



**Pontificia Universidad
Católica del Ecuador**
Seréis mis testigos

MANABÍ

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
SEDE MANABÍ
CARRERA DE HIDRÁULICA**

**TRABAJO DE TITULACIÓN
DISEÑO HIDRÁULICO DE ESTRUCTURAS PARA EL
APROVECHAMIENTO DEL AGUA EN LA CUENCA MEDIO-BAJA DEL RÍO
SAN LORENZO DEL CANTÓN CHONE**

**LÍNEA DE INVESTIGACIÓN
MANEJO SOSTENIBLE DE LOS RECURSOS NATURALES**

**SUBLÍNEA DE INVESTIGACIÓN
GESTIÓN SOSTENIBLE Y APROVECHAMIENTO DE LOS RECURSOS
NATURALES**

**PREVIO AL TÍTULO DE
INGENIERO HIDRÁULICO**

**AUTORES
ENZO ROMARIO RODRIGUEZ ABAD
IVAR GABRIEL ZAMBRANO TORRES**

**TUTOR
ING. JOSÉ RAMÓN ALARCÓN LOOR, M.Sc.**

PORTOVIEJO, MARZO 2025

Certificación de la Tesis

Ing. José Ramón Alarcón Loor, M.Sc.

Tutor del plan de investigación curricular

En mi calidad de tutor del trabajo de integración curricular, certifico haber revisado el presente manuscrito de investigación, el mismo que se ajusta a las normas vigentes de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador Sede Manabí, cumpliendo la Normativa del Trabajo de Integración Curricular; en consecuencia, es apto para su presentación y sustentación.

Ing. José Ramón Alarcón Loor. M,Sc.

C.I. 131128820-1

Aprobación del Tribunal

El jurado examinador aprueba el presente trabajo de integración curricular en nombre de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador. Sede Manabí:

(F)_____

Ing. José Ramón Alarcón Loor. M. Sc.

Presidente del tribunal

(F)_____

Ing. John Enrique Félix Mera, M. Sc.

Primer Lector

(F)_____

Ing. Fabian Rodrigo Espinales Cedeño, M. Sc

Segundo Lector

Declaración de Originalidad

Este manuscrito, no contiene ningún tipo de material que ha sido aceptado para la obtención de un título universitario en otra institución, excepto en la información de soporte que ha sido debidamente citada en mi trabajo. Este trabajo es de total responsabilidad del autor, quien declara bajo juramento que ninguna sección de este trabajo de integración curricular infringe los derechos de autor de nadie.

Autores:

F. _____

Enzo Romario Rodríguez Abad

Dirección: Manabí, Portoviejo, parroquia 12 de marzo

E-mail: erodriguez5570@pucesm.edu.ec

Celular: 0978985598

F. _____

Ivar Gabriel Zambrano Torres

Dirección: Manabí, Portoviejo, parroquia 12 de marzo

E-mail: izambrano3924@pucesm.edu.ec

Celular: 0987905135

Declaración de Derecho del Autor

Autorizo a la Pontificia Universidad Católica del Ecuador, a distribuir este manuscrito de investigación en medios físicos y electrónicos, con el fin de promover la divulgación de mis resultados a la comunidad científica y a la sociedad en general. Adicionalmente autorizo el uso de los contenidos de esta investigación como bibliografía para fines académicos, por cualquier medio o procedimiento, citando como fuente de información al autor de este trabajo.

Autores:

F. _____
Enzo Romario Rodríguez Abad
C.I. 1314245570

F. _____
Ivar Gabriel Zambrano Torres
C.I. 1311333924

Dedicatoria y Agradecimiento

Agradezco profundamente a Dios por ser mi guía y fortaleza en cada paso de este camino. A mis padres, cuya dedicación y sacrificio han sido la base de mis sueños, les debo todo lo que soy; con su ejemplo me enseñaron el valor del trabajo duro y la humildad.

A mi familia, por su apoyo constante y sus palabras de ánimo que me impulsaron a seguir adelante incluso en los momentos más desafiantes.

Extiendo mi gratitud a mis profesores y tutores, quienes con paciencia y dedicación compartieron su conocimiento, convirtiéndose en pilares fundamentales en mi formación profesional.

A mis compañeros de carrera, con quienes compartí aprendizajes, desafíos y momentos inolvidables que me acompañarán siempre.

Dedico este logro a mis padres, a mis amigos y compañeros de vida, que celebraron conmigo cada pequeño triunfo y me apoyaron cuando más lo necesité, este título también es para todas las personas que sueñan con transformar el mundo a través del conocimiento, recordándoles que cada gota de esfuerzo contribuye a formar un río de oportunidades.

Enzo Romario Rodríguez Abad

Dedicatoria y Agradecimiento

Con el corazón lleno de gratitud, agradezco a Dios por brindarme la fortaleza y las oportunidades necesarias para alcanzar este sueño, a mis padres, quienes con su amor incondicional y sacrificios infinitos hicieron posible que este camino fuera una realidad. Su confianza en mí fue el motor que me impulsó a superar cada desafío.

Agradezco también a mis profesores, por su guía y sabiduría, y por encender en mí la pasión por aprender y crecer; y a mis compañeros de carrera, con quienes compartí largas jornadas de estudio, risas y momentos inolvidables, gracias por ser parte de esta travesía.

Dedico este logro a mi familia, que siempre estuvo a mi lado, celebrando cada pequeño avance como si fuera el mayor de los triunfos. A mis amigos, que con sus palabras de aliento y compañía me ayudaron a mantenerme firme en los momentos más difíciles.

Finalmente, dedico este esfuerzo a todos aquellos que sueñan con construir un futuro mejor. Este título es una prueba de que, con esfuerzo, dedicación y fe, todo es posible.

Ivar Gabriel Zambrano Torres

Resumen

El propósito de la investigación es analizar estructuras hidráulicas que retengan el caudal del río San Lorenzo, del cantón Chone, para satisfacer las demandas de los moradores del sector en riego y uso doméstico durante la temporada de estiaje. Por tanto, la investigación descriptiva no experimental se desarrolló en enero del 2025, generando un estudio topográfico y de caudal del cauce del río en periodos de retorno de 50, 100 y 150 años, analizando vertederos de pared delgada, con cresta rectangular y con compuertas en el software HEC-RAS, considerando su desempeño técnico, de mantenimiento y económico para seleccionar la opción óptima. Se obtuvo el perfil longitudinal de 700 metros del cauce al cual se le asignaron rugosidades de Manning de 0.035 en los márgenes y 0.030 en el lecho principal; se estimaron caudales máximos probables para cada periodo de retorno con valores de 25.34 m³/s en 50 años, 50.23 m³/s en 100 años y 85.43 m³/s en 150 años; al comparar los tirantes aguas arriba de las estructuras respecto a las condiciones normales que van desde 0.34 m a 0.69 m, el vertedero con compuertas logra tirantes entre 1.42m y 1.98m, el vertedero con cresta rectangular entre 2.68 m y 2.56 m, y el vertedero de pared delgada entre 2.93 m a 3.89 m. Se concluye que el vertedero con compuerta es la opción más adecuada ya que eleva el nivel del cauce sin sobrecargar la estructura, pero requiere mayor mantenimiento.

Palabras clave: vertedero, tirante, caudal.

Abstract

The objective of this investigation is to examine hydraulic structures engineered to impound the discharge of the San Lorenzo River, situated within the Chone canton, to fulfill the irrigation and domestic water requirements of the local populace during the period of low flow. Accordingly, a nonexperimental descriptive study was undertaken in January 2025, encompassing a topographic survey and hydrological analysis of the river's channel across return periods of 50, 100, and 150 years. The research evaluated the performance of thin-walled weirs, rectangular-crested weirs, and gated weirs through simulations conducted in the HEC-RAS software, assessing their technical efficacy, maintenance demands, and economic viability to determine the most advantageous configuration. A longitudinal profile spanning 700 meters of the river channel was delineated, with Manning roughness coefficients of 0.035 assigned to the marginal zones and 0.030 to the principal bed. Probable maximum discharges were calculated for each return period, yielding values of 25.34 m³/s for 50 years, 50.23 m³/s for 100 years, and 85.43 m³/s for 150 years. Upstream water depths induced by the structures were juxtaposed with baseline conditions, which ranged from 0.34 m to 0.69 m: the gated weir produced depths between 1.42 m and 1.98 m, the rectangular-crested weir between 2.68 m and 2.56 m, and the thin-walled weir between 2.93 m and 3.89 m. The analysis concludes that the gated weir represents the optimal solution, as it elevates the channel's water surface elevation without exerting excessive structural stress, albeit necessitating more intensive maintenance.

Keywords: weir, hydraulic head, discharge.

