteria) y del Bureau of Reclamation (Design of Small Dams). La expresión utilizada para la comprobación de la capacidad hidráulica es la siguiente:

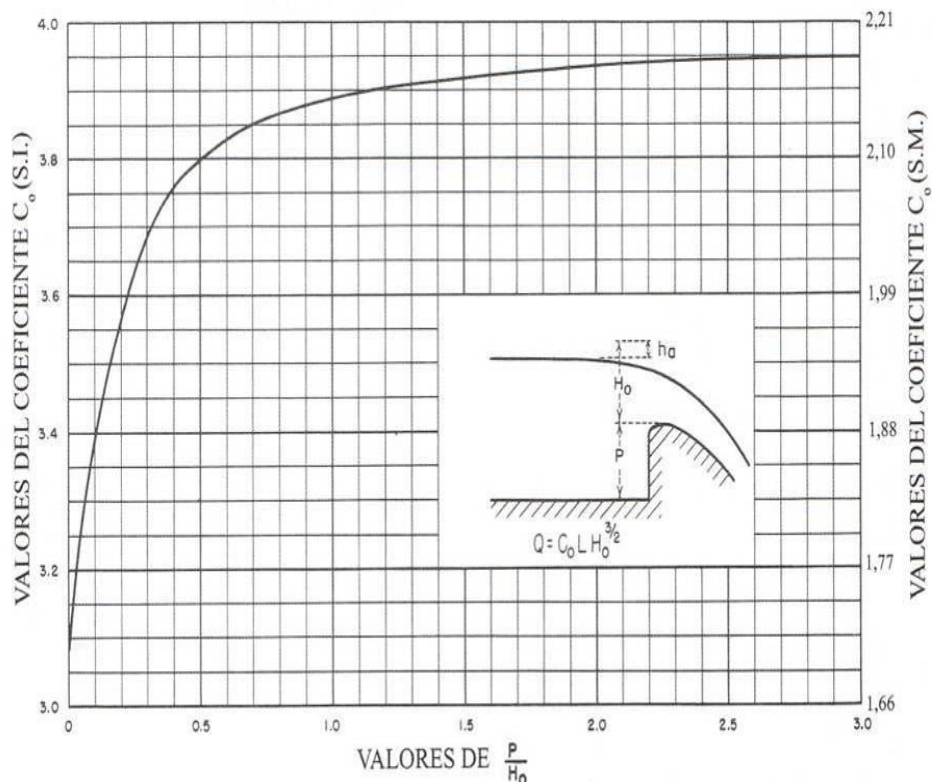
$$Q = Cd * Le * h^{1.50} \quad (96)$$

En donde:

- Q: Caudal desaguado por el vertedero (m<sup>3</sup>/s)
- h: Sobre elevación del agua sobre el umbral del vertedero (m).
- Cd: Coeficiente de desagüe del vertedero en pared curva. Teniendo en cuenta que P=0, se considera Cd=1.7
- Le: Longitud efectiva de vertido (m).

**Figura 62**

Gráfico para el cálculo del Coeficiente de Descarga



Nota. Adaptado de “Diseño de pequeñas presas” por Bureau of Reclamation, 2000

Para la cota de vertedero del barraje móvil de 2291.22 msnm, resulta:

**Figura 63**

Cálculo hidráulico de caudales en descarga libre según abertura

he (m)	ha (m)	Hd (m)	Le (m)	Nivel agua (m)	Descarga Libre Q (m3/s)
0.00	-	-	1.50	2291.35	0.00
0.10	0.04	0.06	1.50	2291.45	0.08
0.20	0.06	0.14	1.50	2291.65	0.23
0.30	0.09	0.21	1.50	2291.95	0.42
0.40	0.12	0.28	1.50	2292.35	0.65
0.50	0.22	0.29	1.50	2292.85	0.90
1.00	0.30	0.70	1.50	2293.85	2.55
1.50	0.59	0.92	1.50	2295.35	4.69
2.00	0.70	1.30	1.50	2297.35	7.21
2.50	0.90	1.60	1.50	2299.85	10.08
3.00	1.10	1.90	1.50	2302.85	13.25
3.50	1.31	2.20	1.50	2306.35	16.70

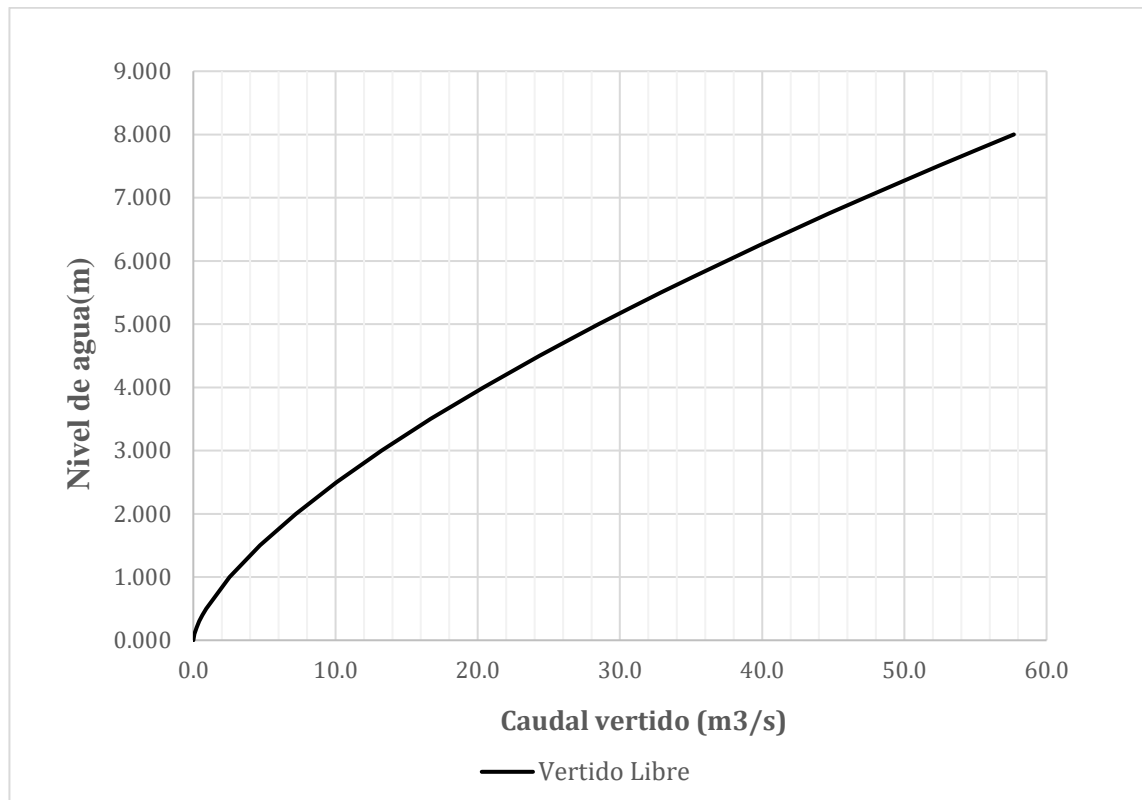
4.00	1.51	2.50	1.50	2310.35	20.40
4.50	1.40	3.10	1.50	2314.85	24.34
4.75	1.58	3.16	1.50	2315.10	26.43
5.00	1.50	3.50	1.50	2320.10	28.51
5.25	1.64	3.61	1.50	2325.35	30.68
5.50	1.70	3.80	1.50	2330.85	32.89
5.75	1.75	4.00	1.50	2336.60	35.16
6.00	1.85	4.15	1.50	2342.60	37.48
6.25	1.95	4.30	1.50	2348.85	39.84
6.50	1.95	4.55	1.50	2355.35	42.26
6.75	2.10	4.65	1.50	2362.10	44.72
7.00	2.10	4.90	1.50	2369.10	47.23
7.25	2.20	5.05	1.50	2376.35	49.78
7.50	2.30	5.20	1.50	2383.85	52.38
7.75	2.35	5.40	1.50	2391.60	55.02
8.00	2.32	5.70	1.50	2399.60	57.70

*Nota.* El nivel de energía ideal inmediatamente antes de la compuerta es de 4.75 m.

Los resultados del cálculo hidráulico de la compuerta en descarga libre y para los distintos grados de apertura considerados se ha representado gráficamente de forma que permita establecer su funcionamiento

**Figura 64**

*Curva de caudal vertido versus altura de apertura de compuerta*



*Nota.* Se distingue que el gráfico presenta una fuerte semejanza con una función irracional. Extraído de “Cálculo de varias variables trascendentes tempranas” por Stewart, 2012

## 5.6. Diseño del barraje fijo

### 5.6.1. Estudio hidráulico del barraje fijo

El barraje fijo, desempeña un papel fundamental en las obras de captación, como bocatomas y presas, al regular el flujo de agua y evitar la entrada de sedimentos u otros materiales que puedan obstruir los sistemas de conducción y tratamiento de agua; además de su función principal de dirigir el agua hacia la ventana de captación, el barraje fijo también puede utilizarse para controlar el nivel del agua en el embalse y regular el caudal que ingresa a la obra de captación. (Materon, 1991)

En cuanto al diseño del barraje fijo, se basa en principios hidráulicos y estructurales para asegurar su eficacia y durabilidad. Se consideran factores como la geometría y dimensiones de la estructura, los materiales de construcción, los dispositivos de regulación del flujo y el sistema de limpieza; las dimensiones se determinan en función del caudal de diseño y las características hidráulicas del sitio, mientras que los materiales

utilizados deben ser resistentes a la corrosión y al desgaste; al diseñar un barraje fijo, es fundamental considerar la eficiencia hidráulica, la seguridad estructural y la facilidad de mantenimiento y operación. (Villón, 2003)

Inmediatamente después del vertedero tipo creager se encuentra la poza de disipación; la poza de disipación es una estructura hidráulica crucial que sigue al vertedero tipo Creager en el proceso de gestión del flujo de agua; situada inmediatamente después del vertedero, su función principal es disipar la energía cinética del flujo de agua proveniente del vertedero, minimizando así el impacto erosivo en el lecho del río o en la estructura aguas abajo; además de mitigar la erosión, la poza de disipación también ayuda a regular el flujo y a estabilizar el canal, contribuyendo así a un manejo más eficiente y sostenible de los recursos hídricos. (Bureau of Reclamation, 2000)

En cuanto al diseño de la poza de disipación, se consideran varios aspectos fundamentales para su funcionamiento óptimo; la geometría de la poza, incluyendo su profundidad, anchura y longitud, se diseña de manera que permita una adecuada disipación de energía y una distribución uniforme del flujo; además, se utilizan materiales resistentes y duraderos en la construcción de la poza, teniendo en cuenta las condiciones hidráulicas y ambientales del entorno. (Bureau of Reclamation, 2000)

Se pueden incorporar características adicionales en el diseño de la poza de disipación para mejorar su eficacia y rendimiento; esto puede incluir la instalación de elementos de amortiguación, como bloques de hormigón o piedra, que ayuden a reducir la turbulencia y a dispersar el flujo de agua de manera más uniforme; asimismo, se pueden diseñar salidas de emergencia para controlar el nivel del agua en la poza y prevenir inundaciones aguas arriba en caso de crecidas repentinas. (Krochin, 1986)

Al diseñar una poza de disipación, es esencial considerar la hidráulica del flujo de agua, la estabilidad estructural y la funcionalidad a largo plazo; una poza bien diseñada y construida garantiza una disipación efectiva de la energía cinética del flujo, reduciendo así el riesgo de erosión y asegurando la integridad del canal y las estructuras aguas abajo. (Arreguín & Alcocer, 2011)

### ***5.6.2. Perfil del azud barraje fijo***

Para determinar la elevación de la cresta necesitaremos recurrir a la ecuación de vertederos y tener en cuenta la configuración general del perfil del azud.

$$Q = CLH_e^{\frac{3}{2}} \quad (97)$$

Despejando  $H_e$ , se tiene:

$$H_e = \left(\frac{Q}{CL}\right)^{\frac{2}{3}}$$

Donde:

- $Q = \text{caudal en avenidas máximas } \frac{m^3}{s}$
- $C = 2.13$
- $L = 25.40 \text{ m}$

Reemplazando valores se tiene:

$$H_e = 2.946 \text{ m}$$

Este será el primer valor calculado de  $H_e$  donde será necesario iteraciones para perfeccionar el valor de  $H_e$ . Se necesita la elevación  $H_e$  para lo que se harán diferentes tanteos hidráulicos, de la ecuación de la continuidad se puede despejar la velocidad

$$\text{Velocidad} = \frac{Q}{(L * (h + H_e))}$$

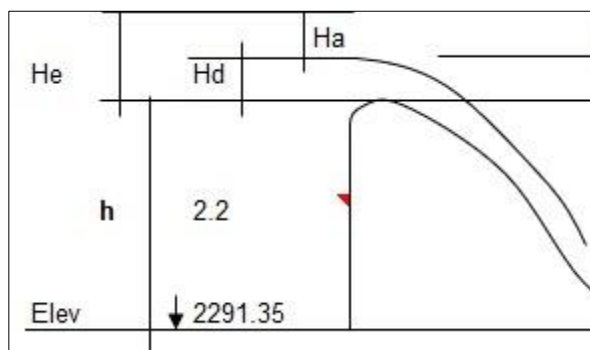
Los tanteos son:

**Tabla 36**  
*Valores para  $H_d$  y  $H_a$*

Variable	1er tanteo	2do tanteo	3er tanteo
V (m/s)	2.09	2.19	2.20
$H_a$ (m)	0.22	0.24	0.25
$H_d$ (m)	2.72	2.70	2.70
h (m)	2.20	2.20	2.20

*Nota.* Se evidencian los 3 tanteos para hallar los valores finales de  $H_d$  y  $H_a$

**Figura 65**  
*Corte del perfil longitudinal del azud*



*Nota.* Se observa cómo se distribuyen los valores de Hd y Ha, la suma de ambos es He

Ahora bien, una vez tengamos las elevaciones del azud, se necesita dibujar el perfil del vertedero tipo creager, para ello se recurre a la ecuación general:

$$x^n = KH_d^{n-1}y \quad (98)$$

Los valores de K y n según el Bureau of Reclamation (2000):

**Tabla 37**  
*Coefficientes para el perfil del cimacio del barraje fijo*

K	n
2	1.85
1.936	1.836
1.939	1.81
1.873	1.776

*Nota.* Se aprecia que los valores, sin bien son distintos, no presentan diferencias significativas.

Al igual que en el barraje móvil, existen diversos valores para los coeficientes K y n, empleados en la representación del perfil del cimacio de un barraje fijo o azud, múltiples autores coinciden en que dichas variaciones tienen un impacto mínimo en el trazado de la curva; por ello, los valores K=2 y n=1.85 son ampliamente aceptados como una solución generalizada, ya que simplifican los cálculos sin comprometer la precisión en la gran mayoría de los casos, aproximadamente 99% de ellos. (Ortega & Izurieta, 2012)

Para nuestro caso tendremos:

$$x^{1.85} = 2H_d^{0.85}y$$

Despejando Y:

$$y = \frac{x^{1.85}}{4.58}$$

Con esta ecuación se puede graficar el azud aguas abajo, tomando en cuenta el punto (0;0) como el punto más alto.

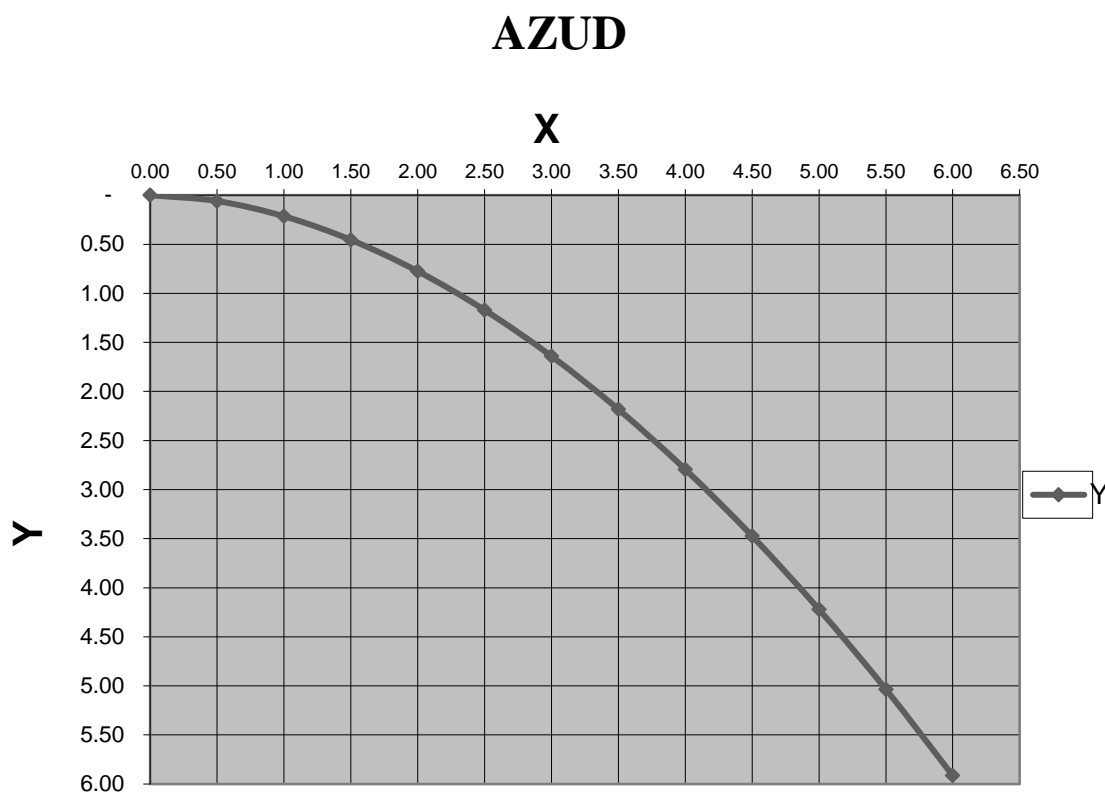
**Tabla 38**  
*Coordenadas para el azud aguas abajo*