Índice

Certificación de la Tesis.....	ii
Aprobación del Tribunal	iii
Declaración de Originalidad	iv
Declaración de Derecho del Autor.....	v
Dedicatoria y Agradecimiento	vi
Resumen.....	viii
Abstract	ix
Índice de Figuras	12
Índice de Tablas	14
Índice de Formulas.....	15
Introducción	16
Objetivos	18
Objetivo General.....	18
Objetivos Específicos.....	18
Materiales y Métodos.....	19
Características de la investigación.....	19
Características del Lugar.....	19
Métodos.....	20
Estudio Topográfico	20
Estudio Hidrológico del Río.....	20
Diseño de Estructuras Hidráulicas.....	29

Condiciones de Flujo	33
Parámetros Empleados en el software HEC-RAS	33
Análisis Comparativo de Desempeño y Costos.....	34
Resultados y Discusiones	35
Características Topográficas del Cauce	35
Características Hidrológicas del Cauce.....	36
Hietogramas de Precipitación.....	40
Caudales Máximos Probables	42
Diseño de Estructuras Hidráulicas	44
Vertedero de Pared Delgada.....	45
Vertedero de Pared Delgada con Cresta de Rectangular	48
Vertedero con Compuertas	49
Diseño de Estructura Hidráulica en un Tramo más extenso del Río.....	52
Análisis Comparativo de Desempeño y Costos.....	58
Conclusiones	60
Recomendaciones.....	61
Bibliografía	62
Anexos	69

Índice de Figuras

Figura 1. Localización de la cuenca baja del Río San Lorenzo, Chone.....	19
Figura 2. Características de un vertedero de pared delgada con cresta rectangular	29
Figura 3. Características de un vertedero de pared delgada con cresta rectangular	35
Figura 4. Curva de regresión potencial.	38
Figura 5. Curva de Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF)	40
Figura 6. Hietograma de precipitación para un periodo de retorno de 50 años	41
Figura 7. Hietograma de precipitación para un periodo de retorno de 100 años	41
Figura 8. Hietograma de precipitación para un periodo de retorno de 150 años	42
Figura 9. Corte longitudinal del cauce del río San Lorenzo	44
Figura 10. Modelado del vertedero de pared delgada en HEC-RAS	45
Figura 11. Carga sobre el vertedero de pared delgada (Tr = 50 años).....	46
Figura 12. Carga sobre el vertedero de pared delgada (Tr = 100 años).....	46
Figura 13. Carga sobre el vertedero de pared delgada (Tr = 150 años).....	47
Figura 14. Vista en 3D del vertedero de pared delgada.....	47
Figura 15. Modelado de vertedero de pared delgada con cresta rectangular en HEC-RAS48	
Figura 16. Modelado de vertedero de pared delgada con cresta rectangular en HEC-RAS49	
Figura 17. Perfil longitudinal de vertedero con compuerta (Tr = 50 años)	50
Figura 18. Perfil longitudinal de vertedero con compuerta (Tr = 100 años)	50
Figura 19. Perfil longitudinal de vertedero con compuerta (Tr = 150 años)	51
Figura 20. Vertedero con compuerta en la abscisa del río +130 m.....	52
Figura 21. Vertedero con compuerta en la abscisa del río +790 m.....	53
Figura 22. Vertedero con compuerta en la abscisa del río +1510 m.....	53
Figura 23. Perfil longitudinal de vertedero con compuerta en la abscisa del río +130m ...	55

Figura 24. Perfil longitudinal de vertedero con compuerta en la abscisa del río +790m ...	56
Figura 25. Perfil longitudinal de vertedero con compuerta en la abscisa del río +1510m .	57
Figura 26. Levantamiento topográfico en campo del perfil del río	74
Figura 27. Vista en corte transversal de las tres estructuras lineales de vertederos con compuertas	75
Figura 28. Modelado de vertedero con compuerta en la abscisa del río +130 m	75
Figura 29. Modelado de vertedero con compuerta en la abscisa del río +790 m	76
Figura 30. Modelado de vertedero con compuerta en la abscisa del río +1510 m	76

Índice de Tablas

Tabla 1: Precipitación máximas de 24 horas de la estación PUCE U. Católica MA0162	21
Tabla 2: Variables σ_y y μ_y según Gumbel	23
Tabla 3: Coeficientes de escorrentía	27
Tabla 4: Números de Curvas	28
Tabla 5: Valores de coeficientes de rugosidad (n)	32
Tabla 6: Precipitaciones Máximas Probables	36
Tabla 7: Intensidades diarias de lluvia	37
Tabla 8: Regresión potencia 1	37
Tabla 9: Regresión potencial 2	38
Tabla 10: Intensidades para cada intervalo de tiempo y periodo de retorno	39
Tabla 11: Caudales máximos probables	43
Tabla 12: Tirantes iniciales.	44
Tabla 13: Carga sobre vertedero de pared delgada	45
Tabla 14: Carga sobre vertedero de pared delgada con cresta rectangular.	48
Tabla 15: Carga sobre vertedero de pared delgada con compuertas.	49
Tabla 16: Tirantes de agua en los tres vertederos con compuertas	54
Tabla 17: Tirante de agua máximos (m)	59
Tabla 18: Progresiva del río San Lorenzo, sección 0	69
Tabla 19: Progresiva del río San Lorenzo, sección 1000.....	69
Tabla 20: Progresiva del río San Lorenzo, sección 2000.....	70
Tabla 21: Hietograma de precipitación para un $Tr = 50$ años.....	71
Tabla 22: Hietograma de precipitación para un $Tr = 100$ años.....	72
Tabla 23: Hietograma de precipitación para un $Tr = 150$ años.....	73

Índice de Formulas

Fórmula 1. Media estadística	22
Fórmula 2. Desviación estándar.....	22
Fórmula 3. Probabilidad de Gumbel.....	23
Fórmula 4. Probabilidad de Gumbel.....	23
Fórmula 5. Probabilidad de ocurrencia.....	24
Fórmula 6. Precipitación.....	24
Fórmula 7. Corrección de intervalos fijos.....	25
Fórmula 8. Intensidades de Lluvia.....	25
Fórmula 9. Analítica para construir la ecuación de intensidad.....	25
Fórmula 10. Tiempo de concentración mediante Kirpich	26
Fórmula 11. Tiempo de rezago	26
Fórmula 12. Caudal en vertedero rectangular de pared delgada.....	30
Fórmula 13. Caudal para condiciones de flujo libre	31
Fórmula 14. Caudal para condiciones de flujo sumergido	31

Introducción

El agua es un recurso limitado que permite el desarrollo de la vida en el planeta. Su gestión eficiente requiere conocer sus procesos en el ciclo hidrológico para preservar los ecosistemas, garantizando una disponibilidad continua y segura (Fernández, 2012). En este contexto una gestión adecuada es esencial ante los desafíos del cambio climático y el crecimiento poblacional, requiriendo para ello enfoques integrales que permitan asignar equitativamente el recurso, garantizando su disponibilidad futura; además, las infraestructuras hidráulicas desempeñan un papel crucial en su optimización, asegurando una distribución óptima, reduciendo pérdidas en la red y mejorando su capacidad (Fernández y Dupuits, 2022; Mirassou, 2019).

En América Latina los desafíos actuales para preservar el agua consideran la falta de estructuras adecuadas para su gestión, gobernanzas rigurosas que prioricen intereses privados sobre públicos, y planes de acción sobre el cambio climático ante su creciente demanda, siendo necesario adaptar gobernanzas que integre la participación social y colaboración entre los diversos actores que enfrentan la desigualdad hídrica (Sánchez *et al.*, 2018). Realidad que es evidente en Ecuador, donde según Arnaiz (2024) hay una brecha de desigualdad en acceso, calidad y disponibilidad del agua, particularmente en las zonas rurales donde su escasez afecta a cinco de cada diez habitantes, incrementando el riesgo de enfermedades bacterianas, siendo necesario promover su sostenibilidad mediante la participación comunitaria y la protección ambiental.

Ante esta situación, se identifican múltiples desafíos en la gestión del agua, entre ellos la falta de estructuras adecuadas para retener y regular el caudal de los ríos en zonas con mayor necesidad hídrica, lo que provoca una distribución desigual del recurso que agravan su escasez durante los períodos de mayor demanda (Martín y Justo, 2015); además la insuficiente planificación contribuye a incrementar los impactos negativos en los ecosistemas fluviales,

afectando la biodiversidad y alterando los ciclos naturales del río en las comunidades que dependen para sus actividades económicas (Food and Agriculture Organization [FAO], 2013).

En la provincia de Manabí, esta realidad es evidente en la cuenca media-baja del río San Lorenzo, ubicada en el cantón Chone, donde se desarrollan actividades agrícolas y ganaderas que dependen de este recurso hídrico, la falta de infraestructuras hidráulicas adecuadas ha limitado el aprovechamiento eficiente del río generando problemas como pérdidas por escorrentía y una mayor vulnerabilidad ante eventos extremos, como sequías e inundaciones (Carrera, 2018); ante esta situación, los moradores han construido diques de tierra que agravan el problema del transporte de sedimentos, interrumpiendo el flujo natural del río, así como alteraciones en las secciones del río durante las temporadas de lluvias o crecidas (Montoya y Montoya, 2015).

Para ello, resulta conveniente realizar un levantamiento topográfico detallado que permita conocer los perfiles del río San Lorenzo, complementado con un análisis de caudales que considere factores como la pendiente, la geología y las condiciones hidrológicas (García *et al.*, 2017); además un análisis de las estructuras hidráulicas para retener el caudal es beneficioso de analizar en el software HEC-RAS, ya que cuenta con la capacidad de modelar con precisión los flujos hidráulicos, permitiendo evaluar el comportamiento de las estructuras en diversos escenarios para asegurar un diseño técnico eficiente (Ahmed y Hidalgo, 2018).

Por tanto, el diseño de una estructura hidráulica para la retención del caudal del río San Lorenzo es necesario para la zona, siendo una herramienta fundamental para garantizar un aprovechamiento eficiente y sostenible del recurso hídrico, al mismo tiempo que contribuye a mitigar los riesgos asociados con eventos hidrológicos extremos, como inundaciones o sequías, promoviendo un equilibrio entre el desarrollo humano y la conservación ambiental.

Objetivos

Objetivo General

Aplicar una estructura hidráulica para la retención del caudal del San Lorenzo del cantón Chone.

Objetivos Específicos

Realizar un estudio topográfico y de caudal del río San Lorenzo considerando factores como la pendiente, geología del lecho y condiciones hidrológicas.

Diseñar estructuras hidráulicas para retener el caudal del río, teniendo en cuenta la sostenibilidad ambiental y la minimización de impactos negativos en el ecosistema fluvial.

Comparar el desempeño técnico, de mantenimiento y económico de las estructuras analizadas.

Materiales y Métodos

Características de la investigación

Se desarrolla una investigación aplicada – descriptiva, ya que busca resolver un problema práctico mediante el diseño e implementación de una estructura hidráulica, detallando para ellos las características del río San Lorenzo y las estructuras hidráulicas analizadas, considerando el uso de datos cuantitativos (Guevara *et al.*, 2020).

Características del Lugar

La investigación se lleva a cabo en la provincia de Manabí, en la cuenca baja del Río San Lorenzo, perteneciente a la cuenca hidrográfica del río Chone, las zonas intervenidas están entre la parroquia Badeal y Rancho viejo la cabecera cantonal Chone (ver figura 1), contemplando para su ejecución los meses de octubre a diciembre del 2024.

Figura 1

Localización de la cuenca baja del Río San Lorenzo, Chone.



Fuente: GOOGLE EARTH (2024).

Métodos

Estudio Topográfico

En el estudio topográfico se analiza un tramo de 700 metros del río San Lorenzo, empleando una estación total y GPS diferencial para coordinar el acceso al área y establecer puntos de control geodésico; se realizan mediciones detalladas de perfiles longitudinales y transversales del cauce cada 20 metros, permitiendo identificar áreas críticas, como pendientes pronunciadas, zonas con erosión activa y acumulaciones de sedimentos (García *et al.*, 2017); información que es empleada para generar un modelo digital de elevación (DEM), proporcionando una base para el análisis de la morfología del río (Méndez y Jiménez, 2012).

Estudio Hidrológico del Río

Se realiza un análisis de caudales para el lecho del río, considerando el desarrollo metodológico empleado por Tenesaca *et al.* (2024) que incluye la estimación de la lluvia de diseño, considerando precipitaciones máximas en 24 horas mediante una distribución de probabilidades, donde se analizan precipitaciones máximas probables para diferentes periodos de retorno, el desarrollo de las curvas IDF, y la estimación del tiempo de concentración y del tiempo de retardo, el cual será igual a la duración hipotética de la tormenta; a partir de esta información se generan los hietogramas de precipitación, que se analizan mediante una modelación hidrológica en el software HEC-HMS para evaluar los caudales en periodos de retorno de 50, 100 y 150 años, se aplicó la metodología de Aguilar (2010), quien consideró periodos de hasta 200 años para modelar caudales en una estructura hidráulica sobre el río Machángara, en Quito, permitiendo analizar eventos extremos con distintos niveles de probabilidad, garantizando infraestructuras más seguras y resilientes, optando hasta 150 años como un equilibrio entre precisión y aplicabilidad, representando eventos de alta magnitud sin aumentar excesivamente la incertidumbre .

Lluvias de Diseño

Es la estimación de la precipitación máxima que se espera en un periodo determinado (Castillo, 2021), empleada en los diseños hidráulicos mediante las precipitaciones máximas en 24 horas mediante la distribución de probabilidad de Gumbel que fueron tomadas de la estación MA0162 PUCE U. Católica durante los años 1991 al 2022 (ver tabla 1).

Tabla 1

Precipitaciones máximas de 24 horas de la estación PUCE U. Católica MA0162.

Año	P. Máxima 24 h
1991	73.60
1992	80.40
1993	131.70
1994	113.80
1995	132.50
1996	52.80
1997	133.20
1998	143.90
1999	110.10
2000	58.00
2001	140.60
2002	73.90
2003	58.10
2004	99.40
2005	77.30
2006	112.30
2007	81.40
2008	55.40
2009	53.90
2010	58.40
2011	60.10
2012	304.43
2013	123.40
2014	83.80
2015	47.20
2016	116.20
2017	169.60
2018	78.60
2019	94.40
2020	67.40
2021	390.90
2022	390.90

Fuente: INAMHI (2024).

Distribución de Probabilidades pluviométricas mediante Gumbel

La distribución de Gumbel es un método estadístico utilizado para modelar y prever eventos extremos, como lluvias intensas en un periodo específico. Su aplicación es fundamental en el análisis hidrológico, ya que permite estimar la probabilidad de ocurrencia de eventos extremos con base en datos históricos. En este contexto, se emplea la metodología descrita por Sánchez (2013), la cual se basa en el análisis de la media (fórmula 1) y la desviación estándar (fórmula 2) de los valores máximos registrados en intervalos de 24 horas. Para garantizar la adecuada representatividad de los resultados, estos valores se ajustan mediante los factores de escala α y ubicación u , determinados en función del número de datos disponibles (ver tabla 2).

Media Estadística.

$$\bar{x} = \frac{\sum x_i}{n}$$

Fórmula 1. Media estadística.

Donde:

\bar{x} = Media estadística.

X_i = Conjunto de observaciones.

n = Número de observaciones.

Desviación Estándar.

$$S = \sqrt{\frac{\sum_1^n (x_i - \bar{x})^2}{n - 1}}$$

Fórmula 2. Desviación estándar.

Donde:

S = Desviación estándar.

n = Número de observaciones.

x_i = Observación número i de la variable x .

\bar{x} = Media estadística.

Probabilidades Gumbel.

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} * S$$

Fórmula 3. Probabilidad de Gumbel.

Donde:

α = Probabilidad de Gumbel.

S = Desviación estándar de la muestra.

$$u = \bar{x} - \mu_y * \sigma_y$$

Fórmula 4. Probabilidad de Gumbel.

Donde:

u = Probabilidad de Gumbel.

\bar{x} = Media estadística.

$\sigma_y \cdot \mu_y$ = Factores de Gumbel según el número de datos (ver tabla 2).

Tabla 2

Variables σ_y y μ_y según Gumbel.

Datos	σ_y	μ_y
10	0.4952	0.9496
15	0.5128	1.0206
20	0.5236	1.0628
25	0.5309	1.0914
30	0.5362	1.1124
35	0.5403	1.1285
40	0.5436	1.1413
45	0.5463	1.1518
50	0.5485	1.1607
55	0.5504	1.1682
60	0.5521	1.1747
65	0.5535	1.1803
70	0.5548	1.1854
75	0.5559	1.1898
80	0.5569	1.1938
85	0.5578	1.1974
90	0.5586	1.2007
95	0.5593	1.2037
100	0.5600	1.2065

Estimación de Precipitaciones Diarias Máximas para Diferentes Frecuencias

Reflejan el valor máximo de precipitación que podría ocurrir en un solo día durante un periodo específico, en su cálculo, se toman en cuenta diversos intervalos de recurrencia, siguiendo la metodología descrita por Sánchez (2013), como se detalla a continuación:

Probabilidad de Ocurrencia.

$$F(\mathbf{xt}) = 1 - \frac{1}{T_r}$$

Fórmula 5. Probabilidad de ocurrencia.

Donde:

F (xt) = Probabilidad de ocurrencia.

Tr = Periodo de retorno (años).

Precipitación.

$$P = \mu_y - \ln \left(\frac{-\ln(F(\mathbf{xt}))}{\frac{1}{\sigma_y}} \right)$$

Fórmula 6. Precipitación.

Donde:

P = Precipitación (mm).

u_y = Probabilidad de Gumbel.

σ_y = Factores de Gumbel.

F (xt) = Probabilidad de ocurrencia.

Corrección del Intervalos.

$$\mathbf{XT} = P * 1.14$$

Fórmula 7. Corrección de intervalos fijos.

Donde:

XT= Corrección del Intervalos.

P = Precipitación.

Intensidades de Lluvia.

$$\mathbf{I} = \frac{P}{t}$$

Fórmula 8. Intensidades de Lluvia.

Donde:

I= Intensidades de Lluvia (mm).

P = Precipitación (mm).

t = Tiempo de duración (horas).

Curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF)

Las curvas IDF (Intensidad-Duración-Frecuencia) representan gráficamente la relación entre la intensidad de la precipitación, su duración y la frecuencia con que ocurre, siendo fundamentales para el diseño de infraestructura hidráulica y el análisis de eventos extremos (Grajales y Carvajal, 2019); en su estimación se obtiene la ecuación de intensidad del lugar en análisis considerando fórmula propuesta de Aparicio (fórmula 9) (Pizarro *et al.*, 2003):

$$\mathbf{I} = \frac{k * T^m}{D^n}$$

Fórmula 9. Analítica para construir la ecuación de intensidad.

Donde:

I = Intensidad de precipitación (mm/h).

k, m y n = Constantes calculadas mediante una regresión lineal múltiple.

T = Periodo de retorno (años).

D = Duración (horas o minutos).

Tiempo de Concentración y de Rezago

El tiempo de concentración es el intervalo requerido para que el agua de lluvia más alejada de un punto de salida en una cuenca alcance dicho punto, determinando la respuesta hidrológica de la cuenca, en su estación de consideración se utiliza el método de Kirpich (ver fórmula 10); el tiempo de rezago es el lapso entre el centroide de la precipitación efectiva y el pico del hidrograma de escurrimiento, reflejando el desfase temporal en la respuesta superficial (ver fórmula 11) (Vélez y Botero, 2010).

$$t_c = 0.02 * L^{0.77} * S^{0.385}$$

Fórmula 10. Tiempo de concentración mediante Kirpich.

Donde:

t_c = Tiempo de concentración (minutos).

L = Longitud máxima a la salida (m).