X	Y
0.00	-
0.50	0.06
1.00	0.21
1.50	0.46
2.00	0.77
2.50	1.17
3.00	1.64
3.50	2.18
4.00	2.79
4.50	3.47
5.00	4.22
5.50	5.03
6.00	5.91

*Nota.* Los valores en “x” aumentan en 0.50 m; mientras los valores en “y” si bien en el cuadro son positivos, en realidad están dirigiéndose hacia el lado negativo del plano cartesiano

**Figura 66**

*Gráfico de coordenadas para el azud del barraje fijo aguas abajo*



*Nota.* Se logra visualizar que el plano cartesiano está distribuido en “x” cada 0.50 unidades y “y” cada 2.00 unidades

Y para los valores del azud aguas arriba se tiene:

**Figura 67**

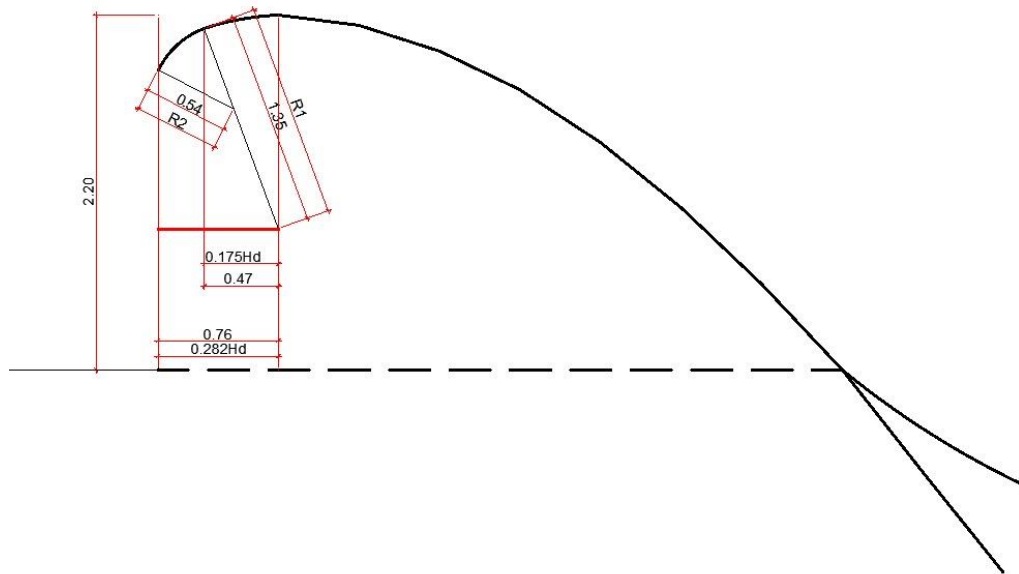
*Coordenadas para el azud aguas arriba*

Coeficiente	Hd	Coef x Hd
0.18	2.70	0.47
0.50	2.70	1.35
0.28	2.70	0.76
0.20	2.70	0.54

*Nota.* Adaptado de “Diseño de pequeñas presas” por Bureau of Reclamation, 2000

Teniendo una configuración del perfil de la estructura siguiente:

**Figura 68**  
*Perfil final del azud para el barraje fijo*

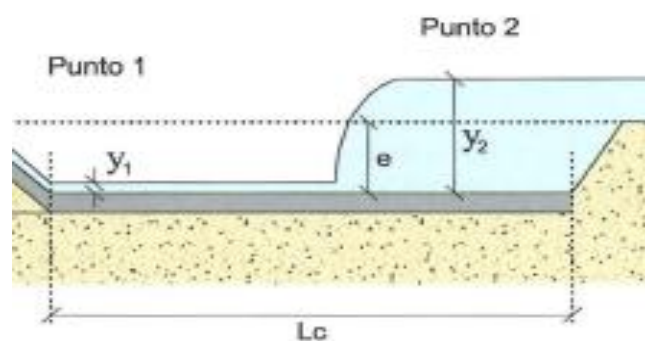


*Nota.* Se aprecia que la curva sigue hacia abajo, sin embargo, se añade una curva invertida en ese punto del azud, esta curva invertida se recomienda que sea de metal para evitar la erosión.

### 5.6.3. Poza de disipación barraje fijo

Considerando el plano de reposición de referencia, para estas condiciones de contorno, se calcula la longitud y características del cuenco.

**Figura 69**  
*Poza de disipación para el barraje fijo*



*Nota.* Se evidencian las partes más importantes de la poza de disipación, el punto 1 y el punto 2

Para la poza de disipación se usarán los mismos datos del azud, quiere decir que como datos de entrada se tiene:

**Tabla 39**

*Datos de entrada para el diseño de la poza de disipación*

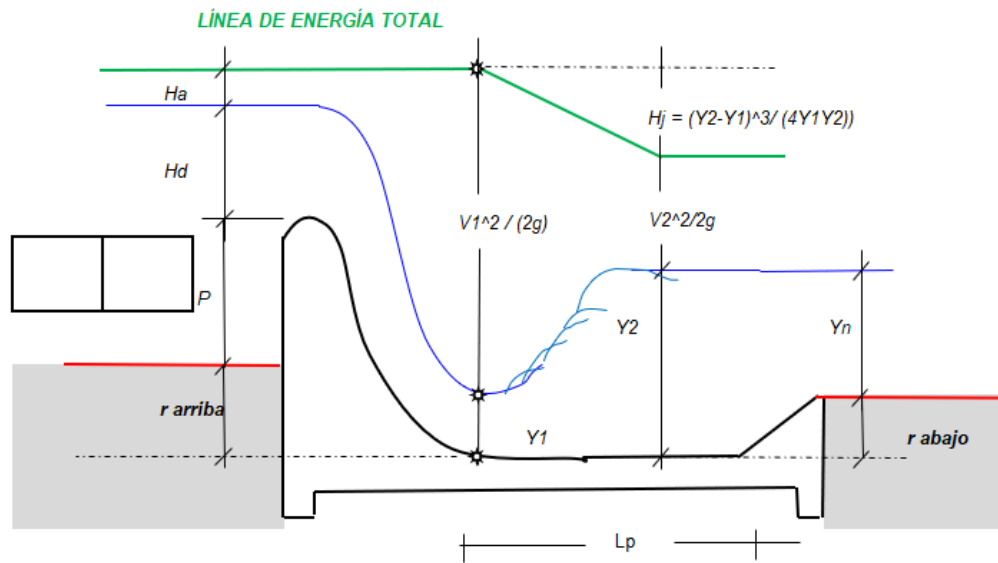
Variables	Magnitud	Unidad
L	25.4	m
Q	273.61	m <sup>3</sup> /seg
C	2.13	-
He	2.95	m
Altura de la cresta h	2.2	m
Hd	2.7	m
H = h + Hd	4.9	m
$V_a = Q / (LH)$	2.2	m/seg
Ha	0.25	m
$H_d = H_e - H_a$	2.7	m
h	2.2	m
Rugosidad del río n	0.07	-
b	25.4	m
Z	0	-
S	0.02	-
Q max	273.61	m <sup>3</sup> /seg
q unitario	10.77	m <sup>3</sup> /seg/m

*Nota.* Se deben tomar en cuenta las unidades de cada una de las magnitudes, estas deben ser homogenizadas para evitar errores de cálculo.

Ahora bien, para calcular la longitud de la poza de disipación será necesario comprender que el concepto de resalto hidráulico está muy arraigado con esta estructura hidráulica, se debe seguir la siguiente configuración:

**Figura 70**

*Configuración general del resalto hidráulico para el barraje fijo*



*Nota.* Se aprecia que en el barraje fijo existe una elevación inicial para garantizar el nivel de aguas para la ventana de captación

En primer lugar, es necesario el cálculo del tirante normal:

$$\frac{Q * n}{s^{\frac{1}{2}}} = \frac{((b + z * y_n) * y_n)^{\frac{5}{3}}}{(b + 2 * y_n * \sqrt{1 + z^2})^{\frac{2}{3}}} \quad (99)$$

Resolviendo y despejando se llega a:

$$y_n = 2.97 \text{ m}$$

Una vez hallado el tirante normal se puede iniciar el proceso de iteración para obtener los datos necesarios en el diseño:

**Tabla 40**

*Iteraciones para la poza de disipación del BF energía en “cero”*

N°	r arriba asumido	Y1	$V1^2/2g$	V1	Y1 cal	Eo
1	1	0.5	5.646	10.525	1.023	6.146
2	3.153	1.023	7.276	11.948	0.902	8.3
3	3.521	0.902	7.766	12.344	0.873	8.668
4	3.619	0.873	7.892	12.444	0.866	8.765
5	3.643	0.866	7.923	12.468	0.864	8.789
6	3.649	0.864	7.931	12.474	0.864	8.795
7	3.65	0.864	7.933	12.476	0.863	8.796
8	3.65	0.863	7.933	12.476	0.863	8.797
9	3.65	0.863	7.933	12.476	0.863	8.797

*Nota.* Se evidencia que la energía en el punto “cero” Eo va aumentando progresivamente hasta igualarse con el las energías E1 y E2

**Tabla 41**

*Iteraciones para la poza de disipación del BF energía en “uno” y “dos”*

N°	E1	Y2	rcal	Hj	V2	$V2^2/2g$	E2
1	6.67	4.323	1.353	2.03	2.492	0.316	6.67
2	8.178	4.691	1.721	3.217	2.296	0.269	8.178
3	8.639	4.789	1.819	3.592	2.25	0.258	8.639
4	8.758	4.813	1.843	3.69	2.238	0.255	8.758
5	8.787	4.819	1.849	3.714	2.236	0.255	8.787
6	8.794	4.82	1.85	3.72	2.235	0.255	8.794
7	8.796	4.82	1.85	3.721	2.235	0.255	8.796
8	8.797	4.82	1.85	3.722	2.235	0.255	8.797
9	8.797	4.82	1.85	3.722	2.235	0.255	8.797

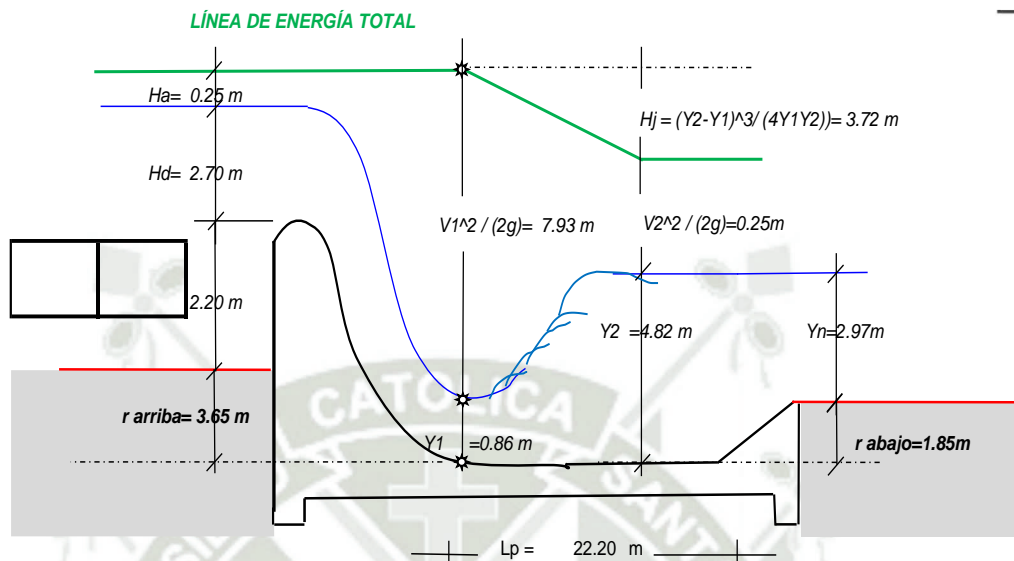
*Nota.* Se evidencia que la energía en el punto “uno” E1 y la energía en punto “dos” convergen con la energía en el punto “cero” Eo

Como se puede observar las energías Eo, E1 y E2 se igualan.

### 5.6.4. Configuración final del barrage fijo

**Figura 71**

Configuración final del resalto hidráulico para el barrage fijo



*Nota.* Es visible que la energía en el punto “cero” se iguala con la energía del punto “uno” y a su vez estas se igualan con la energía en el punto “dos” (considerando las pérdidas de energía en el resalto hidráulico)

Según el Bureau of Reclamation (2000) la longitud de la poza de disipación será definida por los tirantes conjugados  $Y_1$  y  $Y_2$  de la siguiente manera:

- Criterio número 1:

$$L = 2.5 * (1.9 * Y_2 - Y_1) \quad (100)$$

$$L = 20.74 \text{ m}$$

- Criterio número 2

$$L = 6 * (Y_2 - Y_1) \quad (101)$$

$$L = 23.74 \text{ m}$$

Promediando las longitudes del salto hidráulico se tiene:

$$L \text{ promedio} = 22.24 \text{ m}$$

$$L \text{ asumido} = 22.20 \text{ m}$$

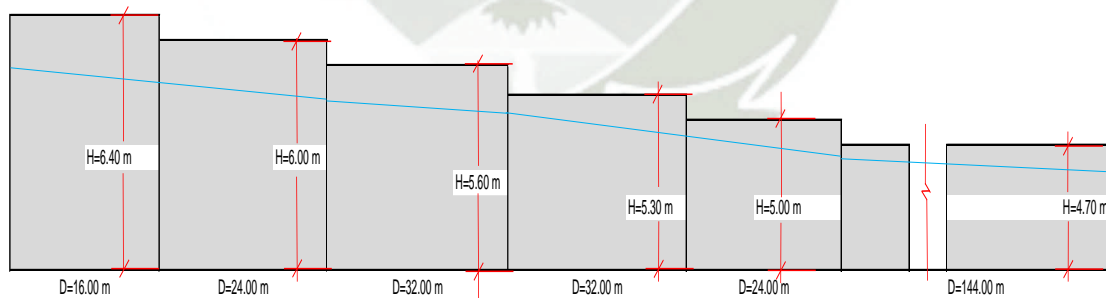
## 5.7. Diseño del muro de encauzamiento

### 5.7.1. Estudio hidráulico del muro

En la zona de captación debido a la presencia del barraje fijo, cuyo diseño indica una altura de azud de 2.20m y la carga de agua sobre este de 2.70 ( $H_d$ ) para una avenida de 273.61 m<sup>3</sup>/s, como resultado del cálculo hidráulico mediante la ecuación de vertederos, se tiene una altura total de 4.90 m que viene a ser el NAME (Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias) para el caudal máximo de diseño correspondiente a 175 años de periodo de retorno; por tanto, surge la necesidad de ejecutar como obra de protección un muro de encauzamiento, donde para su diseño se toma en cuenta el nivel de aguas máximo extraordinario más un bordo libre. Consecuentemente con la premisa anterior para el diseño de este muro de encauzamiento se utilizará el Método de Paso Directo para Flujo Gradualmente Variado; el cual como criterio utiliza la ecuación de la energía, la pendiente del terreno y la pendiente hidráulica.

Con este método se han calculado los tirantes de agua partiendo de la altura de 4.90 m, desde el barraje hacia agua arriba de la infraestructura, a cada 10 cm de distancia variando los tirantes, con lo cual se ha podido definir el perfil del flujo gradualmente variado del nivel de agua y a ese nivel se ha adicionado el bordo libre calculado.

**Figura 72**  
*Esquema del muro de encauzamiento*



*Nota.* Es visible la línea de agua máxima, la altura de muro considera el tirante y el borde libre para evitar posibles desbordes.

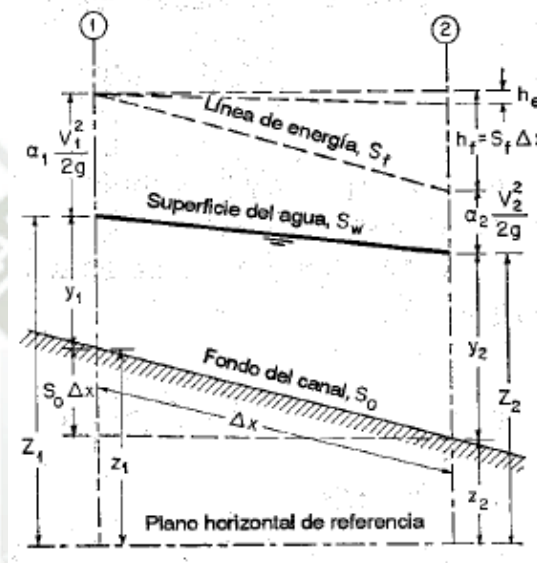
Estos resultados se consideran para el diseño del muro aguas arriba de la bocatoma, en el caso del diseño de muro de encauzamiento aguas debajo de la bocatoma se tomará en consideración el resultado del modelamiento.

### 5.7.2. Aplicación de metodología

Para el diseño del muro de encauzamiento se determinará mediante el Método de Paso Directo para Flujo Gradualmente Variado: En general, el método de paso se caracteriza por dividir el canal en tramos cortos y llevar a cabo los cálculos paso a paso desde un extremo del tramo hasta el otro. (Chow V. , 2004)

**Figura 73**

*Esquema del método de paso directo*



*Nota.* Se muestra la representación esquemática del perfil longitudinal de un canal, donde se ilustran la línea de energía (ST), la superficie del agua (SW) y el fondo del canal (SO), junto con sus respectivos parámetros hidráulicos. Adaptado de “Hidráulica de Canales Abiertos” por Chow, 2004

De la figura, se puede despejar el valor  $H_e$ , por lo tanto, se tiene:

$$S_0 \Delta x + y_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = y_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + S_f \Delta x \quad (102)$$

Despejando las variaciones energéticas se puede deducir que:

$$\Delta x = \frac{E_2 - E_1}{S_0 - S_f} = \frac{\Delta E}{S_0 - S_f} \quad (103)$$

$E = \text{Energía específica}$

Ahora bien, será necesario el cálculo del tirante normal " $y_n$ ":

$$\frac{Q * n}{s^{\frac{1}{2}}} = \frac{((b + z * y_n) * y_n)^{\frac{5}{3}}}{(b + 2 * y_n * \sqrt{1 + z^2})^{\frac{2}{3}}} \quad (104)$$

Resolviendo y despejando se llega a:

$$y_n = 3.17 \text{ m}$$

Una vez hallado el tirante normal se puede iniciar el proceso de iteración para obtener los datos necesarios en el diseño.