S = Pendiente media del lecho (m/m).

$$\text{Lag Time} = 0.35 * t_c$$

Fórmula 11. Tiempo de rezago.

Donde:

Lag Time = Tiempo de retardo (minutos).

t_c = Tiempo de concentración (minutos).

Modelación Hidrológica.

Se realiza la modelación hidrológica de la cuenca que desemboca en el río analizado, utilizando el software HEC-HMS como herramienta principal, en la estimación del flujo de agua en la zona, se aplica el modelo Muskingum-Cunge (Cunge, 1969), reconocido por su precisión en la simulación del transporte de caudales, además se considera el factor de escorrentía según Ibáñez *et al.* (2011) y el número de curva establecido por el United States Department of Agriculture (USDA, 1986).

La lluvia de diseño, en combinación con las características físicas y morfométricas de la cuenca, permite calcular los caudales asociados a periodos de retorno de 50, 100 y 150 años, siguiendo la metodología descrita por Tenesaca *et al.* (2024), permitiendo tener una proyección actualizada de la respuesta hidrológica de la cuenca frente a eventos extremos.

Tabla 3

Coefficientes de escorrentía.

Cobertura del suelo	Tipo de suelo	Pendiente (%)				
		> 50	20 – 50	5 – 20	1 – 5	0 – 1
Sin vegetación	Impermeable	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60
	Semipermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Permeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
Cultivos	Impermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Semipermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Permeable	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45
	Semipermeable	0,55	0,50	0,40	0,40	0,35
	Permeable	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15
Hierba	Impermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Semipermeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
	Permeable	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10
Bosque, vegetación densa	Impermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Semipermeable	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25
	Permeable	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05

Fuente: Ibáñez et al. (2011).

Tabla 4

Números de Curvas.

Descripción del Uso		Grupo Hidrológico del Suelo				
Uso del Suelo	Promedio área impermeable	Condición Hidrológica	A	B	C	D
Áreas urbanas completamente desarrolladas		Pobre	68	79	86	89
		Media	49	69	79	84
		Buena	39	61	74	80
Áreas Impermeables						
Aparcamientos, azoteas, carreteras			98	98	98	98
Calles y Carreteras						
Pavimentadas; cunetas y red de saneamiento			98	98	98	98
Pavimentadas; cunetas abiertas			83	89	92	93
Grava			76	85	89	91
Sucias			72	82	87	89
Zonas ajardinadas xerofitas						
Zonas naturales (solo permeables)			63	77	85	88
Zonas ajardinadas (incluidas zonas impermeables)			96	96	96	96
Zonas Urbanas						
Centros comerciales y de negocios	85%		89	92	94	95
Industrial	72%		81	88	91	93
Zonas residenciales						
0.05ha o menos (2 casas)	65%		77	85	90	92
0.10 ha	38%		61	75	83	87
0.13 ha	30%		57	72	81	86
0.20 ha	25%		54	70	80	85
0.40 ha	30%		51	68	79	84
0.81 ha	12%		46	65	77	82
Áreas Urbanas en desarrollo						
Explanaciones (zonas permeables, sin vegetación)			77	86	91	94

Fuente: UNITED STATES DEPARTMENT OF AGRICULTURE (USDA), 1986.

Diseño de Estructuras Hidráulicas

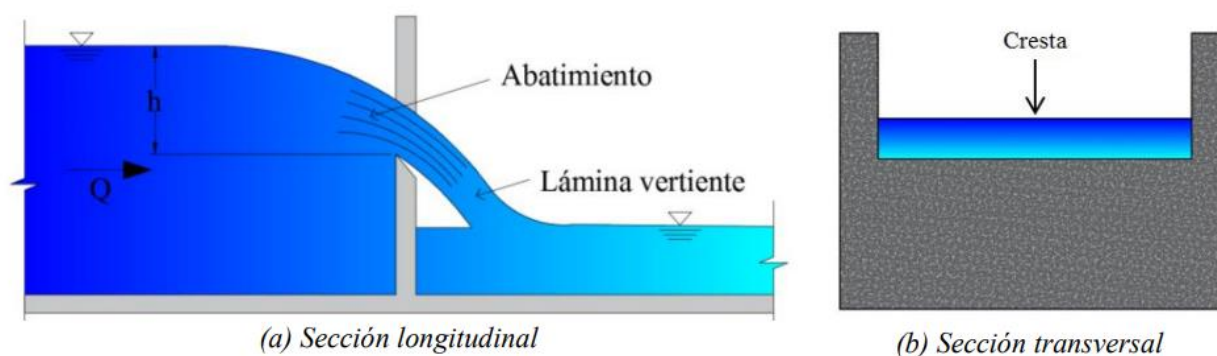
En el marco del estudio, se lleva a cabo un análisis de tres obras hidráulicas clave ubicadas en la zona de interés: un vertedero de pared delgada, un vertedero con cresta de geometría rectangular y un vertedero con compuerta, donde cada una de estas estructuras será evaluada en función del tirante hidráulico que generan para distintos periodos de retorno, con el objetivo de identificar aquella que aporta la menor carga a la estructura, considerando las condiciones hidrológicas y topográficas específicas del río San Lorenzo.

Vertedero de Pared Delgada y con Cresta de Geometría Rectangular.

En un vertedero de pared delgada, el agua que fluye sobre su borde experimenta un flujo libre y controlado, lo que permite estimar el caudal en función de la geometría del vertedero y la altura del agua sobre su cresta, donde se considera generalmente como crítico en la cresta, lo que implica que la energía específica es mínima en ese punto, y la velocidad del flujo alcanza su valor máximo (Salazar y Cedillo, 2017).

Figura 2

Características de un vertedero de pared delgada con cresta rectangular.



Fuente: Salazar y Cedillo (2017).

Para el dimensionamiento de un vertedero de pared delgada, es esencial considerar su geometría, que puede ser rectangular, trapezoidal o triangular, donde la altura del agua sobre la cresta (H) es el factor determinante para el tipo de flujo que puede ser libre si fluye sin interferencias aguas abajo, o sumergido cuando el nivel aguas abajo afecta el flujo sobre el vertedero; ambas condiciones se pueden analizar en el software HEC-RAS, el cual permite simular con precisión estos escenarios, evaluando el impacto de las variaciones en el nivel del agua y las pérdidas de energía, fundamentado en la siguiente fórmula para uno de tipo rectangular como el que se analiza (Chow, 1994; Dávila y Puma, 2018).

$$Q = C_d * L * \sqrt{2g} * H^{2/3}$$

Fórmula 12. Caudal en vertedero rectangular de pared delgada.

Donde:

Q = Caudal (m^3/s).

C_d = Coeficiente de descarga (adimensional entre 0.6 y 0.7).

L = Longitud efectiva de la cresta del vertedero (m).

g = Aceleración gravitacional ($9.81 m/s^2$).

H = Altura del agua sobre la cresta (m).

Vertedero con Compuerta.

El vertedero tipo compuerta es una estructura hidráulica que permite medir y regular el caudal de agua en un canal, relacionando las características de un vertedero con la capacidad de control de una compuerta, ya que tiene la capacidad de ajustar la altura de la cresta del vertedero, regulando el caudal de tránsito (Loaiza y Romo, 2022). En su diseño se considera el software HEC-RAS para simular las configuraciones de apertura, analizando las condiciones de flujo libre o sumergido, según las variaciones en operación de los niveles aguas arriba y aguas abajo.

El software HEC-RAS utiliza fórmulas hidráulicas basadas en los principios de conservación de energía y cantidad de movimiento para analizar el flujo a través de compuertas en vertederos, aplicándolas según las condiciones de flujo libre o sumergido, la geometría de la compuerta, el nivel del agua y su apertura (US ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2016).

$$Q = C_d * B * y * \sqrt{2g * H}$$

Fórmula 13. Caudal para condiciones de flujo libre.

Donde:

Q = Caudal (m³/s).

C_d = Coeficiente de descarga (adimensional entre 0.6 y 0.7).

B = Ancho de la compuerta (m).

y = Altura de apertura de la compuerta (m).

g = Aceleración gravitacional (9.81 m/s²).

H = Altura efectiva del agua sobre la compuerta (m).

$$Q = C_d * B * y * \sqrt{2g(H_1 - H_2)}$$

Fórmula 14. Caudal para condiciones de flujo sumergido.

Donde:

Q = Caudal (m³/s).

C_d = Coeficiente de descarga (adimensional entre 0.6 y 0.7).

B = Ancho de la compuerta (m).

y = Altura de apertura de la compuerta (m).

g = Aceleración gravitacional (9.81 m/s²).

H₁ = Altura del agua aguas arriba (m).

H₂ = Altura del agua aguas abajo (m).

Valores de Rugosidad.

Para definir las condiciones de rugosidad en las secciones transversales del río San Lorenzo en el modelo HEC-RAS, se asignan valores según los coeficientes Manning “n” basados en las características observadas en campo, como la vegetación, el tipo de lecho y la geomorfología del río, diferenciando entre el margen izquierdo, central y derecho, asignando valores según la tabla 5.

Tabla 5

Valores de coeficientes de rugosidad (n).