**Tabla 42**

*Datos iniciales para el cálculo de la altura de los muros de encauzamiento*

Variable	Magnitud	Unidades
Alfa	1.00	-
Rugosidad río n	0.07	-
Base b	26.15	m
Z	0.00	m
Pendiente longitudinal $S_o$	0.01	
Q max	273.61	m <sup>3</sup> /seg

*Nota.* Datos obtenidos del diseño de la bocatoma.

**Tabla 43***Procedimiento del cálculo de tirantes por el Método del Paso Directo*

N°	Y	A	P	R	R <sup>(2/3)</sup>	V	Alfa V <sup>2</sup> /2g	E	DE	Sf	Sf prom	So-Sf prom	DX	X
1	4.90	128.13	35.95	3.56	2.33	2.14	0.23	5.13	-	0.00				
2	4.80	125.52	35.75	3.51	2.31	2.18	0.24	5.04	0.09	0.00	0.00	0.01	8.57	8.57
3	4.70	122.90	35.55	3.46	2.29	2.23	0.25	4.95	0.09	0.00	0.00	0.01	8.73	17.30
4	4.60	120.29	35.35	3.40	2.26	2.27	0.26	4.86	0.09	0.00	0.00	0.01	8.90	26.20
5	4.50	117.67	35.15	3.35	2.24	2.33	0.28	4.78	0.09	0.00	0.00	0.01	9.10	35.30
6	4.40	115.06	34.95	3.29	2.21	2.38	0.29	4.69	0.09	0.01	0.01	0.01	9.34	44.64
7	4.30	112.44	34.75	3.24	2.19	2.43	0.30	4.60	0.09	0.01	0.01	0.01	9.62	54.26
8	4.20	109.83	34.55	3.18	2.16	2.49	0.32	4.52	0.09	0.01	0.01	0.01	9.95	64.21
9	4.10	107.21	34.35	3.12	2.14	2.55	0.33	4.43	0.08	0.01	0.01	0.01	10.36	74.57
10	4.00	104.60	34.15	3.06	2.11	2.62	0.35	4.35	0.08	0.01	0.01	0.01	10.86	85.44
11	3.90	101.98	33.95	3.00	2.08	2.68	0.37	4.27	0.08	0.01	0.01	0.01	11.50	96.94
12	3.80	99.37	33.75	2.94	2.05	2.75	0.39	4.19	0.08	0.01	0.01	0.01	12.33	109.27
13	3.70	96.75	33.55	2.88	2.03	2.83	0.41	4.11	0.08	0.01	0.01	0.01	13.46	122.72
14	3.60	94.14	33.35	2.82	2.00	2.91	0.43	4.03	0.08	0.01	0.01	0.01	15.06	137.78
15	3.50	91.52	33.15	2.76	1.97	2.99	0.46	3.96	0.08	0.01	0.01	0.00	17.51	155.28
16	3.40	88.91	32.95	2.70	1.94	3.08	0.48	3.88	0.07	0.01	0.01	0.00	21.71	177.00
17	3.30	86.29	32.75	2.63	1.91	3.17	0.51	3.81	0.07	0.01	0.01	0.00	30.54	207.54
18	3.20	83.68	32.55	2.57	1.88	3.27	0.54	3.75	0.07	0.01	0.01	0.00	60.70	268.24
19	3.10	81.06	32.35	2.51	1.84	3.38	0.58	3.68	0.06	0.02	0.01	0.00	-267.49	0.75

*Nota.* Los cálculos para el perfil de flujo se realizaron sistemáticamente; disminuyendo siempre 0.10 m de tirante con respecto al anterior.

### 5.7.3. Cálculo del borde libre

El borde libre de un canal es la distancia vertical desde la parte superior del canal hasta la superficie del agua en la condición de diseño. Esta distancia debe ser lo suficientemente grande para prevenir que ondas o fluctuaciones en la superficie del agua causen reboses por encima de los lados. (Chow V. , 2004)

El Bureau recomienda que los estimativos preliminares del borde libre requerido bajo condiciones ordinarias se hagan de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$BL = \sqrt{cy} \quad (105)$$

Y los valores estimados para el borde libre son:

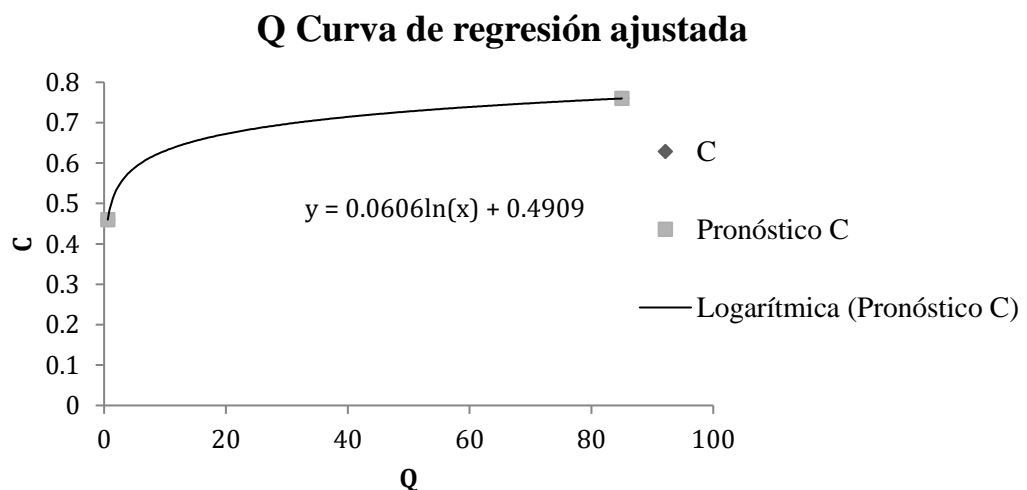
$$C = 0.46 \text{ Para } Q = 0.6 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$C = 0.76 \text{ Para } Q = 85 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para el cálculo del coeficiente “C” para un  $Q = 273.61 \text{ m}^3/\text{s}$ , consideramos el tipo de curva de regresión logarítmica que se muestra a continuación debido a que el coeficiente de correlación es más cercano a 1.

**Figura 74**

*Curva de regresión ajustada para el borde libre*



Nota. *Se distingue que el gráfico presenta semejanza con una función irracional. Extraído de “Cálculo de varias variables trascendentes tempranas” por Stewart, 2012*

Por lo tanto, se tienen los valores de C como se muestra en la tabla 44.

**Tabla 44**

*Cálculo de los valores de C mediante extrapolación.*

Caudal (m <sup>3</sup> /s)	Logarítmica (C)	Potencial (C)	Lineal (C)
0.6	0.460	0.460	0.460
85	0.760	0.760	0.764
273.61	<b>0.831</b>	0.856	1.443

*Nota.* Se manifiesta el cálculo del valor de C para un caudal de 273.61 m<sup>3</sup>/s.

Y el valor de “C” se obtuvo de la función logarítmica, por lo tanto:

$$C = 0.831$$

Reemplazando valores en la ecuación de Borde Libre y variando el tirante con un decremento de 10 cm, se obtuvo los resultados a continuación:

**Tabla 45**

*Cálculo del perfil del flujo con el borde libre*

Nº	Y (m)	BL calculado (m)	BL asumido (m)	H(m)
1	4.90	2.02	1.50	6.40
2	4.80	2.00	1.48	6.28
3	4.70	1.98	1.46	6.16
4	4.60	1.96	1.44	6.04
5	4.50	1.93	1.41	5.91
6	4.40	1.91	1.39	5.79
7	4.30	1.89	1.37	5.67
8	4.20	1.87	1.35	5.55
9	4.10	1.85	1.33	5.43
10	4.00	1.82	1.30	5.30
11	3.90	1.80	1.28	5.18
12	3.80	1.78	1.26	5.06
13	3.70	1.75	1.23	4.93
14	3.60	1.73	1.21	4.81
15	3.50	1.71	1.19	4.69
16	3.40	1.68	1.16	4.56
17	3.30	1.66	1.14	4.44
18	3.20	1.63	1.11	4.31

*Nota.* Valores obtenidos mediante la ecuación del borde libre

#### 5.7.4. Resumen de resultados

A continuación, se realiza el esquema de resultados y el cálculo de altura de muros y tramos de acuerdo al perfil de flujo, designando longitud de tramos para una sola altura de muro de la siguiente manera:

**Tabla 46**

*Longitud de tramos y altura de muros conforme al perfil de flujo*

N°	Y (m)	BL calculado (m)	BL asumido (m)	H(m)	X	H (m)	Dist. (m)
1.00	4.90	2.02	1.50	6.40	-	6.40	
2.00	4.80	2.00	1.48	6.28	8.57	6.40	16.00
3.00	4.70	1.98	1.46	6.16	17.30	6.40	
4.00	4.60	1.96	1.44	6.04	26.20	6.00	
5.00	4.50	1.93	1.41	5.91	35.30	6.00	24.00
6.00	4.40	1.91	1.39	5.79	44.64	6.00	
7.00	4.30	1.89	1.37	5.67	54.26	5.60	
8.00	4.20	1.87	1.35	5.55	64.21	5.60	32.00
9.00	4.10	1.85	1.33	5.43	74.57	5.60	
10.00	4.00	1.82	1.30	5.30	85.44	5.30	
11.00	3.90	1.80	1.28	5.18	96.93	5.30	32.00
12.00	3.80	1.78	1.26	5.06	109.27	5.30	
13.00	3.70	1.75	1.23	4.93	122.72	5.00	
14.00	3.60	1.73	1.21	4.81	137.78	5.00	24.00
15.00	3.50	1.71	1.19	4.69	155.28	4.70	
16.00	3.40	1.68	1.16	4.56	177.00	4.70	144.00
17.00	3.30	1.66	1.14	4.44	207.54	4.70	
18.00	3.20	1.63	1.11	4.31	268.24	4.70	
						Total	272.00

*Nota.* Se aprecia la altura de los muros con su respectivo nivel de agua, ambas medidas se encuentran en metros, la longitud total del muro será de 272 metros.

## 6. Diseño de la Bocatoma mediante modelos numéricos CFD

### 6.1. Modelos digitales

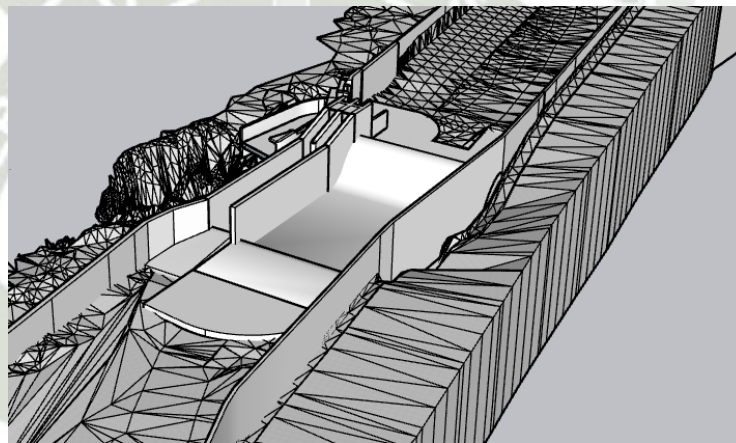
El uso de modelos digitales en ingeniería hidráulica ha permitido mejorar el diseño y la optimización de estructuras hidráulicas mediante simulaciones computacionales avanzadas, es por tal motivo que, en el presente estudio, se emplearon herramientas de modelado tridimensional y simulación numérica para evaluar el comportamiento hidráulico de la bocatoma, con el objetivo de mejorar su eficiencia y funcionamiento, en particular, se analizó el impacto de diferentes configuraciones del barraje fijo sobre la

disipación de energía a través del resalto hidráulico, lo que permitió identificar la configuración óptima para su implementación.

Si bien se analizó más a fondo la configuración del barraje fijo, también se modeló la bocatoma en su totalidad, encontrando así que el barraje fijo no era óptimo.

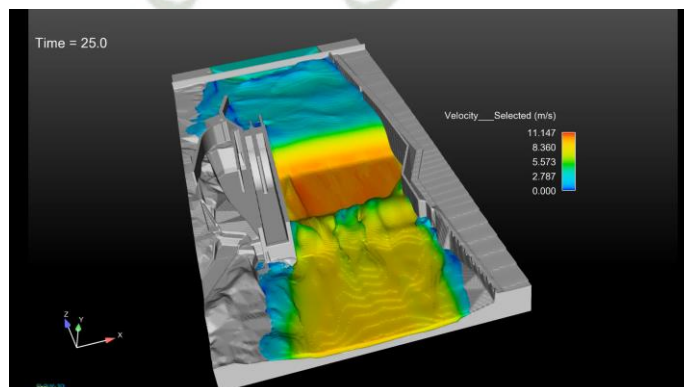
El diseño de la bocatoma incluyó todos sus elementos fundamentales, tales como la reja de entrada, la ventana de captación, la poza tranquilizadora, el desrripiador, el barraje fijo y el barraje móvil, sin embargo, durante el análisis del modelo digital, se identificó una deficiencia en el barraje fijo que impedía la formación adecuada del resalto hidráulico, afectando la disipación de energía y reduciendo la eficiencia del sistema.

**Figura 75**  
*Modelado de la bocatoma “000”*



*Nota.* Se aprecia el modelo “000” en el programa sketch up, listo para exportarlo a .stl para su análisis posterior en Flow3D.

**Figura 76**  
*Modelo digital de la bocatoma “000”*



*Nota.* El modelo “000” no cumple con los requerimientos para la disipación de energía en la poza de disipación, perteneciente al barraje fijo.

Para abordar esta problemática, se realizaron simulaciones adicionales con el fin de optimizar el diseño del sistema. Se evaluaron distintas configuraciones de profundidad de la poza de disipación, variando desde 0.00 m hasta -2.00 m en intervalos de 0.10 metros, para cada una de estas configuraciones, se modeló el barraje fijo utilizando SketchUp, lo que permitió generar archivos STL necesarios para su posterior análisis en Flow-3D.

### Figura 77

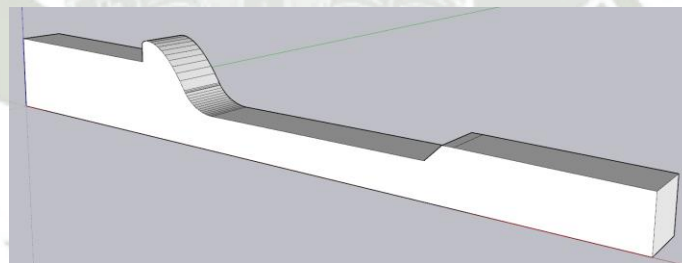
*Configuraciones de profundidad de la poza de disipación*



*Nota.* Se aprecia cada una de las profundidades de las diferentes configuraciones, variando desde “000” hasta “200”

### Figura 78

*Modelo digital del barraje fijo*



*Nota.* Modelo representativo de los barrajes fijos en formato skp.

## 6.2. Modelo CFD Tridimensional

Para llevar a cabo las simulaciones en Flow-3D, se siguieron una serie de pasos detallados a continuación:

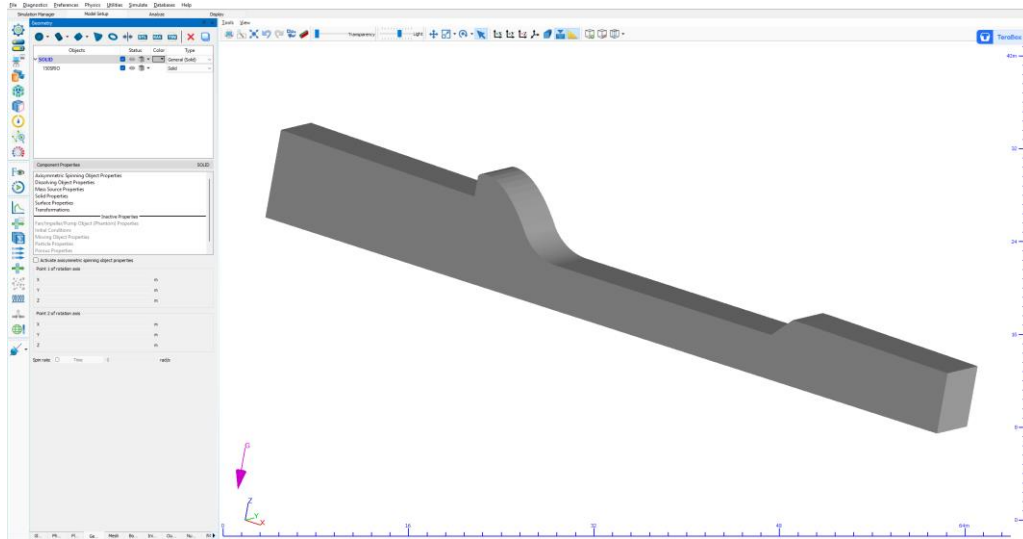
### 6.2.1. Exportación de la geometría

El primer paso consistió en exportar cada una de las geometrías modeladas en SketchUp en formato SKP al formato STL, permitiendo que el programa Flow-3D las reconociera como geometrías válidas para la simulación, este proceso aseguró que los elementos de la bocatoma estuvieran correctamente representados en el entorno de

simulación, posibilitando la evaluación de variables como velocidad del flujo, número de Froude, tirante hidráulico, entre otras.

### Figura 79

*Geometría tipo stl exportada a Flow-3D*



*Nota.* Es importante estar en armonía con el sistema de coordenadas de Sketch-up y Flow-3D

#### 6.2.2. Creación del espacio de trabajo

Al abrir Flow-3D, se accede a la pestaña "Simulation Manager", donde se crea un nuevo "Workspace". En este espacio de trabajo se añadieron todas las simulaciones, organizadas numéricamente desde "000" hasta "200", asegurando un orden lógico y progresivo en los análisis.

#### 6.2.3. Configuración del modelo

En la pestaña "Model Setup" se configuran la mayoría de los parámetros del modelo; es fundamental ser cauteloso y preciso en esta etapa, ya que cualquier error en los datos ingresados podría afectar la validez y representatividad del modelo.

En primer lugar, se tiene la configuración Global, es aquí donde se definen las unidades de medida, el tipo de presión (absoluta), las referencias de temperatura y el parámetro clave "Finish Time".

El finish Time representa el tiempo total que la simulación tomará en ejecutarse dentro del programa, este valor debe seleccionarse cuidadosamente para asegurar que el modelo alcance un estado estacionario o el comportamiento esperado del flujo sin

interrupciones prematuras ya que, una simulación con un "Finish Time" inadecuado podría no capturar todos los efectos transitorios del flujo, afectando la calidad de los resultados; para todos los casos de estudio se seleccionó 60 segundos de "Finish Time", salvo excepciones.

Una vez configurado el "Finish Time", se procedió a la pestaña "Physics", donde se definieron las condiciones físicas de la simulación. En esta sección, fue necesario establecer la gravedad en  $-9.81 \text{ m/s}^2$  en la dirección Z, dado que ese es el sistema de coordenadas utilizado en Flow-3D. Además, se seleccionó el modelo de turbulencia adecuado, siendo esta una decisión clave para garantizar la precisión de la simulación. Flow-3D permite elegir entre varios modelos de turbulencia, entre ellos:

- No Turbulence: Este modelo asume que el flujo es completamente laminar, es decir, sin fluctuaciones caóticas, lo que puede ser útil en condiciones controladas y de baja velocidad.
- Two-Equation K- $\epsilon$  Model: Es uno de los modelos más utilizados, ya que considera la disipación y producción de turbulencia mediante dos ecuaciones diferenciales, siendo adecuado para flujos con alta turbulencia en medios abiertos (Vera et al., 2015).
- Renormalized RNG: Una variante mejorada del modelo K- $\epsilon$ , que incorpora correcciones para capturar mejor los efectos de pequeñas escalas de turbulencia, mejorando la precisión en ciertos flujos complejos (Solorio, 2014).
- Two-Equation K- $\omega$  Model: Similar al modelo K- $\epsilon$ , pero con mejor desempeño en flujos cercanos a superficies sólidas, lo que lo hace adecuado para simulaciones que involucran estructuras hidráulicas (Mendoza & Vera, 2019).
- Large Eddy Simulation (LES) Model: Este modelo resuelve explícitamente las estructuras turbulentas de mayor tamaño y usa modelos de submalla para las más pequeñas, proporcionando resultados altamente detallados, pero con un mayor costo computacional (Gómez, 2023).

Para la simulación de la bocatoma y el barraje fijo, se optó por el modelo Two-Equation K- $\epsilon$  Model, debido a que es ampliamente utilizado en la modelación de flujos turbulentos en estructuras hidráulicas, este modelo es adecuado para representar el comportamiento del resalto hidráulico y la disipación de energía en el sistema, ya que

permite capturar de manera eficiente la interacción entre el flujo y los obstáculos estructurales, además, su estabilidad numérica y su capacidad para simular flujos con altas tasas de turbulencia lo convierten en la mejor opción para este tipo de análisis (Vera et al., 2015).

Una vez establecidos estos parámetros, se continuó con la configuración de las condiciones de frontera y las propiedades del fluido, asegurando que el modelo reflejara fielmente el comportamiento hidráulico de la bocatoma.

El fluido con el que se trabajó es agua, la cual corresponde a 20 grados Celsius, una temperatura generalmente tomada como referencia para el agua en condiciones naturales o a la intemperie, posteriormente, en la pestaña "Geometry", se importó la geometría en formato STL previamente generada.

El formato STL es ideal para simulaciones debido a su capacidad para representar superficies tridimensionales con precisión, permitiendo que el software de modelado reconozca cada faceta de la geometría y la utilice para los cálculos numéricos, si el archivo no estuviera en STL, existirían problemas en la importación, ya que otros formatos como OBJ o STEP pueden no ser compatibles con las mallas de simulación de Flow-3D, generando errores en la interpretación geométrica (3Dsystems, 2025).

En esta misma pestaña, se establecieron las propiedades de la superficie en contacto con el agua, como la rugosidad de la estructura hidráulica, en los cálculos anteriores, es decir, en el diseño con ecuaciones empíricas, se trabajó con un coeficiente de rugosidad de Manning equivalente al del concreto, es decir, 0.014, sin embargo, Flow-3D no cuenta con un apartado específico para ingresar la rugosidad de Manning, por lo que se recurrió a una aproximación basada en análisis dimensional.

Diversos autores sugieren que la rugosidad de Manning puede transformarse en una longitud equivalente, dado que en términos prácticos tiene unidades de longitud "L", según las fórmulas establecidas, para un valor de Manning de 0.014, la rugosidad en Flow-3D es 1 mm (0.00116 m), por otro lado, la tabla de (Yen, 2004) sugiere que este valor es de 1.5 mm (0.0015 m).

Para este estudio, se tomó como valor representativo el calculado según el manual de Flow 3D, estableciendo una rugosidad de 1 mm (0.00116 m), lo que permite una representación más precisa del comportamiento del flujo sobre la estructura hidráulica.

Una vez determinada la rugosidad, el siguiente paso fue configurar la malla en la pestaña "Mesh", donde se añadió una nueva malla. Inicialmente, la malla se configuró como "fit to geometry", sin embargo, se realizaron ajustes adicionales para que el modelo se asemejara lo más posible a la realidad. Para ello, se modificó la malla en las direcciones x, y y z mediante la herramienta "use limiters" de la siguiente manera:

**Tabla 47**  
*Límites de malla*

Direction	LOW	HIGH
X	0	68
Y	0.1	4.9
Z	0	12.56

*Nota.* La malla no es exactamente del mismo tamaño de la geometría, se “mordió” la geometría en Flow3D con el afán de evitar errores de pérdida de flujo.

En cuanto al tamaño de las celdas de la malla, se utilizó un "size cell" de 0.1, valor determinado a partir del análisis de sensibilidad de malla.

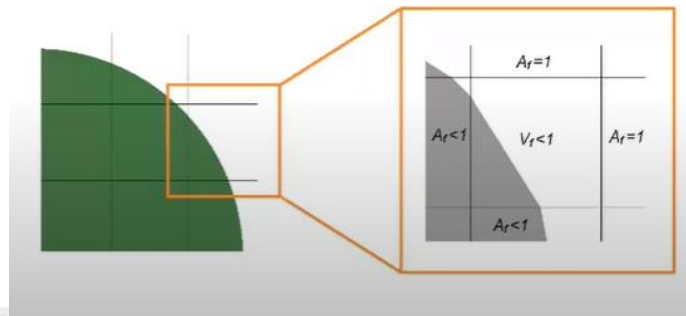
Este análisis consiste en evaluar cómo varía la precisión de la simulación en función del tamaño de la malla, se encontró que un tamaño de celda mayor reducía la precisión y veracidad de los resultados, mientras que un tamaño menor aumentaba el costo computacional sin mejorar significativamente la calidad de la simulación, por lo tanto, se seleccionó un tamaño de 0.1 como el equilibrio óptimo entre precisión y eficiencia computacional (Costa & Méndez, 2014).

Para verificar la correcta configuración de la malla, además del análisis de sensibilidad de malla, se utilizó la herramienta FAVOR (Fractional Area Volume Obstacle Representation).

FAVOR es un método implementado en Flow-3D que permite representar con mayor precisión los obstáculos dentro de una malla computacional, al asignar fracciones de volumen y área a las celdas afectadas por la geometría del modelo, esto mejora la definición de las superficies y minimiza los errores numéricos en la simulación, asegurando que la interacción del fluido con los obstáculos se represente de manera más fiel a la realidad (FLOW-3D, 2023).

**Figura 80**

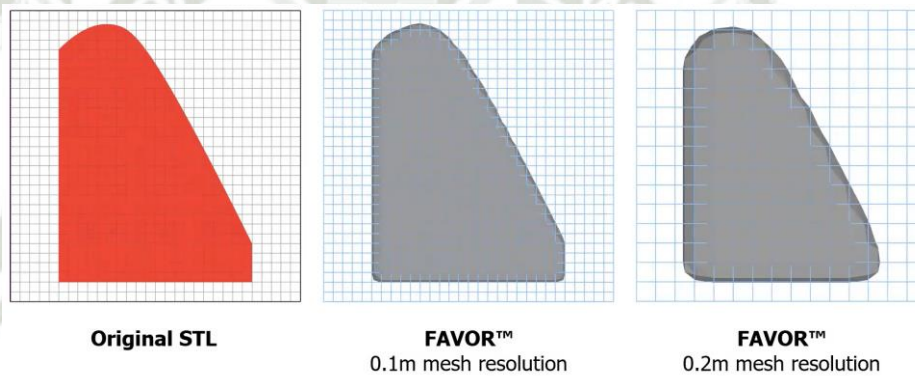
*Representación de una geometría circular por una malla incorrecta*



*Nota.* La malla no está bien dimensionada es por eso que la geometría circular no es bien representada, es recomendable colocar un tipo de malla de menor tamaño.

**Figura 81**

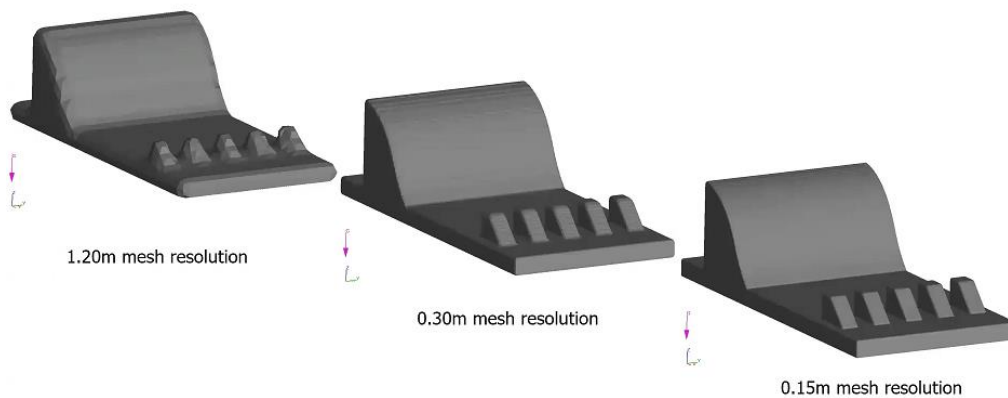
*Comparación de diferentes tamaños de mallas en una geometría 2D*



*Nota.* Se observa que cada vez que se ajusta la malla, la geometría es mejor representada (FLOW-3D, 2023)

**Figura 82**

*Comparación de diferentes tamaños de malla en una geometría 3D*



*Nota.* Se observa que cada vez que se ajusta la malla, la geometría es mejor representada (FLOW-3D, 2023)

Ahora bien, siguiendo la secuencia del "Model Setup" llegamos a la pestaña "Boundaries". Las condiciones de contorno, conocidas como "Boundary Conditions", son un conjunto de restricciones aplicadas en los límites del dominio de simulación, que permiten definir el comportamiento del fluido en interacción con su entorno, en Flow-3D, existen varias condiciones de contorno, sin embargo, para los modelos realizados en esta investigación solo se utilizaron cuatro tipos de condiciones de contorno: "Wall", "Pressure", "Volume Flow Rate" y "Symmetry" (FLOW-3D, 2023).

La condición "Wall" representa una superficie sólida que impide el paso del fluido y genera efectos de fricción; la condición "Pressure" se emplea para definir valores de presión en una frontera abierta, permitiendo la entrada o salida de fluido bajo condiciones controladas; la condición "Volume Flow Rate" establece un caudal volumétrico en una entrada o salida del sistema, asegurando que el flujo se mantenga constante en esa región y finalmente, la condición "Symmetry" permite reducir el dominio de simulación al asumir que el flujo es simétrico respecto a un plano, lo que optimiza los recursos computacionales sin afectar la precisión de los resultados.

**Tabla 48**  
*Condiciones de frontera para todas las simulaciones*

Boundary	Type
X min	Volume Flow Rate
X max	Pressure
Y min	Symetry
Y max	Symetry
Z min	Wall
Z max	Pressure

*Nota.* Se debe tener especial cuidado en la elección de las condiciones de frontera ya que de ellas dependen cómo se comportará el fluido con el entorno.

A continuación, se dan las especificaciones correctas para cada una de las condiciones de frontera:

- Xmin: time : 0 = 0 ; 3 = 25.85 ; 6 = 51.71 ; type fluid elevation =12.56 ; fluid direction vector x=1, y=0, z=0
- Xmax: pressure = 0
- Ymin: Symetry
- Ymax: Symetry

- Zmin: Wall
- Zmax: pressure = 0

Acto seguido, se tienen las condiciones iniciales del Flow-3D o “initial conditions”, las cuales definen el estado del fluido al inicio de la simulación, incluyendo variables como velocidad, presión y nivel de agua en distintos puntos del dominio, sabiendo esto, en las simulaciones se establecieron dos condiciones iniciales: la primera en aguas arriba, iniciando 20 metros antes del barraje fijo y finalizando exactamente en la parte más alta de la cresta del barraje fijo, con un tirante de 4.67 m; y la segunda en la poza de disipación, iniciando inmediatamente después del tobogán del barraje fijo y finalizando inmediatamente después del escalón de la poza de disipación, con un tirante de 1.85 m. Esto permitió que la poza de disipación estuviera llena desde el principio, optimizando el costo computacional, ya que, de lo contrario, la poza tomaría más tiempo en llenarse, incrementando significativamente el tiempo y los recursos requeridos para la simulación.

Como penúltimo paso y con el modelo casi listo, se utilizó la pestaña "Output" para configurar los datos de salida de la simulación, aquí, las condiciones más importantes son "Selected Data Interval" y "Restart Data Interval".

"Selected Data Interval" define la frecuencia con la que se almacenan los resultados de la simulación, lo que permite un control detallado del análisis, es por tal motivo que para asegurarnos la mayor cantidad de datos y mejor recopilación de los mismo se seleccionó un intervalo de tiempo corto, que fue de 0.1 segundos; "Restart Data Interval", en cambio, establece cada cuánto se guardan puntos de reinicio de la simulación, en este caso, se utilizó un tiempo mayor al establecido en la pestaña "Global", el tiempo de restart que se usó fue de 999 segundos, ya que no se requería un reinicio frecuente del cálculo (FLOW-3D, 2023).

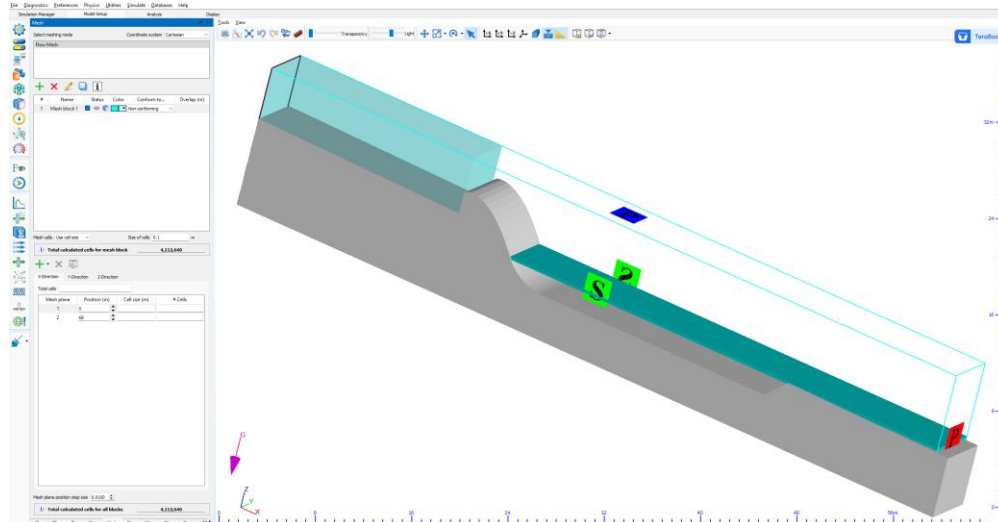
Para finalizar el "Model Setup" se inició con la simulación.

Flow-3D realiza un pre-processing antes de ejecutar el “solver”, la velocidad de las simulaciones depende en gran medida del hardware disponible, un procesador multinúcleo de alto rendimiento (como un Intel i9 o AMD Ryzen 9), al menos 32 GB de RAM, y una GPU potente con buena capacidad de cálculo (como una NVIDIA RTX 3080 o superior) pueden reducir significativamente los tiempos de simulación. En este estudio, gracias a la optimización del proceso, cada simulación requirió entre 4 y 5 horas para

completarse, en comparación con los 2 a 3 días que pueden tardar en hardware menos potente o con configuraciones ineficientes.

Una vez terminada la configuración, se vio así:

**Figura 83**  
*Configuración final del modelo en el programa Flow-3D*



*Nota.* Se observa la interfaz del programa Flow-3D.

## 7. Cálculo de estabilidad

En esta sección se detallan los cálculos de estabilidad. Primero se establecen las hipótesis y la metodología utilizadas. Luego, se desarrollan los cálculos de estabilidad en términos numéricos, aplicados específicamente a la bocatoma.

Para este análisis, se incorporó una modificación clave en el diseño geométrico de la obra: se redujo la profundidad de la poza de dissipación en 1.5 metros respecto a su diseño original, esta decisión no solo implicó una profundización del fondo, sino también un aumento proporcional en su longitud y volumen, con el objetivo de mejorar la eficiencia hidráulica del resalto y, al mismo tiempo, observar cómo este cambio influía en las condiciones de carga sobre las estructuras.