	Número de datos	Mínimo	Normal	Máximo
a.	En tierra, recto y uniforme			
	1. Limpio, recientemente terminado	0,016	0,018	0,020
	2. Limpio, después de exposición a la intemperie	0,018	0,022	0,025
	3. Con gravas, sección uniforme, limpio	0,022	0,025	0,030
	4. Con pastos cortos, algunas malezas	0,022	0,027	0,033
b.	En tierras, serpenteante y lento			
	1. Sin vegetación	0,023	0,025	0,020
	2. Pastos, algunas malezas	0,025	0,030	0,033
	3. Malezas densas o plantas acuáticas en canales profundos	0,030	0,035	0,040
	4. Fondo en tierra con lados en piedra	0,028	0,030	0,035
	5. Fondos pedregosos y bancas con maleza	0,025	0,035	0,040
	6. Fondos en cantos rodeados y lados limpios	0,030	0,040	0,050
c.	Excavado con pala o dragado			
	1. Sin vegetación	0,025	0,028	0,033
	2. Matorrales ligeros en las bancas	0,035	0,050	0,060
d.	Cortes en roca			
	1. Lisos y uniformes	0,025	0,035	0,040
	2. Afiliados y regulares	0,035	0,040	0,050
e.	Canales sin mantenimiento, malezas y matorrales sin cortar			
	1. Malezas densas, tan altas como la profundidad del flujo	0,050	0,080	0,120
	2. Fondos limpios, matorrales en los lados	0,040	0,050	0,080
	3. Igual, nivel máximo de flujo	0,045	0,070	0,110
	4. Matorrales densos, altos niveles	0,080	0,100	0,140

Fuente: Chow (1994).

Condiciones de Flujo

Para determinar las condiciones de flujo (subcrítico, crítico o supercrítico) en la modelación de flujos con HEC-RAS, se utilizó el número de Froude (Fr), el cual se calcula como $Fr = v / \sqrt{g * D}$, donde v es la velocidad del flujo, g la aceleración gravitacional y D la profundidad hidráulica; un flujo es subcrítico si $Fr < 1$, crítico si $Fr = 1$ y supercrítico si $Fr > 1$ (Chow, 1994). En HEC-RAS, la simulación de flujo se configuró considerando las condiciones del cauce y los datos de entrada, utilizando el módulo de análisis hidráulico para obtener perfiles de energía y clasificar el régimen de flujo en cada sección (Brunner, 2020).

Parámetros Empleados en el software HEC-RAS

Coeficientes de Rugosidad de Manning.

Para su configuración en el software HEC-RAS, se asignaron coeficientes de rugosidad de Manning adecuados a las condiciones del cauce y las llanuras de inundación, tomando en cuenta factores como la vegetación, la granulometría del lecho y las variaciones en el ancho del canal, los cuales fueron seleccionados con base en referencias establecidas en la literatura técnica, como las tablas de rugosidad de Chow (1994) (tabla 5), y ajustados mediante los datos observacionales.

Geometrías de las Secciones Transversales.

Las geometrías de las secciones transversales se definieron a partir de levantamientos topográficos, complementados con mediciones mediante estaciones totales a fin de capturar con precisión la morfología del terreno; estos fueron integrados al modelo mediante la herramienta de edición geométrica de HEC-RAS, asegurando que la disposición espacial y las dimensiones del cauce reflejaran las condiciones reales, para optimizar la representación del flujo se ajustó la densidad de secciones transversales, incrementando la resolución en zonas con alta variabilidad morfológica y reduciéndola en tramos homogéneos (Brunner, 2020).

Análisis Comparativo de Desempeño y Costos

Según Salazar y Cedillo (2017), en un análisis comparativo de desempeño entre los vertederos de pared delgada, con cresta rectangular y con compuertas, se evalúa el tirante hidráulico generado en cada estructura para identificar la opción más eficiente y con menor carga hidráulica en función de los periodos de retorno considerados, además, se consideran aspectos relacionados con la operación y el mantenimiento de cada alternativa, asegurando una evaluación integral de su desempeño.

En cuanto a los costos, se realiza una estimación teórica basada en estudios previos similares, contemplando un análisis del ciclo de vida total de cada alternativa, lo cual permite determinar la relación costo-beneficio de cada tipo de vertedero en función del uso previsto, integrando tanto los costos iniciales de construcción como los asociados a su operación y mantenimiento a lo largo del tiempo (Barzola, 2024).

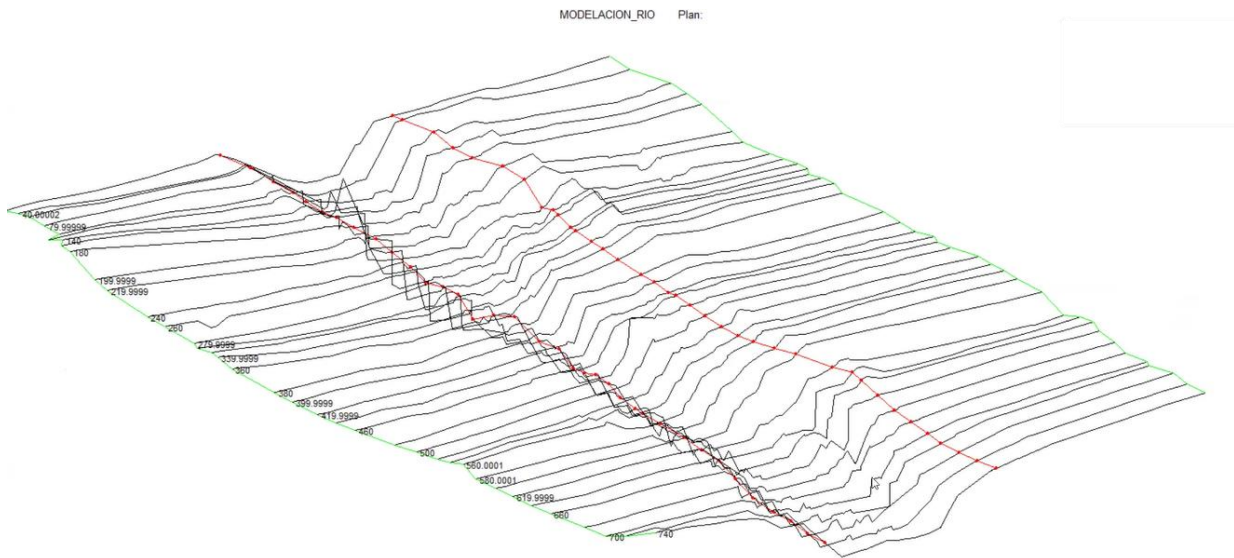
Resultados y Discusiones

Características Topográficas del Cauce

Se realizó un levantamiento topográfico en un tramo de 2000 metros del río San Lorenzo, ubicado en el Cantón Chone, donde se obtuvieron características topográficas detalladas del área mediante secciones transversales con un espaciamiento de 20 metros, permitiendo capturar con precisión las variaciones morfológicas del cauce, representadas mediante la herramienta de visualización en 3D del software HEC-RAS, como se ilustra en la figura 3.

Figura 3

Características de un vertedero de pared delgada con cresta rectangular.



Se asignaron rugosidades para reflejar las condiciones específicas del tramo modelado, considerando en los márgenes izquierdos y derechos del río un coeficiente de Manning de 0.035, representando zonas con mayor vegetación o irregularidades; en el perfil central, correspondiente al lecho principal del cauce, se empleó un valor de 0.030, asociado a una superficie más uniforme y con menor resistencia al flujo según las características observadas en campo (tabla 5).

Características Hidrológicas del Cauce

Se estimaron los caudales máximos probables para el cauce en estudio considerando las precipitaciones máximas registradas en la tabla 1, obtenidas de la estación del INAMHI MA0162, los datos presentaron una precipitación media de 107.65 mm con una desviación estándar de 83.57 mm, y fueron analizados mediante la distribución de Gumbel, con parámetros α de 65.16 mm y μ de 70.03 mm, evaluándose para períodos de retorno de 50, 100 y 150 años.

Tabla 6

Precipitaciones Máximas Probables.

Periodo de retorno (Años)	Precipitación (mm)	Probabilidad de ocurrencia F (XT)	Corrección de intervalo fijo XT (mm)
50	3.9019	324.2936	0.9800
100	4.6001	369.7905	0.9900
150	5.0073	396.3208	0.9933

Con las precipitaciones máximas probables se analizaron las intensidades para un día de lluvia, en rangos de 1 a 24 horas según los periodos de retorno asignados, obteniendo para uno de 50 años y una intensidad de 1440 minutos (24 horas) un valor de 16.21 mm/h; y para 150 años y una intensidad de 60 minutos (1 hora) un valor de 142.68 mm/h (ver tabla 7).

Tabla 7*Intensidades diarias de lluvia.*

Tiempo de duración		Intensidad de la lluvia (mm /hr)		
Hr	min	50 años	100 años	150 años
24	1440	16.21	18.49	19.82
18	1080	19.67	22.43	24.04
12	720	25.94	29.58	31.71
8	480	33.08	37.72	40.42
6	360	39.56	45.11	48.35
5	300	44.36	50.59	54.22
4	240	50.59	57.69	61.83
3	180	59.67	68.04	72.92
2	120	75.88	86.53	92.74
1	60	116.75	133.12	142.68

Con esta información, se elaboraron regresiones potenciales de Intensidad - Duración - Período de Retorno (IDP), las cuales relacionan la intensidad de la precipitación con la duración del evento y la probabilidad de ocurrencia en un intervalo de tiempo específico, este análisis permitió modelar el comportamiento de la lluvia en distintos escenarios (ver tabla 8).

Tabla 8*Regresión potencia 1.*

Periodo de Retorno (años)	Término constante de regresión (d)	Coefficiente de regresión [n]
50	1471.200	-0.616
100	1677.603	-0.616
150	1797.961	-0.616
Promedio	1648.921	-0.616

En la segunda regresión potencial, se estableció la relación entre el período de retorno (T) y la constante de regresión (d), con el propósito de estimar los factores “k” y “m” de la ecuación de intensidad, los cuales se presentan en la tabla 9.

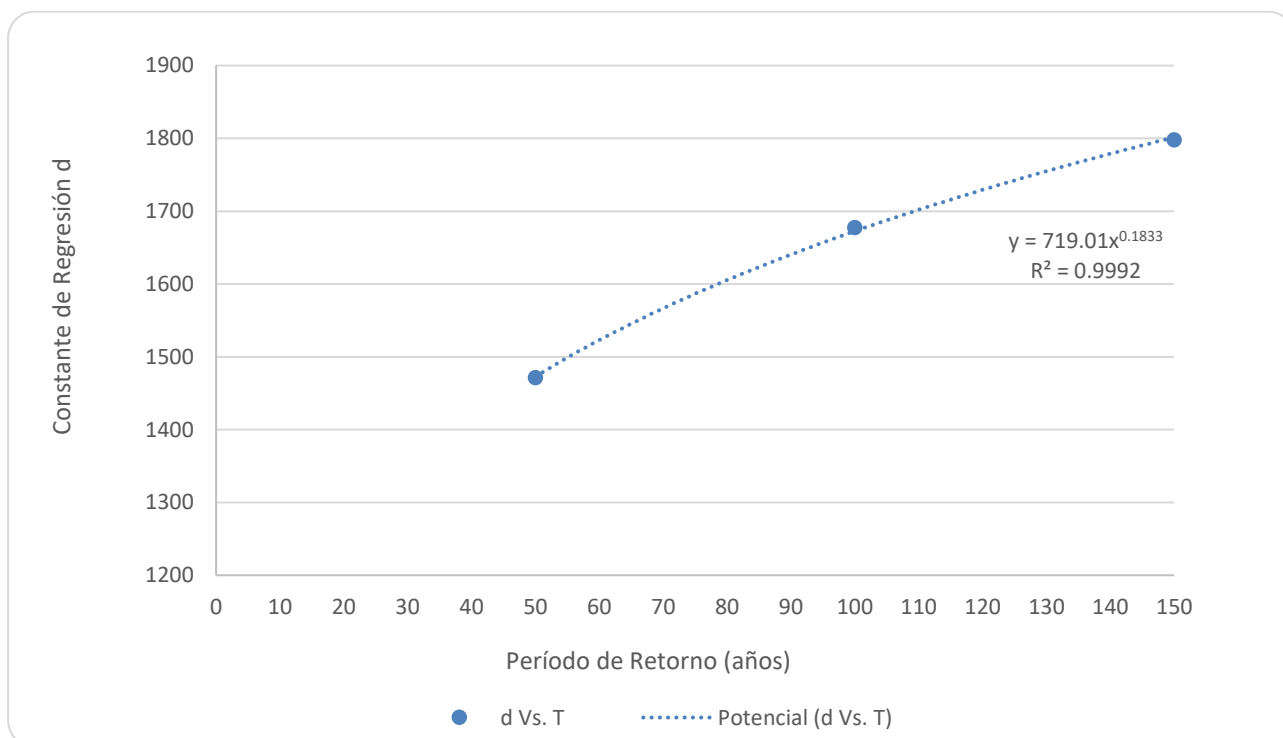
Tabla 9

Regresión potencial 2.

N.º	x	y	Ln x	Ln y	Ln x*Ln y	(Ln x) ²
1	50	1471.2002	3.9120	7.2938	28.5336	15.3039
2	100	1677.6027	4.6052	7.4251	34.1939	21.2076
3	150	1797.9610	5.0106	7.4944	37.5517	25.1065
Ln (K) = 6.5779		K = 719.0075		m = 0.1833		

Figura 4

Curva de regresión potencial.



A partir de las regresiones obtenidas, se determinaron los factores “n”, “k” y “m” de la ecuación de intensidad “I” para la zona de estudio, resultando en la siguiente expresión, donde “T” representa el período de retorno y “t” el tiempo de precipitación:

$$I = \frac{719.0075 * T^{0.1833}}{t^{0.616}}$$

La tabla 10 muestra las intensidades de precipitación correspondientes a cada intervalo de tiempo y período de retorno, información esencial para la elaboración de las curvas de Intensidad, Duración y Frecuencia (IDF) de la zona, los cuales permiten generar hietogramas de precipitación específicos para cada período de retorno, facilitando la simulación de caudales pico durante eventos extremos mediante el software HEC-HMS.

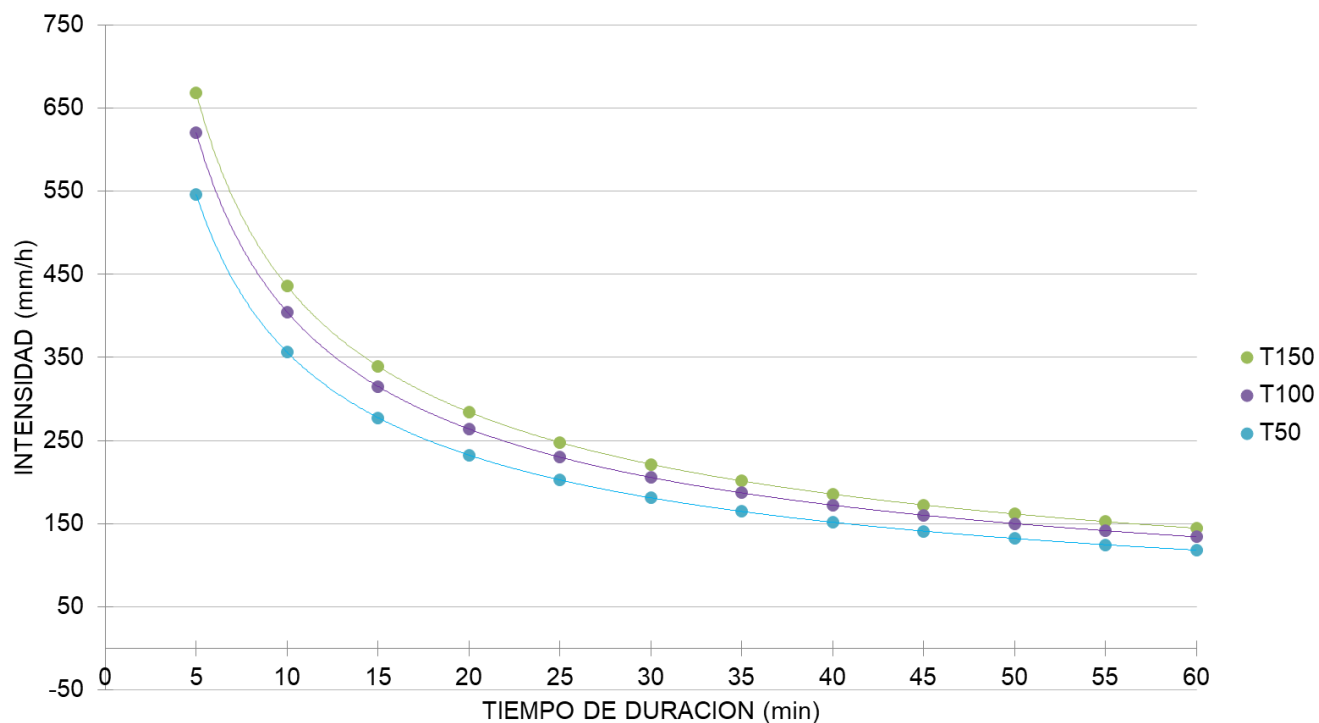
Tabla 10

Intensidades para cada intervalo de tiempo y periodo de retorno.

Frecuencia	Duración en minutos											
	Años	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55
50	546.17	356.27	277.49	232.40	202.53	181.00	164.60	151.59	140.98	132.11	124.58	118.07
100	620.17	404.54	315.08	263.88	229.97	205.53	186.90	172.13	160.08	150.01	141.45	134.07
150	668.02	435.75	339.39	284.24	247.72	221.39	201.32	185.41	172.43	161.59	152.37	144.41

Figura 5

Curva de Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF).

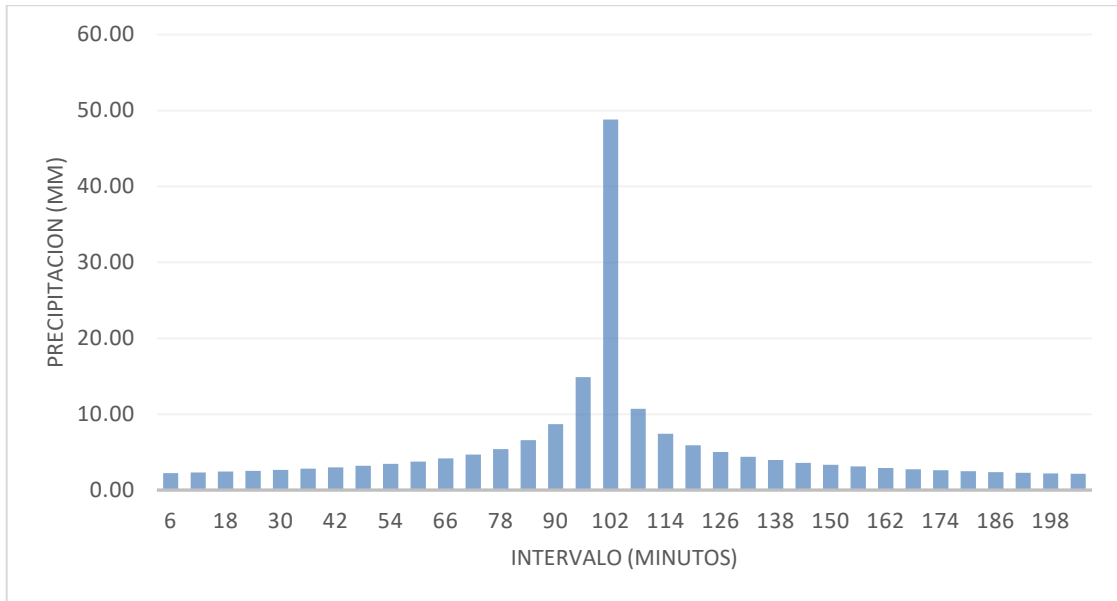


Hietogramas de Precipitación

Aplicando el método de bloques alternos, se elaboraron los hietogramas con el objetivo de analizar las distribuciones temporales de la intensidad de precipitación para períodos de retorno de 50, 100 y 150 años, obteniendo una precipitación acumulada de 48.81 mm para un Tr de 50 años, 55.43 mm para un Tr de 100 años, y 59.70 mm para un Tr de 150 años (ver hietogramas en las figuras 6, 7 y 8 respectivamente).