## 7.1. Hipótesis

Las situaciones que condicionan la estabilidad de la bocatoma son principalmente dos:

- Situación normal:

Esta hipótesis se caracteriza porque el agua en la bocatoma se encuentra a la cota del labio del barraje fijo, es decir, a la 2293.55 m.s.n.m. mientras que aguas abajo la cota de agua coincide con la del cauce, es decir, la 2289.55 m.s.n.m. además, para el barraje móvil la cota del labio del barraje, es la 2291.22 m.s.n.m. mientras que aguas abajo la cota de agua coincide con la del cauce, es decir, la 2290.32 m.s.n.m. debido a que esta situación es de carácter habitual durante la vida útil de la estructura, el coeficiente de seguridad exigido tanto al vuelco como al deslizamiento es de 1.50. (Marcusson, 1981)

- Situación de sismo:

Para el diseño de las obras y elementos definitivos del Proyecto, se considera un periodo de retorno de 500 años, lo que implica una aceleración de cálculo de  $0.40 \cdot g$  teniéndose unas aceleraciones pseudoestáticas horizontal y vertical igual a las siguientes:

Para la aceleración horizontal:

$$a_h = \frac{1}{2} \cdot PGA \quad (106)$$

Resolviendo la aceleración horizontal:

$$a_h = \frac{1}{2} \cdot PGA = \frac{1}{2} \cdot 0.40 \cdot g = 0.200 \cdot g$$

Para la aceleración vertical:

$$a_v = \frac{2}{3} \cdot a_h \quad (107)$$

Resolviendo la aceleración horizontal:

$$a_v = \frac{2}{3} \cdot a_h = \frac{2}{3} \cdot 0.200 \cdot g = 0.133 \cdot g$$

Finalmente, y debido a que esta situación es extraordinaria, el coeficiente de seguridad exigido tanto a vuelco como a deslizamiento ha sido igual a 1.10.

**Figura 84***Coefficientes sísmicos asociados al periodo de retorno*

<b>ACELERACIÓN HORIZONTAL MÁXIMA Y COEFICIENTE SÍSMICO HORIZONTAL SEGÚN PERIODO DE RETORNO Y SITUACIÓN DE ANÁLISIS</b>			
<b>SITUACIÓN</b>	<b>T (años)</b>	<b>PGA</b>	<b>Kh</b>
Fin construcción	200	0,35	0,175
A largo plazo	500	0,4	0,200
Desembalse rápido	100	0,31	0,155
En máxima avenida	50	0,27	0,135

*Nota.* Adaptado de “Moderators report for session on Earth dams and stability of slopes under dynamic loads” por Marcusson, 1981

No se ha considerado la hipótesis de vaso vacío, pues esta situación siempre será más beneficiosa que la situación normal, pues las subpresiones y empujes horizontales del agua se reducirán mientras que el peso estabilizador del agua en el cuenco amortiguador de la bocatoma se mantendrá (cota 2289.55 m.s.n.m. por coincidir con el cauce), lo que implica que se reducen las acciones desestabilizantes manteniéndose las estabilizantes.

Por otro lado, tampoco se ha considerado la hipótesis de avenida ya que las subpresiones no variarán respecto de la hipótesis normal, pues la avenida tiene una duración tan corta que no da tiempo a que se llegue a establecer una red de flujo permanente en las nuevas condiciones hidráulicas entre aguas arriba y aguas abajo, mientras que el peso estabilizador de agua en el cuenco amortiguador de la bocatoma se incrementará por aumentar el nivel de agua en el cauce, es decir, la cota de la lámina del río se localizará por encima de la cota normal del agua en el mismo (por encima de la cota 2289.55 m.s.n.m.).

## **7.2. Cálculo de estabilidad del barraje fijo y el barraje móvil**

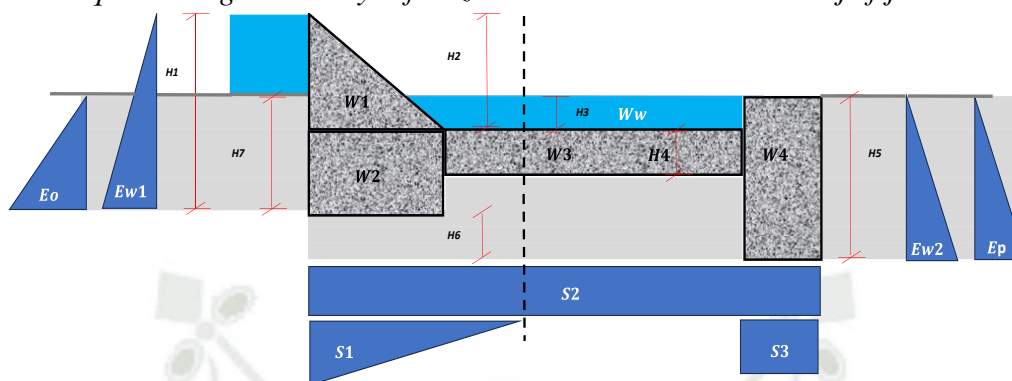
### **7.2.1. Definición De Las Fuerzas**

En los siguientes apartados se definen de manera genérica cuáles son las fuerzas que actúan sobre la estabilidad de la bocatoma, de manera que tras ello se puedan poner en relación entre sí para definir el coeficiente de seguridad al deslizamiento y el coeficiente de seguridad al vuelco. La geometría de la estructura y las cargas consideradas se muestran en la figura genérica que se muestra a continuación para el Barraje Fijo y el Barraje Móvil.

Se realizó un esquema idealizando las fuerzas a la que estaría sujeto el barraje fijo:

**Figura 85**

*Esquema de geometría y esfuerzos en la estructura del barraje fijo*



*Nota.* Se aprecian las fuerzas a las que está sometida la estructura, así como las presiones idealizadas y las dimensiones de los distintos componentes de la estructura barraje fijo.

Luego, se identificó las dimensiones respecto a los ejes “x” e “y”

**Tabla 49**

*Dimensiones consideradas para el barraje fijo respecto al eje “y”*

Altura	Barraje Fijo
H1	11.55
H2	6.24
H3	1.85
H4	2.00
H5	8.00
H6	3.15
H7	6.65

*Nota.* Se aprecia que la tabla muestra las dimensiones en metros.

**Tabla 50**

*Dimensiones consideradas para el barraje fijo con respecto al eje “x”*

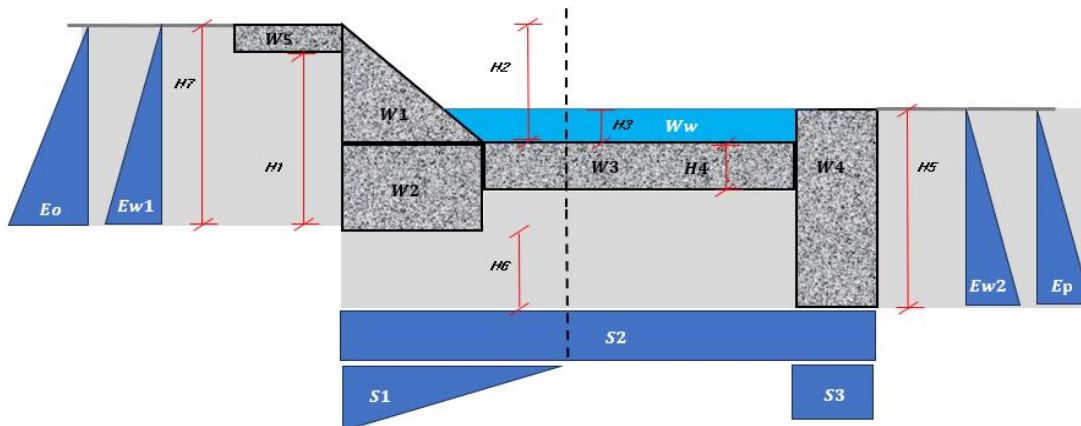
Longitud	Barraje Fijo
L0	-
L1	9.10
L2	3.80
L3	19.25
L4	2.00
Total	34.15

*Nota.* Se aprecia que la tabla muestra las dimensiones en metros.

Se realizó un esquema idealizando las fuerzas a la que estaría sujeto el barraje móvil:

**Figura 86**

*Esquema de geometría y esfuerzos en la estructura del barraje móvil*



Nota. Se aprecian las fuerzas a las que está sometida la estructura, así como las presiones idealizadas y las dimensiones de los distintos componentes de la estructura barraje móvil.

Luego, se identificó las dimensiones respecto a los ejes “x” e “y”

**Tabla 51**

*Dimensiones consideradas para el barraje móvil respecto al eje “y”*

Altura	Barraje Móvil
H1	6.90 m
H2	5.20 m
H3	4.30 m
H4	2.00 m
H5	8.70 m
H6	1.20 m
H7	8.40 m

Nota. Se aprecia que la tabla muestra las dimensiones en metros

**Tabla 52**

*Dimensiones consideradas para el móvil con respecto al eje “x”*

Longitud	Barraje Móvil
L0	8.62
L1	8.23
L2	5.10
L3	17.69
L4	3.50
Total	34.52

Nota. Se aprecia que la tabla muestra las dimensiones en metros.

### 7.2.2. *Peso de la bocatoma*

- Barraje Fijo

La densidad considerada para el concreto ha sido de 2.4 tn/m<sup>3</sup>. Los pesos obtenidos se muestran en las tablas resumen, en la que se indican también los brazos a considerar en cada caso para el cálculo de momento respecto al pie de la bocatoma.

**Tabla 53**

*Cálculo de la descomposición del peso de la sección para el barraje fijo*

W	H	h	b	A	F(kg)	F (KN)	v(m)
W1	h2	6.24	9.10	28.39	68,140.80	668.46	31.12
W2	h1-h2	5.31	9.10	48.32	115,970.40	1,137.67	29.60
W3	h4	2.00	23.05	46.10	110,640.00	1,085.38	13.53
W4	h5	8.00	2.00	16.00	38,400.00	376.70	1.00

*Nota.* Se muestra el peso disgregado por secciones para que el cálculo sea más sencillo.

- Barraje Móvil

Tal y como se muestra en la [Ilustración 23](#), para el cálculo del peso de la bocatoma se ha discretizado el Barraje Móvil en cinco zonas, para lo cual los cálculos realizados fueron realizados ídem a los cálculos para el Barraje Fijo.

**Tabla 54**

*Cálculo de la descomposición del peso de la sección para el barraje móvil*

W	H	h	b	A	F(kg)	F (KN)	v(m)
W1	h2	5.20	8.23	21.41	51,394.70	504.18	31.78
W2	h7-h2	3.20	8.23	26.30	63,127.39	619.28	30.41
W3	h4	2.00	22.79	45.58	109,390.56	1,073.12	14.90
W4	h5	8.70	3.50	30.45	73,080.00	716.92	1.75
W5	h7-h1	1.50	8.62	12.93	31,032.00	304.42	38.83

*Nota.* Se muestra el peso disgregado por secciones para que el cálculo sea más sencillo

### 7.2.3. *Empujes de agua y subpresiones*

#### *Barraje Fijo*

Para la definición de los empujes de agua, se ha considerado que la cota de agua en el labio se encuentra a la 2293.42 m.s.n.m., mientras que en el cauce se encuentra a la 2289.42 m.s.n.m., lo cual es la peor situación posible, ya que se supone que la cota de agua, aguas abajo de la bocatoma, se encuentra sobre la superficie del río, cuando en

realidad habrá siempre una cierta altura de la lámina de agua por encima de la 2289.42 m.s.n.m.

Adicionalmente a los empujes de aguas se tiene el peso estabilizador del agua contenida en el cuenco amortiguador de la bocatoma, de forma que este nivel se encuentra a la 2289.42 m.s.n.m.

Las subpresiones varían linealmente entre el dentellón y la primera fila de drenes, entre los valores de 11.55 m.c.a. a 3.85 m.c.a. La ley de subpresiones tras la primera fila de drenes es constante y se corresponde con la diferencia de cota entre la lámina en el río y la cota de apoyo de la losa de la bocatoma. Por último, esta subpresión es mayor bajo el dentellón de aguas abajo, dada su mayor profundidad.

En las figuras anteriores se esquematizan los empujes provocados por el agua, subpresiones y empujes, así como el peso del agua del cuenco, que alcanzan los valores se han incluido en la siguiente tabla resumen. Aparecen con signo negativo las fuerzas verticales ascendentes y las horizontales a favor del deslizamiento. También se incluye el valor a considerar en el brazo de cada esfuerzo para el cálculo de momentos con respecto al pie.

**Tabla 55**

*Valores de las fuerzas provocadas por el agua y subpresión para el BF*

VARIABLES	H	H-mca	Hi	Hf	$H_n=(H_i-H_f)$	B	$F=A*b$ (kgf)	F(kN)
S1	h1	11.55	11550	3850	7700	12.9	49665	-487.21
S2	h3+h4	3.85	3850	3850	3850	34.15	131477.5	-1289.79
S3	h5	8	8000	3850	4150	2	8300	-81.42
Ww	h3	1.85	1850	1850	1850	23.05	42642.5	418.32
Ew1	h1	11.55	11550	0	11550	11.55	66701.25	-654.34
Ew2	h5	8	8000	0	8000		32000	313.92

*Nota.* Se muestra el proceso de cálculo paso a paso para facilitar la comprensión de cada una de las columnas y filas de la tabla

Seguidamente, se desglosan las fuerzas actuantes de acuerdo a su magnitud y dirección en la tabla 56.

**Tabla 56**

*Resultantes de las fuerzas verticales provocadas por el agua para el BF*

Variable	F(kN)	vm
S1	-487.21	29.85
S2	-1289.79	17.08
S3	-81.42	1.00
Ww	418.32	13.53

*Nota.* Se muestran las magnitudes de las fuerzas verticales actuantes para el barraje fijo.

**Tabla 57**

*Resultantes de las fuerzas horizontales provocadas por el agua para el BF*

Variable	F(kN)	hm
Ew1	-654.34	7.00
Ew2	313.92	2.67

*Nota.* Se muestran las magnitudes de las fuerzas horizontales actuantes para el barraje fijo.

#### Barraje Móvil

Para la definición de los empujes de agua, se ha considerado que la cota de agua en el labio se encuentra a la 2291.22 m.s.n.m., mientras que en el cauce se encuentra a la 2290.32 m.s.n.m., lo cual es la peor situación posible, ya que se supone que la cota de agua, aguas abajo de la bocatoma, se encuentra sobre la superficie del río, cuando en realidad habrá siempre una cierta altura de la lámina de agua por encima de la 2290.32 m.s.n.m.

Adicionalmente a los empujes de aguas se tiene el peso estabilizador del agua contenida en el cuenco amortiguador de la bocatoma, de forma que este nivel se encuentra a la 2290.32 m.s.n.m.

Las subpresiones varían linealmente entre el dentellón y la primera fila de drenes, entre los valores de 8.40 m.c.a. a 6.30 m.c.a. La ley de subpresiones tras la primera fila de drenes es constante y se corresponde con la diferencia de cota entre la lámina en el río y la cota de apoyo de la losa de la bocatoma. Por último, esta subpresión es mayor bajo el dentellón de aguas abajo, dada su mayor profundidad.

En las anteriores figuras se esquematizan los empujes provocados por el agua y subpresiones, así como el peso del agua del cuenco, que alcanzan los valores se han incluido en la siguiente tabla resumen. Aparecen con signo negativo las fuerzas verticales

ascendentes y las horizontales a favor del deslizamiento. También se incluye el valor a considerar en el brazo de cada esfuerzo para el cálculo de momentos con respecto al pie.

**Tabla 58**

*Valores de las fuerzas provocadas por el agua para el BM*

Variabes	H	H- mca	Hi	Hf	Hn=(Hi- Hf)	B	F=A*b (kgf)	F(KN)
S1	h7	8.40	8400.00	6304.00	2096.00	13.33	13969.84	-137.04
S2	h3+h4	6.30	6304.00	6304.00	6304.00	34.52	217612.19	-2134.78
S3	h5	8.70	8700.00	6304.00	2396.00	3.50	8386.00	-82.27
Ww	h3	4.30	4304.00	4304.00	4304.00	22.79	98086.87	962.23
Ew1	h7	8.40	8400.00	0.00	8400.00	8.40	35280.00	-346.10
Ew2	h5	8.70	8700.00	0.00	8700.00	8.70	37845.00	371.26

*Nota.* Se muestra el proceso de cálculo paso a paso para facilitar la comprensión de cada una de las columnas y filas de la tabla.

**Tabla 59**

*Resultantes de las fuerzas verticales provocadas por el agua para el BM*

Variable	F(kN)	vm
S1	-137.04	30.08
S2	-2134.78	17.26
S3	-82.27	1.75
Ww	962.23	14.90

*Nota.* Se muestran las magnitudes de las fuerzas verticales actuantes para el barraje móvil.

**Tabla 60**

*Resultantes de las fuerzas horizontales provocadas por el agua para el BM*

Variable	F(kN)	hm
Ew1	-346.10	4.00
Ew2	371.26	2.90

*Nota.* Se muestran las magnitudes de las fuerzas horizontales actuantes para el barraje móvil.

#### **7.2.4. Empujes de tierras**

Las tierras que ejercen algún empuje sobre la bocatoma se corresponden con los rellenos de aguas arriba y aguas abajo. Se han representado ambos en la

La densidad saturada considerada tanto para el relleno de aguas arriba como para el relleno de aguas abajo ha sido de 2.11 tn/m<sup>3</sup> de acuerdo con el estudio de suelos.

El empuje de aguas arriba se ha asimilado a un empuje en reposo ( $E_o$ ), frente a un empuje activo, de manera que se esté en situación conservadora, pues se está considerando el mayor empuje posible, en este aspecto. El coeficiente de presión en reposo puede estimarse mediante la expresión empírica:

$$k_o = 1 - \text{sen } \varphi \quad (108)$$

Resolviendo:

$$1 - \text{sen } 35.5^\circ = 0.40$$

Donde  $\varphi$  es el ángulo de fricción interna del suelo. Esta fórmula es ampliamente aceptada y se utiliza cuando el suelo no experimenta deformaciones laterales (Das, 2010)

En cuanto al empuje de aguas abajo, la bocatoma empuja sobre el relleno, de manera que el empuje movilizado será de tipo pasivo ( $E_p$ ). el coeficiente de presión pasiva se puede estimar usando la teoría de Rankine (Das, 2010).

$$k_o = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (109)$$

Resolviendo:

$$k_o = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{35.5^\circ}{2} \right) = 4.00$$

Por otro lado, para la movilización completa del empuje pasivo se requieren de desplazamientos de gran entidad, por lo tanto, asumir que se moviliza la totalidad del pasivo en situación normal es algo irreal. Para tener en cuenta esta circunstancia, se ha aplicado un coeficiente aminorador del empuje pasivo para la situación normal igual a 3.00.