Figura 6

Hietograma de precipitación para un periodo de retorno de 50 años.

**Figura 7**

Hietograma de precipitación para un periodo de retorno de 100 años.

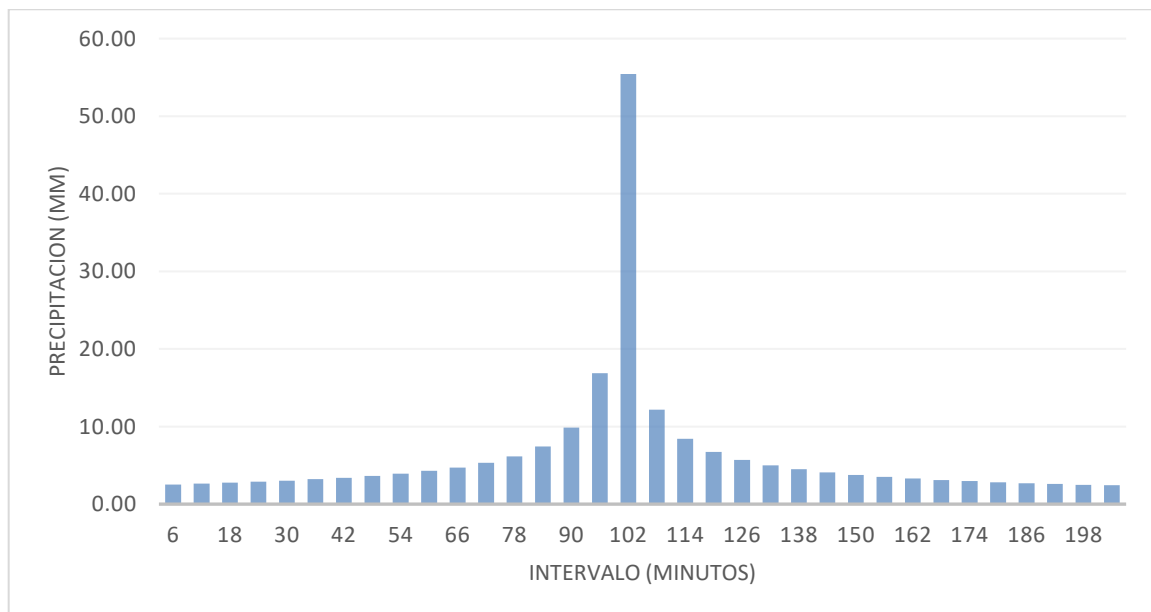
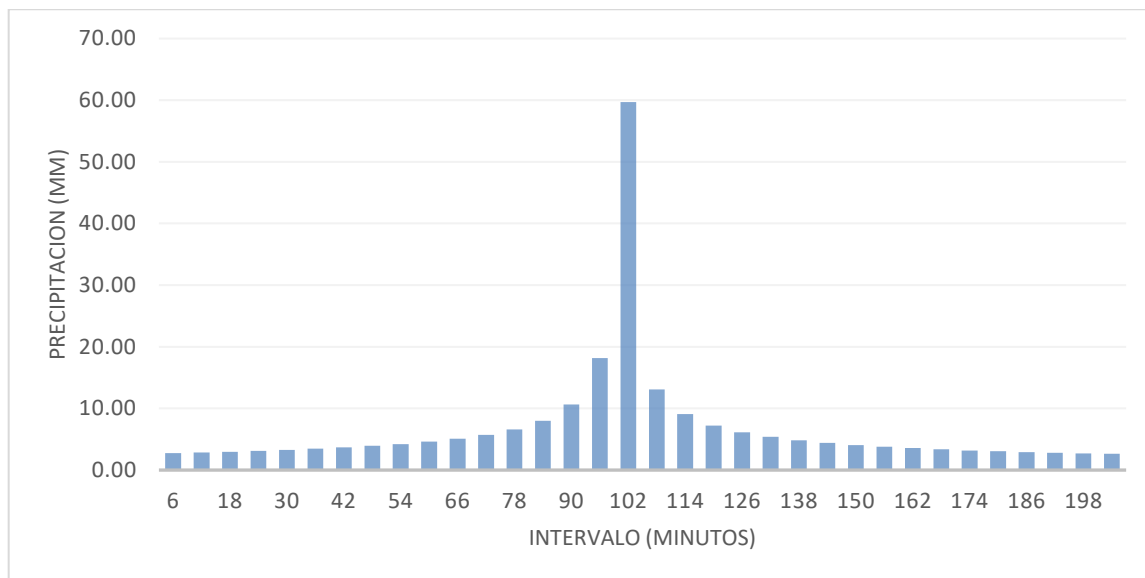


Figura 8

Hietograma de precipitación para un periodo de retorno de 150 años.



La cuenca aportante al río San Lorenzo abarca un área de 50.04 km², con un perímetro de 25.76 km y una longitud del cauce principal de 10.59 km, presenta un número de curva de 86 y una pendiente media del cauce del 0.020 m/m, características que influyen en su comportamiento hidrológico; estas condiciones determinan un tiempo de concentración de 184.05 minutos, lo que equivale a un tiempo de rezago de 62.42 minutos (1.02 horas), considerado como la duración hipotética de la tormenta para el análisis hidrológico.

Caudales Máximos Probables

Teniendo en cuenta la morfometría de la cuenca para cada período de retorno, se realizó una simulación hidrológica utilizando el software HEC-HMS, empleando como datos de entrada el número de curva, el tiempo de concentración, las precipitaciones máximas en 24 horas y los hietogramas de precipitación, logrando estimar para un Tr de 50 años un caudal de 25.34 m³/s; para un Tr de 100 años uno de 50.23 m³/s; y para un Tr de 150 años uno de 85.43 m³/s.

Tabla 11*Caudales máximos probables.*

Periodo de Retorno (años)	Caudal (m³/s)
50	25.34
100	50.23
150	85.43

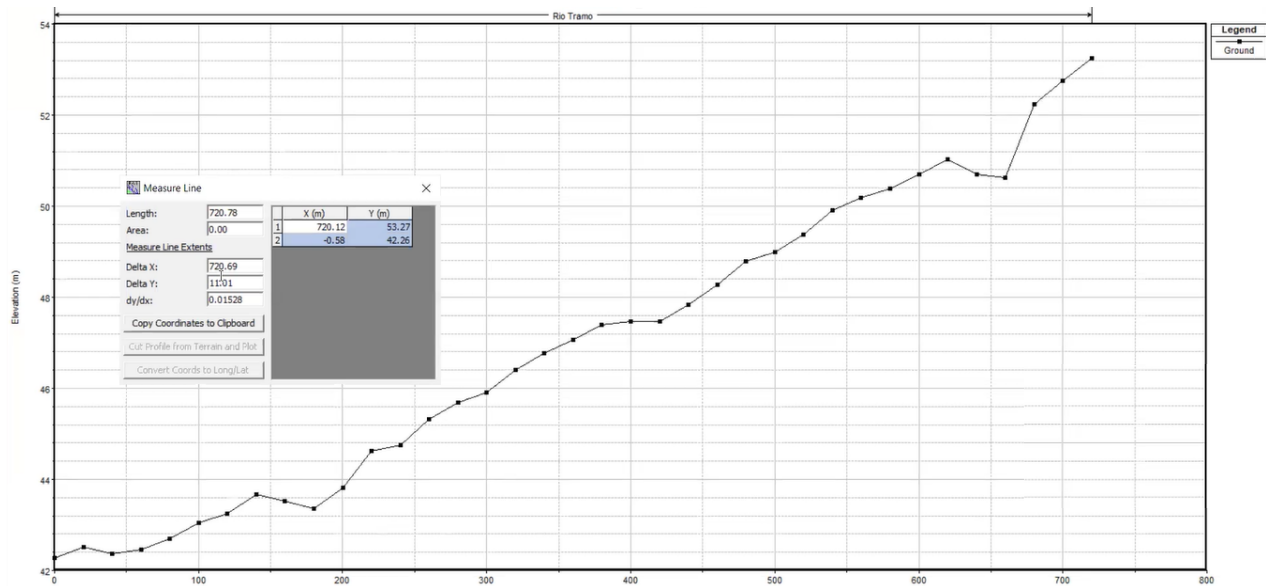
Los enfoques considerados guardan relación con investigaciones hidrológicas e hidráulicas previas, como la de Bladés y López (2020), quienes destacan la importancia de comparar diversas metodologías para el análisis topográfico e hidrográfico de cuencas, subrayando que la ausencia de aforos limita la precisión de los resultados debido a la variabilidad del caudal. Asimismo, son comparables con el estudio de GEOGISCORP (2018), que enfatiza la necesidad de determinar con precisión las características hidrológicas de la zona en proyectos de infraestructura, incluyendo la evaluación de la capacidad hidráulica de las descargas en el sector, enfoque que coincide con el análisis realizado en el río San Lorenzo, donde asigna coeficientes de rugosidad de Manning diferenciados para reflejar las condiciones específicas del tramo modelado.