Sin embargo, durante el evento sísmico se producen desplazamientos que pueden llegar a ser importantes, lo que permite considerar una mayor componente de aporte pasivo por parte del terreno. Debido a esto, el coeficiente aminorador del pasivo que se ha tenido en cuenta cuando acaece un sismo ha sido de 1.35, frente al 3.0 de la situación normal.

Los valores obtenidos para cada empuje, así como el valor a considerar en el brazo de cada empuje para el cálculo de momentos con respecto al pie, se incluyen en la siguiente tabla.

**Tabla 61**

*Empujes de tierras sobre el barraje fijo*

Empuje	Fs	h	h	Ea(kg)	E(kN)	h(m)
Empuje activo E0	-	h7	6.65	195.62	-195.62	5.37
Empuje pasivo estático	3.00	h5	8.00	2545.43	848.48	2.67
Empuje pasivo sísmico	1.35	h5	8.00	2545.43	1885.50	2.67

*Nota.* Se muestran las magnitudes del empuje activo y a su vez el empuje pasivo.

**Tabla 62**

*Empujes de tierras sobre el barraje móvil*

Empuje	Fs	h	h	Ea(kg)	E(kN)	h(m)
E0	-	h7	8.40	312.13	-312.13	4.00
Empuje pasivo estático	3.00	h5	8.70	3,010.37	1,003.46	2.90
Empuje pasivo estático	1.35	h5	8.70	3,010.37	2,229.90	2.90

*Nota.* Se muestran las magnitudes del empuje activo y a su vez el empuje pasivo

### 7.2.5. Acción del sismo

Para el diseño de las obras y elementos definitivos del proyecto, se adoptó un análisis pseudostático, una metodología comúnmente empleada en la ingeniería geotécnica para representar los efectos sísmicos mediante fuerzas horizontales y verticales equivalentes (Kramer, 1996).

En este caso, se consideró un período de retorno sísmico de 500 años, lo que corresponde a una aceleración pico del terreno (PGA) de  $0.40 \cdot g$ . De acuerdo con lo propuesto por Seed y Whitman (1970), se puede considerar que la aceleración horizontal pseudostática ( $a_h$ ) es igual al 50 % de la PGA:

$$a_h = \frac{1}{2} \cdot PGA \quad (110)$$

Resolviendo:

$$a_h = \frac{1}{2} \cdot PGA = \frac{1}{2} \cdot 0.40 \cdot g = 0.200 \cdot g$$

Por su parte, la aceleración vertical pseudostática ( $a_v$ ) puede tomarse como dos tercios de la aceleración horizontal, según lo recomendado en manuales técnicos y textos geotécnicos (Das, 2010).

$$a_v = \frac{2}{3} \cdot a_h \quad (111)$$

Resolviendo:

$$a_v = \frac{2}{3} \cdot a_h = \frac{2}{3} \cdot 0.200 \cdot g = 0.133 \cdot g$$

Este enfoque permite simplificar el análisis dinámico del suelo y estructuras de contención, siendo ampliamente aceptado en la práctica profesional cuando se requieren modelos de análisis sísmico preliminares o conservadores.

Las aceleraciones anteriores actúan sobre el peso de la bocatoma, obteniéndose los valores que se indican a continuación para cada zona de cálculo. Nótese que se trata de fuerzas desestabilizadoras, y por eso presentan signo negativo. De nuevo se incluyó el valor de los brazos de cada esfuerzo para el cálculo de momentos.

**Tabla 63**

*Esfuerzos derivados de la acción del sismo para el barraje fijo*

W	H	h	F est (kN)	F sis h(KN)	F sis V(KN)	h(m)	v(m)
W1	h2	6.24	668.46	-133.69	-89.13	8.23	31.12
W2	h1-h2	5.31	1137.67	-227.53	-151.69	5.81	29.60
W3	h4	2.00	1085.38	-217.08	-144.72	5.15	13.53
W4	h5	8.00	376.70	-75.34	-50.23	4.00	1.00

*Nota.* Se muestran las fuerzas actuantes en el barraje fijo

**Tabla 64**

*Esfuerzos derivados de la acción del sismo para el barraje móvil*

W	H	h	F est (kN)	Fsis h(KN)	Fsis V(KN)	h(m)	v(m)
W1	h2	5.20	504.18	-100.84	-67.22	6.13	31.78
W2	h7-h2	3.20	619.28	-123.86	-82.57	2.80	30.41
W3	h4	2.00	1073.12	-214.62	-143.08	3.40	14.90
W4	h5	8.70	716.92	-143.38	-95.59	4.35	1.75
W5	h7-h1+h6	1.50	304.42	-60.89	-40.59	8.85	38.83

*Nota.* Se muestran las fuerzas actuantes en el barraje móvil

### 7.2.6. Coeficiente de seguridad al deslizamiento

El coeficiente de seguridad al deslizamiento se define como la relación entre las fuerzas horizontales estabilizadores, es decir; el rozamiento a lo largo del plano de contacto y los empujes pasivo e hidrostático aguas abajo, y las fuerzas horizontales desestabilizadoras.

$$C_{seg,des} = \frac{\sum F_V \cdot \tan \varphi + \sum F_H stab}{\sum F_H desliz} \quad (112)$$

Siendo  $\varphi$  el ángulo de rozamiento entre la bocatoma y el aluvial y que de acuerdo con la caracterización geotécnica se corresponde con 30° de ángulo de rozamiento.

Se exige un coeficiente de seguridad mínimo de 1,5 en la hipótesis estática y de 1,1 en la hipótesis de sismo. Se han obtenido los siguientes resultados.

Primero se realizó la comprobación para el barraje fijo:

**Tabla 65**  
*Comprobación estática de resultados para el barraje fijo*

	Tipo	Fuerza (kN)
<b>Resultante vertical</b>	Vestat	1828.11 kN
<b>Resultante horizontal</b>	Hr stat	1055.46 kN
<b>Suma fuerzas estabilizadoras</b>	H stat stab	1162.40 kN
<b>Suma fuerzas deslizadoras</b>	H stat desl	-849.96 kN

*Nota.* Se muestran las fuerzas actuantes en el barraje fijo

**Tabla 66**  
*Comprobación sísmica de resultados para el barraje fijo*

	Tipo	Fuerza (kN)
<b>Resultante vertical</b>	Vsis	1392.34 kN
<b>Resultante horizontal</b>	Hr sis	803.87 kN
<b>Suma fuerzas estabilizadoras</b>	H sis stab	2199.42 kN
<b>Suma fuerzas deslizadoras</b>	H sis desl	-1503.60 kN

*Nota.* Se muestran las fuerzas actuantes en el barraje fijo

Por tanto, se tiene el cálculo del coeficiente de seguridad al deslizamiento para la comprobación estática

$$C_{seg,des} = \frac{\sum F_V \cdot \tan \varphi + \sum F_H stab}{\sum F_H desliz} \quad (113)$$

Resolviendo:

$$C_{seg,des} = \frac{2217.85}{849.96}$$

$$C_{seg,des} = 2.61 > 1.5$$

Luego, se tiene el cálculo del coeficiente de seguridad al deslizamiento para la comprobación sísmica:

$$C_{seg,des} = \frac{3003.29}{1503.60}$$

$$C_{seg,des} = 2.00 > 1.1$$

Debido a que el coeficiente de seguridad al deslizamiento es mayor que 1.5 y 1.1 el diseño cumple los parámetros mínimos de seguridad.

Segundo se realizó la comprobación para el barraje móvil:

**Tabla 67**

*Comprobación estática de resultados para el barraje móvil*

	<b>Tipo</b>	<b>Fuerza (kN)</b>
<b>Resultante vertical</b>	Vestat	1826.07 kN
<b>Rozamiento horizontal</b>	Hr stat	1054.28 kN
<b>Suma fuerzas estabilizadoras</b>	H stat stab	1374.72 kN
<b>Suma fuerzas deslizadoras</b>	H stat desl	-658.22 kN

*Nota.* Se muestran las fuerzas actuantes en el barraje móvil

**Tabla 68**

*Comprobación sísmica de resultados para el barraje móvil*

	<b>Tipo</b>	<b>Fuerza (kN)</b>
<b>Resultante vertical</b>	Vsis	1397.01 kN
<b>Rozamiento horizontal</b>	Hr sis	806.56 kN
<b>Suma fuerzas estabilizadoras</b>	H sis stab	2601.16 kN
<b>Suma fuerzas deslizadoras</b>	H sis desl	-1240.92 kN

*Nota.* Se muestran las fuerzas actuantes en el barraje fijo

Por tanto, se tiene el cálculo del coeficiente de seguridad al deslizamiento para la comprobación estática

$$C_{seg,des} = \frac{\sum F_V \cdot \tan \varphi + \sum F_{H\ stab}}{\sum F_{H\ desliz}}$$

$$C_{seg,des} = \frac{2429.00}{658.22}$$

$$C_{seg,des} = 3.69 > 1.5$$

Luego, se tiene el cálculo del coeficiente de seguridad al deslizamiento para la comprobación sísmica:

$$C_{seg,des} = \frac{3407.73}{1240.92}$$

$$C_{seg,des} = 2.75 > 1.1$$

Debido a que el coeficiente de seguridad al deslizamiento es mayor que 1.5 y 1.1 el diseño del barraje móvil cumple los parámetros mínimos de seguridad.

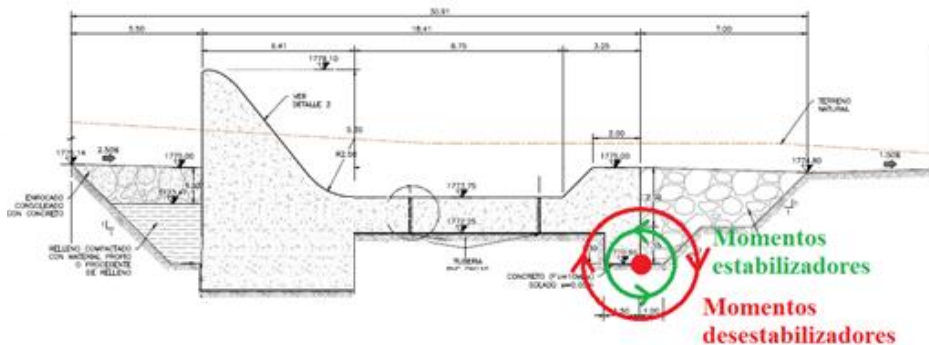
### 7.2.7. Coeficiente de seguridad al vuelco

Para la definición del coeficiente de seguridad al vuelco se relacionan los momentos de las fuerzas estabilizadoras respecto de los momentos de las fuerzas volcadoras, de manera que el punto de giro considerado se corresponde con el tacón de aguas abajo, quedando el coeficiente de seguridad al vuelco como sigue:

$$C_{seg,vuelco} = \frac{\sum M_{estabilizadores}}{\sum M_{volcadores}} \quad (114)$$

**Figura 88**

*Punto de giro de la bocatoma y signo de los momentos*



*Nota.* Se observa el punto de aplicación de los momentos estabilizadores y los momentos desestabilizadores

Se exige un coeficiente de seguridad mínimo de 1,5 en la hipótesis estática y de 1,1 en la hipótesis de sismo. Los resultados obtenidos se muestran a continuación. Los momentos desestabilizadores se muestran con signo negativo.

Primero se realizó la comprobación estática al volteo para el barraje fijo:

**Tabla 69**

*Cálculo de Momentos producidos por fuerzas verticales en el barraje fijo*

Tipo de fuerza		F(kN)	v(m)	M stat
vertical	W1	668.46	31.12	20800.29
vertical	W2	1137.67	29.60	33675.02
vertical	W3	1085.38	13.53	14679.74
vertical	W4	376.70	1.00	376.70
vertical	S1	-487.21	29.85	-14543.33
vertical	S2	-1289.79	17.08	-22023.24
vertical	S3	-81.42	1.00	-81.42
vertical	Ww	418.32	13.53	5657.82

*Nota.* Se aprecian las fuerzas verticales actuantes para el barraje fijo y los momentos.

**Tabla 70**

*Momentos producidos por fuerzas horizontales en el barraje fijo*

Tipo de fuerza		F(kN)	h(m)	M stat
horizontal	Ew1	-654.34	7.00	-4580.37
horizontal	Ew2	313.92	2.67	837.12
horizontal	E0	-195.62	5.37	-1049.84
horizontal	Ep stat	848.48	2.67	2262.60
horizontal	Ep sis	1885.50	2.67	5028.01

*Nota.* Se aprecian las fuerzas *horizontales* actuantes para el barraje fijo y *momentos*.

Luego, se realizó la comprobación dinámica al volteo para el barraje fijo:

**Tabla 71**

*Momentos producidos por fuerzas horizontales y verticales en el BF*

Tipo de fuerza		F(kN)	h(m)	v(m)	Fsis h(KN)	Fsis V(KN)	M sis (kN.m)
vertical	W1	668.46	8.23	31.12	-133.69	-89.13	-3873.66
vertical	W2	1137.67	5.81	29.60	-227.53	-151.69	-5810.84
vertical	W3	1085.38	5.15	13.53	-217.08	-144.72	-3075.24
vertical	W4	376.70	4.00	1.00	-75.34	-50.23	-351.59

*Nota.* Se aprecian las fuerzas *sísmicas horizontales y verticales* actuantes para el barraje fijo y *momentos*.

Por tanto, se tiene el cálculo del coeficiente de seguridad al volteo para la comprobación estática del barraje fijo

$$C_{seg,vuelco} = \frac{\sum M_{estabilizadores}}{\sum M_{volcadores}} \quad (115)$$

$$C_{seg,vuelco} = \frac{78\ 289.29}{-42\ 278.20}$$

$$C_{seg,vuelco} = 1.85 > 1.5$$

Luego, se tiene el cálculo del coeficiente de seguridad al deslizamiento para la comprobación sísmica:

$$C_{seg,vuelco} = \frac{\sum M_{estabilizadores}}{\sum M_{volcadores}}$$

$$C_{seg,vuelco} = \frac{81\ 054.70}{-55\ 389.53}$$

$$C_{seg,vuelco} = 1.46 > 1.1$$

Debido a que el coeficiente de seguridad al deslizamiento es mayor que 1.5 y 1.1 el diseño del barraje móvil cumple los parámetros mínimos de seguridad.

Luego se procedió con la comprobación estática al volteo para el barraje móvil:

**Tabla 72**

*Cálculo de Momentos producidos por fuerzas verticales en el BM*

	Tipo de fuerza	F(kN)	v(m)	M stat(kN.m)	
	vertical	W1	504.18	31.78	16021.07
	vertical	W2	619.28	30.40	18829.01
	vertical	W3	1073.12	14.89	15983.98
	vertical	W4	716.91	1.75	1254.60
	vertical	W5	304.42	38.83	11820.69
	vertical	S1	-137.04	30.08	-4121.79
	vertical	S2	-2134.78	17.26	-36845.91
	vertical	S3	-82.27	1.75	-143.97
	vertical	Ww	962.23	14.89	14332.30

*Nota.* Se aprecian las fuerzas verticales actuantes para el barraje móvil y los momentos.

**Tabla 73**

*Cálculo de Momentos producidos por fuerzas horizontales en el BM*

Tipo de fuerza		F(kN)	h(m)	M stat(kN.m)
horizontal	Ew1	-346.10	4.00	-1384.39
horizontal	Ew2	371.26	2.90	1076.65
horizontal	E0	-312.13	4.00	-1248.51
horizontal	Ep stat	1003.46	2.90	2910.02
horizontal	Ep sis	2229.90	2.90	6466.71

*Nota.* Se aprecian las fuerzas *horizontales* actuantes para el barraje móvil y momentos.

**Tabla 74**

*Momentos producidos por fuerzas horizontales y verticales en el BF*

Tipo de fuerza		F(kN)	h(m)	v(m)	Fsis h(KN)	Fsis V(KN)	M sis (kN.m)
vertical	W1	504.18	6.13	31.78	-100.84	-67.22	-2754.34
vertical	W2	619.28	2.80	30.40	-123.86	-82.57	-2857.08
vertical	W3	1073.12	3.40	14.89	-214.62	-143.08	-2860.06
vertical	W4	716.91	4.35	1.75	-143.38	-95.59	-791.00
vertical	W5	304.42	8.85	38.83	-60.88	-40.59	-2114.92

*Nota.* Se aprecian las fuerzas *sísmicas horizontales y verticales* actuantes para el barraje móvil y *momentos*.

Por tanto, se tiene el cálculo del coeficiente de seguridad al volteo para la comprobación estática en el barraje móvil

$$C_{seg,vuelco} = \frac{\sum M_{estabilizadores}}{\sum M_{volcadores}} \quad (116)$$

$$C_{seg,vuelco} = \frac{82\ 228.33}{-43744.56}$$

$$C_{seg,vuelco} = 1.88 > 1.5$$

Luego, se tiene el cálculo del coeficiente de seguridad al deslizamiento para la comprobación sísmica

$$C_{seg,vuelco} = \frac{\sum M_{estabilizadores}}{\sum M_{volcadores}}$$

$$C_{seg,vuelco} = \frac{85785.03}{-55121.96}$$
$$C_{seg,vuelco} = 1.56 > 1.1$$

Debido a que el coeficiente de seguridad al deslizamiento es mayor que 1.5 y 1.1 el diseño del barraje móvil cumple los parámetros mínimos de seguridad.



## CAPÍTULO V: DISCUSIÓN

A continuación, se presenta el análisis de acuerdo a los resultados de la investigación:

**Tabla 75**

*Comparación y discusión entre los métodos de diseño*

Criterio	Diseño de Bocatoma por Métodos Empíricos	Diseño de Bocatoma por Métodos Computacionales en FLOW 3D
<b>Predimensionamiento</b>	<p><b>Descripción:</b> El predimensionamiento de la bocatoma y sus componentes se realizó utilizando tablas y fórmulas provenientes de bibliografía, de acuerdo al tipo de estructura hidráulica correspondiente para cada paso del diseño de la bocatoma. Este proceso fue manual y requirió de cálculos repetitivos utilizando programas como: Excel y sus herramientas de iteración, lo que resultó tedioso.</p>	<p><b>Descripción:</b> En los métodos computacionales, el predimensionamiento se realizó mediante simulaciones digitales que modelaron de manera más precisa las condiciones físicas de la bocatoma. Aunque los parámetros iniciales se determinaron rápidamente, los ajustes se hicieron dentro de un modelo computacional más flexible.</p>
<b>Ventajas</b>	<p>El proceso fue accesible, debido a la base teórica ampliamente conocida y documentada. Los resultados fueron adecuados para situaciones estándar y no requirieron de otro software.</p>	<p>Dado que el objetivo del modelo es que esté de acorde con el fenómeno real, este método permitió ajustar el diseño de la bocatoma a condiciones reales y variables, considerando distintas condiciones iniciales y de contorno para facilitar el predimensionamiento. El programa fue amigable y los resultados se mostraban gráficamente por tanto el proceso se realizó con mayor flexibilidad.</p>
<b>Desventajas</b>	<p>Este método tuvo limitaciones en cuanto a la adaptabilidad del modelo debido a las modificaciones repetitivas que conllevaba,</p>	<p>El tiempo de ejecución fue largo debido al procesamiento de grandes volúmenes de datos, Además, las simulaciones</p>

Criterio	Diseño de Bocatoma por Métodos Empíricos	Diseño de Bocatoma por Métodos Computacionales en FLOW 3D
<b>Procesamiento de Datos</b>	<p>puesto que las fórmulas fueron aproximaciones que no consideraban todas las variables posibles en el entorno; además, se requirió de muchas iteraciones y ajustes manuales al modelo lo que debía realizarse en AUTOCAD.</p> <p><b>Descripción:</b> El procesamiento de datos en este enfoque fue manual y se realizó utilizando herramientas como hojas de Excel, donde se ingresaron los datos y se aplicaron fórmulas. El proceso fue lineal y repetitivo.</p>	<p>iniciales resultaron complejas.</p> <p><b>Descripción:</b> El procesamiento de datos mediante software especializado permitió una manipulación automatizada de grandes volúmenes de datos, cálculos, iteraciones y resultados. Esto facilitó realizar ajustes rápidos y explorar distintos escenarios de diseño de la bocatoma y sus componentes lo que permitió realizar un mejoramiento de la estructura en los puntos críticos que presentó, en este caso el barraje fijo; encontrando así el punto exacto en el que el barraje fijo funcione adecuadamente.</p>
<b>Ventajas</b>	<p>Debido a que no requirió grandes recursos tecnológicos, es más accesible.</p>	<p>Los resultados fueron más rápidos y precisos. Gracias a la automatización Se pudieron realizar más diseños y sus simulaciones en el punto crítico identificado (barraje fijo), hasta tener la estructura optimizada hidráulicamente.</p>
<b>Desventajas</b>	<p>Fue un proceso tedioso y sujeto a errores humanos, si no se manejaban correctamente las fórmulas o los datos, los resultados no son fiables, esto se identificó al momento de</p>	<p>El costo computacional fue alto y resultó en tiempos de procesamiento largos.</p>

Criterio	Diseño de Bocatoma por Métodos Empíricos	Diseño de Bocatoma por Métodos Computacionales en FLOW 3D
<b>Resultados Verificación Resultados</b>	<p>realizar el modelamiento en el FLOW 3D; es decir, el resalto hidráulico, encargado de la disipación de la energía no se formaba en el <b>barraje fijo</b>, por tanto, la estructura no estaba funcionando como debería.</p> <p><b>Descripción:</b> Los resultados fueron aproximados, debido a las limitaciones de los métodos empíricos y a la simplificación de ciertos factores. La verificación se hizo comparando los resultados con datos empíricos bibliográficos.</p>	<p><b>Descripción:</b> Los resultados fueron mucho más precisos, ya que los modelos digitales pudieron simular una gama más amplia de escenarios. Sin embargo, la precisión de los resultados dependió del modelo utilizado. La verificación se hizo mediante el análisis gráfico del fenómeno en cuestión.</p>
<b>Ventajas</b>	<p>El proceso de verificación fue relativamente fácil de realizar con bibliografía.</p>	<p>Los resultados obtenidos fueron verificables permitiendo una mejor optimización del diseño.</p>
<b>Desventajas</b>	<p>La verificación es imprecisa. Los resultados fueron menos confiables dado que no reflejaban adecuadamente las condiciones reales del modelo.</p>	<p>La verificación requirió una inversión en tiempo y recursos computacionales para ejecutar las simulaciones.</p>

*Nota.* Se muestran las ventajas y desventajas de cada método

## CONCLUSIONES

- El análisis matemático-computacional permitió diseñar la Bocatoma Bajo Cural aplicando ecuaciones empíricas y simulaciones CFD con Flow 3D. Los resultados obtenidos fueron coherentes en términos de caudales, velocidades y comportamiento hidráulico, demostrando que el modelo CFD representó con mayor detalle el flujo tridimensional y validó que la eficiencia hidráulica mejora con la incorporación de una poza de disipación de 1.5 m de profundidad adicional, condición que asegura la formación efectiva del resalto hidráulico.
- Se determinaron los parámetros topográficos, hidrológicos e hidráulicos de la zona de estudio, donde el caudal máximo de diseño fue de 314 m<sup>3</sup>/s y el mínimo de 1.01 m<sup>3</sup>/s, calculados con un periodo de retorno de 175 años. El levantamiento topográfico permitió modelar con precisión la geometría del terreno y, junto al análisis hidrológico, sustentó el diseño hidráulico, evidenciando las limitaciones de la infraestructura existente frente a las demandas de los usuarios del sistema Bajo Cural.
- El diseño basado en ecuaciones empíricas definió dimensiones y configuraciones válidas para los componentes hidráulicos; sin embargo, el modelado tridimensional CFD reveló aspectos no perceptibles con métodos tradicionales, como turbulencias localizadas y velocidades críticas. Estos resultados confirmaron que el uso del software permite realizar ajustes más precisos, mejorar la estabilidad estructural y optimizar el desempeño de la bocatoma.
- La comparación entre el diseño empírico y el numérico permitió concluir que el modelo CFD incrementa la eficiencia hidráulica y prolonga la vida útil de la estructura al identificar con antelación zonas críticas para su reforzamiento.
- Aporte metodológico y replicabilidad: La combinación de métodos empíricos y numéricos aporta un marco metodológico sólido. El CFD no reemplaza los métodos clásicos, sino que los complementa y valida, logrando una solución integral que puede ser replicada en otros proyectos de bocatomas y obras de derivación en ríos andinos.

## RECOMENDACIONES

- Se recomienda a los ingenieros civiles emplear Flow 3D como complemento en el diseño de bocatomas, validando dimensiones y optimizando la formación del resalto hidráulico desde la fase de planificación.
- Se recomienda realizar mediciones de caudal y tirante en la bocatoma durante su operación, a fin de validar las proyecciones del modelo CFD y retroalimentar el diseño. Esto permitiría ajustar las condiciones de operación de compuertas y disipadores en función de eventos hidrológicos reales.
- Se recomienda a las entidades responsables realizar levantamientos topográficos, batimetrías y análisis hidrológicos actualizados, asegurando diseños precisos y
- Se recomienda a estudiantes y usuarios de Flow 3D aplicar simulaciones desde etapas iniciales para identificar turbulencias, socavaciones y variaciones críticas de velocidad.
- Se recomienda a proyectistas comparar métodos empíricos y numéricos, priorizando CFD en componentes críticos como los barrajes, ya sean fijos y móviles, y así asegurar el cumplimiento de los fenómenos hidráulicos proyectados.
- Se recomienda que los profesionales en hidráulica reciban formación en herramientas CFD como Flow 3D, ya que los resultados de caudales y tirantes demuestran que este tipo de modelos aporta una ventaja metodológica frente al uso exclusivo de fórmulas empíricas.

**REFERENCIAS**

- 3Dsystems. (2025). <https://es.3dsystems.com/>. Obtenido de ¿Qué es un archivo .STL?: <https://es.3dsystems.com/quickparts/learning-center/what-is-stl-file>
- Ahmed, H., & Torres, J. (2023). Análisis Hidráulico con Modelación Numérica CFD – Flow 3D de la Erosión Local en Pilas de Puentes. *Revista Politécnica*, 93-102.
- Alonzo, A. (2013). *Medición de flujo en compuertas y orificios*. Guatemala: Universidad de San Carlos Facultad de ingeniería Escuela de ingeniería civil .
- Álvarez, M. E. (2021). *SOCAVACIÓN EN PUENTES*. UNIVERSIDAD DEL CAUCA.
- ANA. (2016). *Resolución Jefatural N.º R.J. 098-2016*. Lima: Autoridad Nacional del Agua.
- Arbulú, J. (2023). *Diseño de bocatomas*. Chimbote: Corporación de asesoramiento y capacitación.
- Arreguín, F., & Alcocer, V. (2011). *Diseño Hidraulico de Vertedores*. Ciudad de México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Bohorquez, C. (2020). *MODELACIÓN NUMÉRICA (CFD) DEL FLUJO COMBINADO SUPERIOR E INFERIOR EN UNA COMPUERTA PLANA CON EL PROGRAMA FLOW-3D*. Quito: FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL.
- Bridgeman, J., & Jefferson, B. (2010). The development and application of CFD models for water treatment flocculators, *Advances in Engineering Software. Issue 1*, 99-109.
- Bureau of Reclamation. (2000). *Diseño de Pequeñas Presas*. Madrid.
- Castellanos, H. (2017). Design and Construction of a Hydraulic Channel of Variable Slope. *Inf. tecnol.vol.28 no.6 La Serena*.
- Castillo, J. (23 de Agosto de 2016). *iagua*. Obtenido de Importancia Social del agua: <https://www.iagua.es/blogs/jesus-castillo/importancia-social-agua>
- Çengel, Y., & Cimbala, J. (2006). *Mecánica de Fluidos*. The McGraw-Hil.
- Cengel, Y., & Cimbala, J. (2006). *Mecánica de Fluidos, fundamentos y aplicaciones*. México: McGraw-Hill Interamericana.
- Chanson, H. (2004). *The hydraulics of open channel flow: An introduction*. Elsevier.
- Chow, V. (2004). *Hidráulica de Canales Abiertos*. Editorial Nomos S.A.
- Chow, V. T. (1959). *Open-Channel Hydraulics*. McGraw-Hill.
- Chow, V. T. (2000). *Hidrología Aplicada*. Colombia: Nomos S.A.
- Costa, M., & Méndez, C. (2014). *Simulación numérica de cable de tiro e izaje "6x19S" mediante MEF*. Villa Clara: VIII Conferencia Científica Internacional de Ingeniería Mecánica. COMEC-2014.

- Das, B. M. (2010). *Principles of Geotechnical Engineering*. Cengage Learning.
- FAO. (2017). *Modernization of irrigation systems: Principles and guidelines*. FAO Water Reports.
- Fischer, E. E. (1993). *Scour at a bridge over the Weldon River, Iowa*. Iowa: American Society of Civil Engineers.
- Flow Science, I. (2023). *FLOW-3D® Version 2023R1 User's Manual*. Santa Fe: NM: Flow Science, Inc12.
- FLOW-3D. (18 de diciembre de 2023). Basic Model Setup | FLOW-3D HYDRO [VIDEO]. Youtube.
- Gleick, P. H. (2014). *The world's water volume 8: The biennial report on freshwater resources*. Island Press.
- Gómez, P. (5 de mayo de 2023). *ICEMM engineering*. Obtenido de <https://www.icemm.com/>: <https://www.icemm.com/cfd-12-simulacion-les-adicion-de-turbulencia-artificial/>
- Hernández, R., Fernández, C., & Baptista, P. (2003). *Metodología de la investigación*. MCGRAW-HILL .
- Huerta, V. (2016). *OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE SISTEMAS DE RIEGO – MODULO I*. Lima: Ministerio de Agricultura .
- ICOLD. (1986). *River control during dam construction*. ICOLD.
- Integral Innovation Experts. (2023). *Ansys te permite reducir los costes de desarrollo de producto*. Obtenido de [integralplm.com](https://integralplm.com/): <https://integralplm.com/ansys/#:~:text=Las%20soluciones%20ANSYS%20ayudan%20a,electr%C3%B3nicos%20y%20el%C3%A9ctricos%20m%C3%A1s%20r%C3%A1pido>
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall.
- Krochin, S. (1986). *Diseño Hidráulico*. Quito: Escuela Politecnica Nacional.
- López, A. (22 de Marzo de 2021). El papel de la Ingeniería Civil en la gestión de un recurso vital y escaso. (P. U. Valparaíso, Entrevistador)
- Mansen, A. (2010). *Diseño de Bocatomas*. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Marbello, R. (2005). Manual de prácticas de laboratorio de hidráulica. En R. Marbello, *Manual de prácticas de laboratorio de hidráulica* (págs. 101-131). Medellín: Universidad de Colombia Escuela de geociencias y medio ambiente.
- Marcusson, W. F. (1981). *Moderators report for session on Earth dams and stability of slopes under dynamic loads*.
- Materon, H. (1991). *Obras hidráulicas rurales*. Cali: Departamento de mecánica de fluidos y ciencias térmicas.

- Menchuang, Z., Shasha, X., Xiaochuan, L., Qin, Y., Zhipin, Y., & Zhizhou, Z. (2024). Computational fluid dynamics-based design optimization of water scooping system in amphibious aircraft by a parallel active learning surrogate model. *Ocean Engineering*.
- Mendoza, L., & Vera, L. (2019). Study of different turbulence models to obtain the curves characteristics of a naca profile 2415 through the three-dimensional simulation of fluid flows . *Revista Bistua Facultad de Ciencias Basicas*, 43-51.
- MTC. (2011). *Manual de hidrología, hidráulica y drenaje*. Lima: Ministerio de transportes y telecomunicaciones.
- Mueller, D., Landers, M., & Fischer, E. (1993). *Scour Measurements at Bridge Sites During 1993 Upper Mississippi River Basin Flood*. Mississippi: Transportation research record.
- Ortega, P., & Izurieta, L. (2012). *Estudio Experimental del flujo de Aproximación hacia la Captación Pilatón y en el ingreso de los desarenadores del Proyecto Hidroeléctrico Toachi – Pilatón*. Quito: ResearchGate.
- OXFAM. (10 de Junio de 2016). *Entre 7 y 8 millones de peruanos no tienen acceso a agua potable*. Obtenido de Entre 7 y 8 millones de peruanos no tienen acceso a agua potable: <https://peru.oxfam.org/qu%C3%A9-hacemos-ayuda-humanitaria/entre-7-y-8-millones-de-peruanos-no-tienen-acceso-agua-potable>
- Perales, M., & Baldiviez, R. (2021). Análisis y propuesta de optimización de la obra de toma del proyecto Guadalquivir–CENAVIT–Calamuchita aplicando dinámica de fluidos computacional. *Ventana Científica*, 34-51.
- Priale, J. (2003). *LAS OBRAS HIDRAULICAS DE CONCRETO EN EL PERÚ* . Lima: ASOCEM asociacion de productores de cemento.
- RDT Simulation. (2023). Obtenido de [www.simulacionesyproyectos.com](http://www.simulacionesyproyectos.com): <https://www.simulacionesyproyectos.com/software/flow3d-3/#toggle-id-2>
- RDT Simulation. (17 de Febrero de 2024). *Aplicaciones de Flow 3D*. Obtenido de Aplicaciones de Flow 3D: <https://www.simulacionesyproyectos.com/software/flow3d-3/#tab-id-1>
- Rocha, A. (2003). La Bocatoma, Estructura Clave en un Proyecto de Aprovechamiento Hidráulico. *Revista Ingeniería Civil*, 2-27. Obtenido de <https://drive.google.com/drive/folders/1SsatcD5wgnO41yVyw1PSshbrv9P3MR940>
- Rocha, A. (2007). *Hidráulica de Tuberías y Canales*. Lima: Facultad de Ingeniería Civil.
- Rodríguez, P. (10 de noviembre de 2010). *Civilgeeks*. Obtenido de [civilgeeks.com](http://civilgeeks.com): <https://civilgeeks.com/2010/11/10/conceptos-y-elementos-de-un-canal/>
- Rogers, P., & Linsley, R. K. (1995). *Water resources engineering*. McGraw-Hill.
- Rutherford, J. C. (1994). *River Mixing*. Chichester, Reino Unido: John Wiley & Sons.

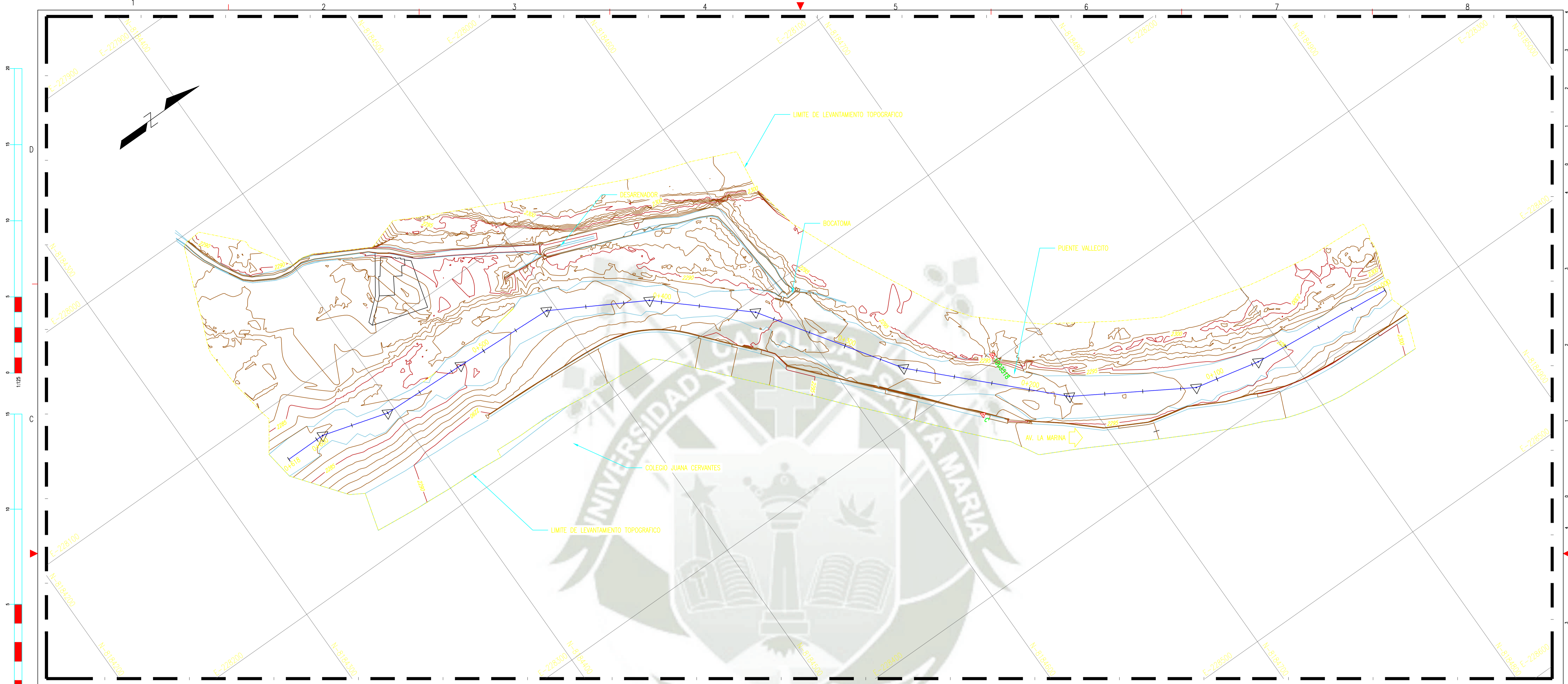
- Solorio, G. (2014). *Modelos de turbulencia en mecánica de fluidos computacional*. Puerto Vallarta: Conference: XXIII Congreso Nacional de Hidráulica.
- Sotelo, G. (2002). *Hidraulica de Canales*. Ciudad de México: Facultad de Ingeniería.
- Stewart, J. (2012). *Cálculo de varias variables trascendentes tempranas*. Toronto : Cengage Learning Editores.
- Sviatoslav, K. (1986). *Diseño Hidráulico*. Editorial de la Escuela Politécnica Nacional .
- Swamee, P. (1992). Sluice-Gate Discharge Equations. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 118(1). doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9437\(1992\)118:1\(56\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9437(1992)118:1(56))
- UNESCO. (17 de Febrero de 2021). *Desastres relacionados con el agua y cambios hidrológicos*. Obtenido de Desastres relacionados con el agua y cambios hidrológicos: <https://es.unesco.org/themes/garantizar-suministro-agua/hidrologia/desastres-cambios-hidrologicos>
- Vera, S., Cortés, M., Rao, J., Fazio, P., & Bustamante, W. (2015). Evaluación de modelos de turbulencia para predecir los flujos de masa de aire interzonas a través de una abertura de escalera para la convección natural y mixta en los edificios. *Revista ingeniería de construcción*, 30(2). doi:<http://dx.doi.org/10.4067/S0718-50732015000200001>
- Villón, M. (2003). *Diseño de estructuras hidráulicas*. Costa Rica: Instituto tecnológico de Costa Rica.
- Yen, B. C. (2004). *Channel Flow Resistance: Centennial of Manning's Formula*. Colorado: Editorial WRP.
- Zikanov, O. (2010). *Essential Computational Fluis Dynamics*. John Wiley & Sons, Inc.

ANEXOS

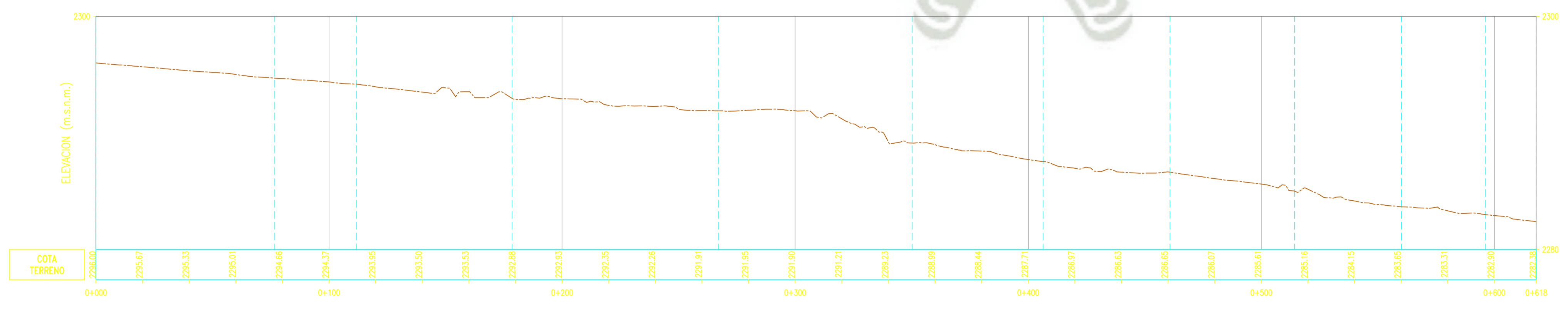
# Anexo 1

## Plano topográfico





PLANTA  
ESCALA



PLANTA  
ESCALA

CUADRO DE COORDENADAS UTM PUNTOS DE CONTROL Y Bms			
ESTACION	ESTE	NORTE	COTA m.s.n.m.
1003518	228296.745	8184672.952	2296.906
C	228319.373	8184651.037	2296.8506

- NOTAS :**
- 1.- LA ESCALA GRAFICA MOSTRADA ES PARA EL FORMATO A-1, PARA A-3 CONSIDERAR EL DOBLE
  - 2.- DIMENSIONES EN MILIMETROS Y NIVELES EN METROS, SALVO INDICADO.
  - 3.- SISTEMA DE COORDENADAS TOPOGRAFICAS LOCAL WGS84, HUSO 19 SUR.

PROYECTO: ELABORACIÓN DE EXPEDIENTE TÉCNICO PARA MEJORAS DE LAS OBRAS DE CAPTACIÓN DE LA COMISIÓN DE USUARIOS BAJO CURAL			
ESPECIALIDAD			
TITULO: PLANO FOTOGRAMETRICO		PLANO N°: 001	
BOCATOMA CANAL DE BAJO CURAL			
ELABORO : GUILLERMO CONCHA GALIANO	REVISO :	ESCALA : 1/100	REV. : -
DIBUJO :	APROBO :	FECHA : 28/02/24	TRABAJO : OPM

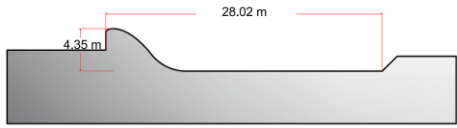
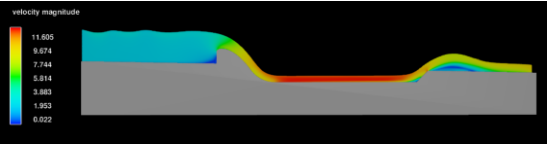
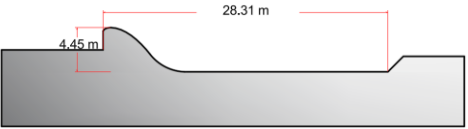
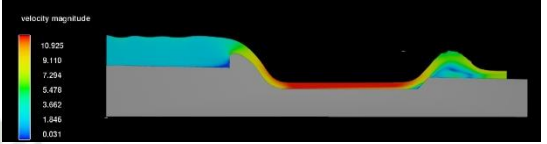
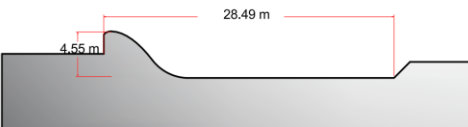
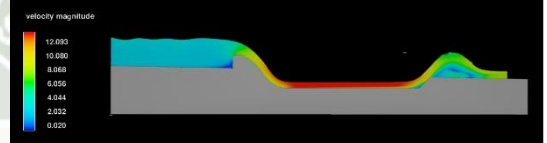
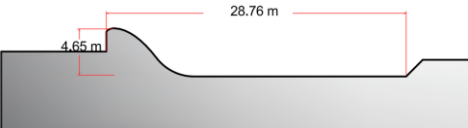
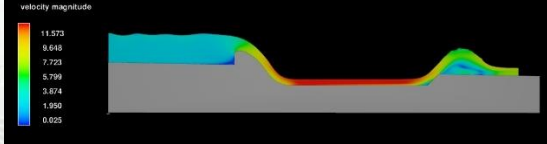

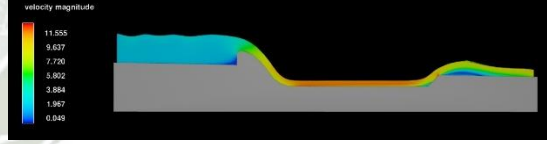
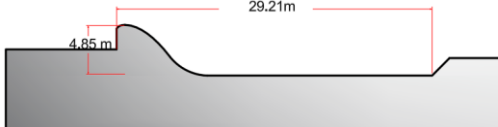
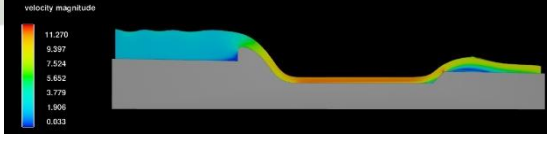
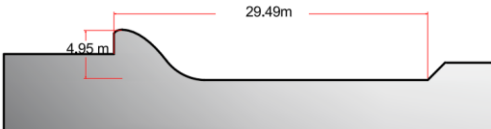
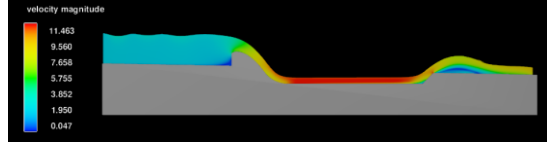

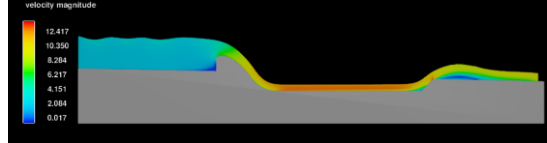
ESCALA METRICA 1:75

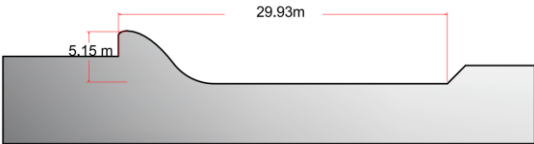
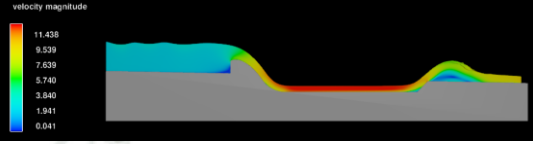
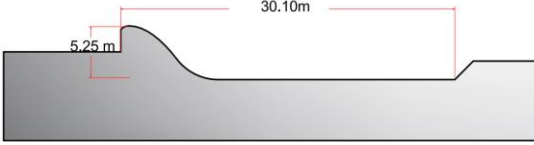
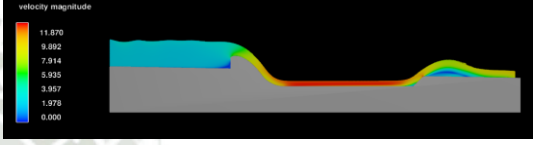
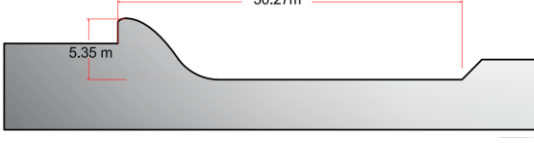
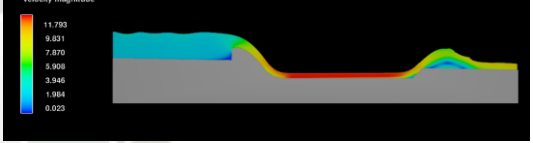
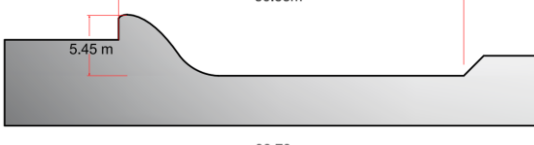
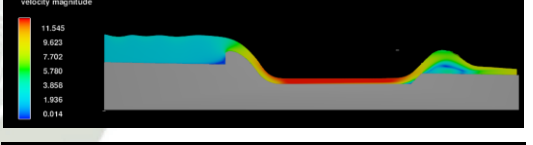
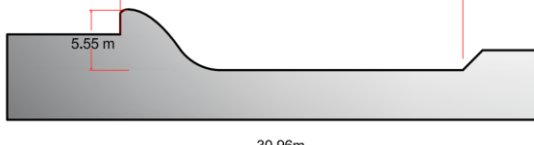
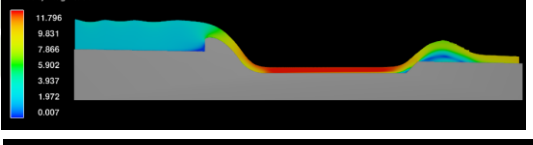
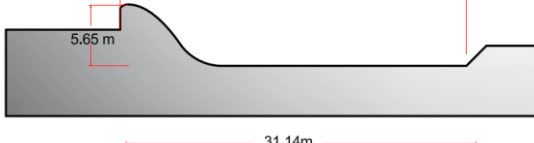
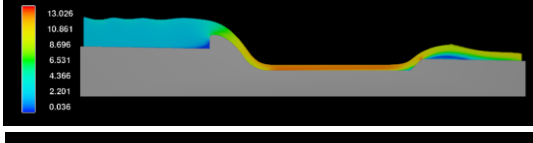
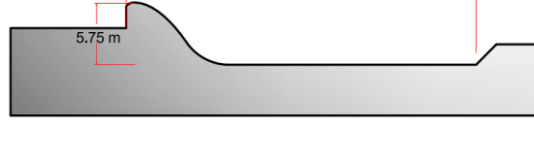
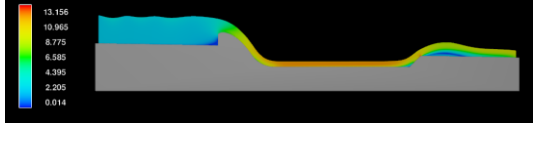
ESCALA METRICA 1:75



# **Anexo 2**

# **Tabla de Resultados**

Profundidad	Longitud de poza	Tirantes y velocidades	Resultado del modelo en FLOW 3D	Comentarios
0		y1= 1.15 y2=1.09 yn=1.30		No se forma el resalto
0.1		y1=1.08 y2=1.14 yn=1.30		No se forma el resalto
0.2		y1=1.07 y2=1.12 yn=1.29		No se forma el resalto
0.3		y1=1.13 y2=1.19 yn=1.40		No se forma el resalto
0.4		y1=1.07 y2=1.13 yn=1.37		No se forma el resalto
0.5		y1=1.02 y2=1.09 yn=1.34		No se forma el resalto
0.6		y1= 0.99 y2= 0.995 yn= 1.26		No se forma el resalto
0.7		y1=0.940 y2=0.99 yn= 1.40		No se forma el resalto

Profundidad	Longitud de poza	Tirantes y velocidades	Resultado del modelo en FLOW 3D	Comentarios
0.8		y1= 0.980 v1= 11.26 y2= 1.01 v2= 11.28 yn= 1.35		No se forma el resalto
0.9		y1= 0.949 v1= 11.59 y2= 0.980 v2= 11.49 yn= 1.228		No se forma el resalto
1		y1= 0.937 v1= 11.55 y2= 0.960 v2= 11.57 yn= 1.220		No se forma el resalto
1.1		y1= 0.95 v1= 11.54 y2= 0.99 v2= 11.47 yn= 1.27		No se forma el resalto
1.2		y1= 0.934 v1= 11.78 y2= 1.31 v2= 11.51 yn= 1.30		No se forma el resalto
1.3		y1= 0.923 v1= 11.87 y2= 1.11 v2= 11.68 yn= 1.46		No se forma el resalto
1.4		y1= 0.91 v1= 11.50 y2= 1.02 v2= 11.20 yn= 1.74		No se forma el resalto

Profundidad	Longitud de poza	Tirantes y velocidades	Resultado del modelo en FLOW 3D	Comentarios
1.5		$y1=0.86$ $v1=12.42$ $y2=4.81$ $v2=2.08$ $yn=2.90$		Sí se forma el resalto
1.6		$y1=1.5$ $v1=11.46$ $y2=3.91$ $v2=1.95$ $yn=2.20$		Sí se forma el resalto
1.7		$y1=1.75$ $v1=10.942$ $y2=4.7$ $v2=1.83$ $yn=1.98$		Sí se forma el resalto
1.8		$y1=1.80$ $v1=11.32$ $y2=4.1$ $v2=1.84$ $yn=1.80$		Sí se forma el resalto
1.9		$y1=1.85$ $v1=12.634$ $y2=3.9$ $v2=2.14$ $yn=1.70$		Sí se forma el resalto
2.0		$y1=1.94$ $v1=13.00$ $y2=3.70$ $v2=2.18$ $yn=1.50$		Sí se forma el resalto