Diseño de Estructuras Hidráulicas

Se estableció el perfil del cauce del Río San Lorenzo (ver figura 9) donde se estimó una pendiente promedio de 0.015 m/m, la cual denota un flujo moderadamente inclinado, característico en ríos capacidad de transporte de sedimentos y moderada energía hidráulica.

Figura 9

Corte longitudinal del cauce del río San Lorenzo.



Previo a iniciar el modelado de las obras hidráulica se condiciona el contorno, donde se trabaja con los tres caudales definidos para cada periodo de retorno, donde se condiciona para un flujo Subcritico, donde y se obtienen los tirantes de agua iniciales sobre el cauce.

Tabla 12

Tirantes iniciales.

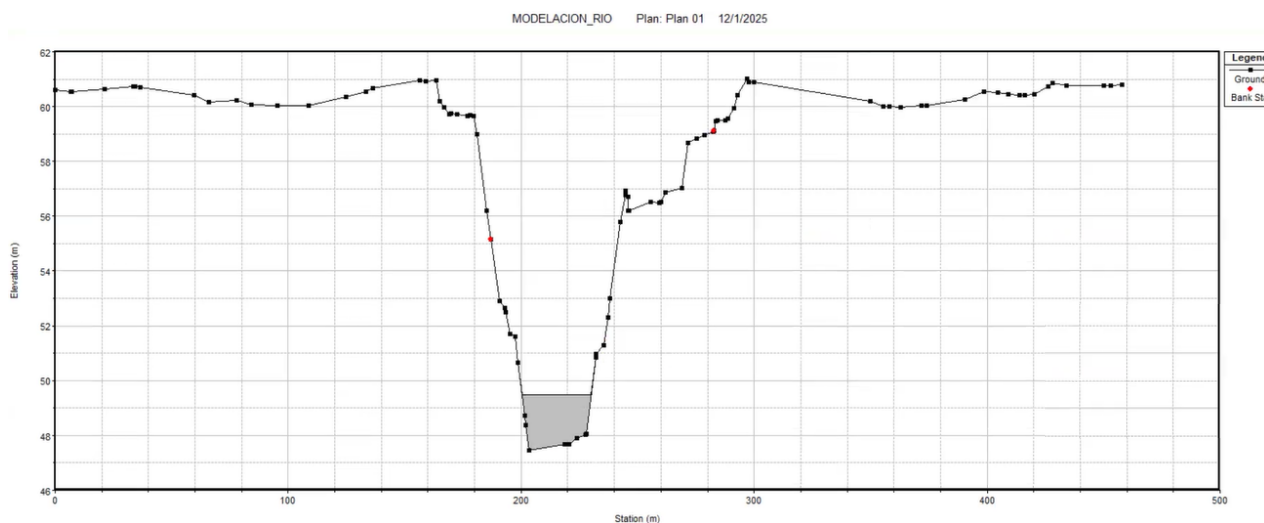
Periodo de Retorno (años)	Tirante de agua máximos (m)
50	0.34
100	0.51
150	0.69

Vertedero de Pared Delgada

Con los datos iniciales se selecciona el lugar ideal para colocar el vertedero de pared delgada, eligiendo el corte transversal más perpendicular al eje del río, que va desde la abscisa 400 hasta la 420, donde se introduce una sección nueva en la accisa 410 mediante interpolación de las longitudes disponibles; se dimensiona el vertedero con una altura de 2 m, desde la cota más baja de 47.47 hasta 49.47, un espesor de 1 m y una longitud de 15 m (ver figura 10).

Figura 10

Modelado del vertedero de pared delgada en HEC-RAS.



Según se analiza aguas arriba de las estructuras los tirantes hacienden a dos metros, y se genera una carga sobre el vertedero según cada periodo.

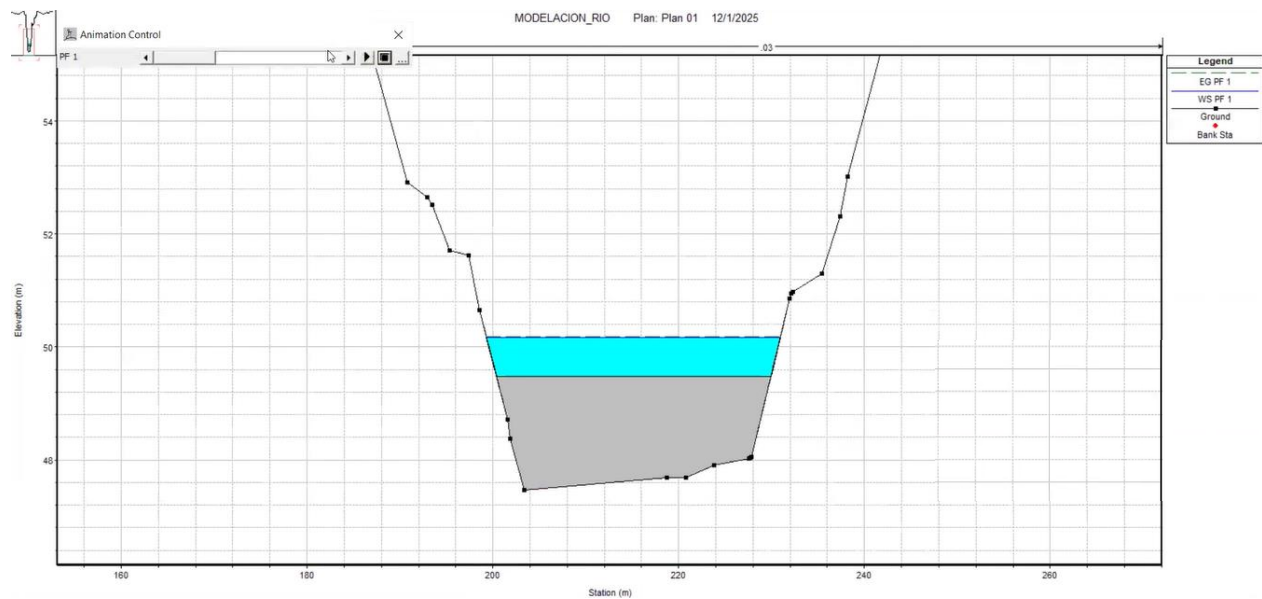
Tabla 13

Carga sobre vertedero de pared delgada.

Periodo de Retorno (años)	Tirante de agua máximos (m)
50	2.93
100	3.40
150	3.89

Figura 11

Carga sobre el vertedero de pared delgada ($Tr = 50$ años).

**Figura 12**

Carga sobre el vertedero de pared delgada ($Tr = 100$ años).

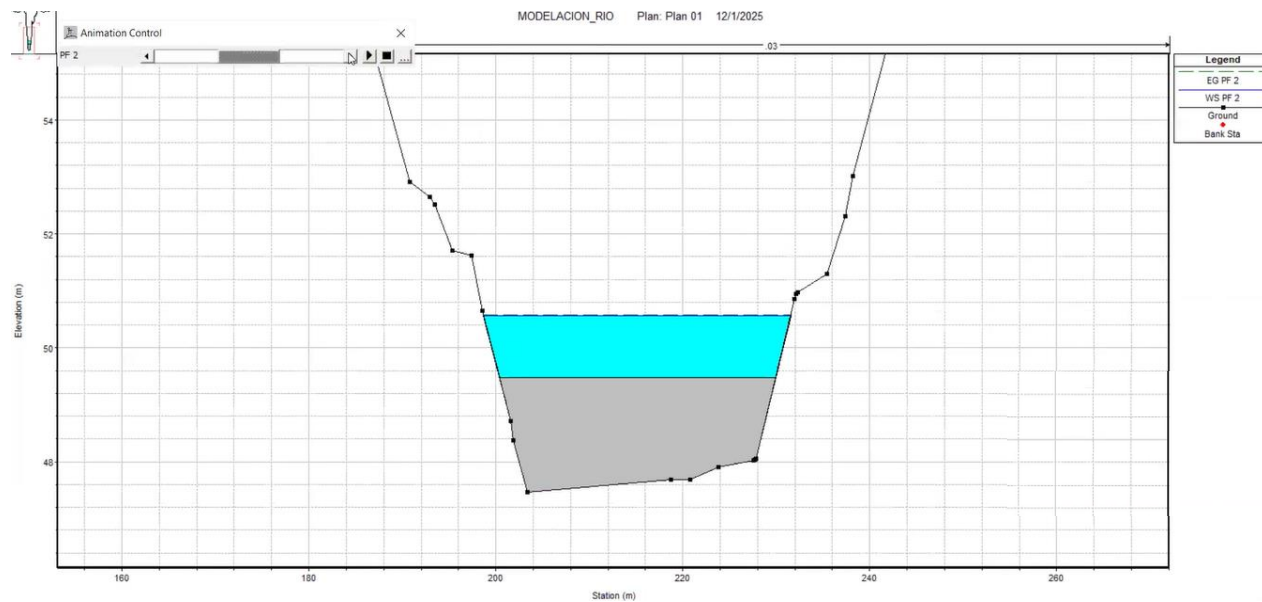
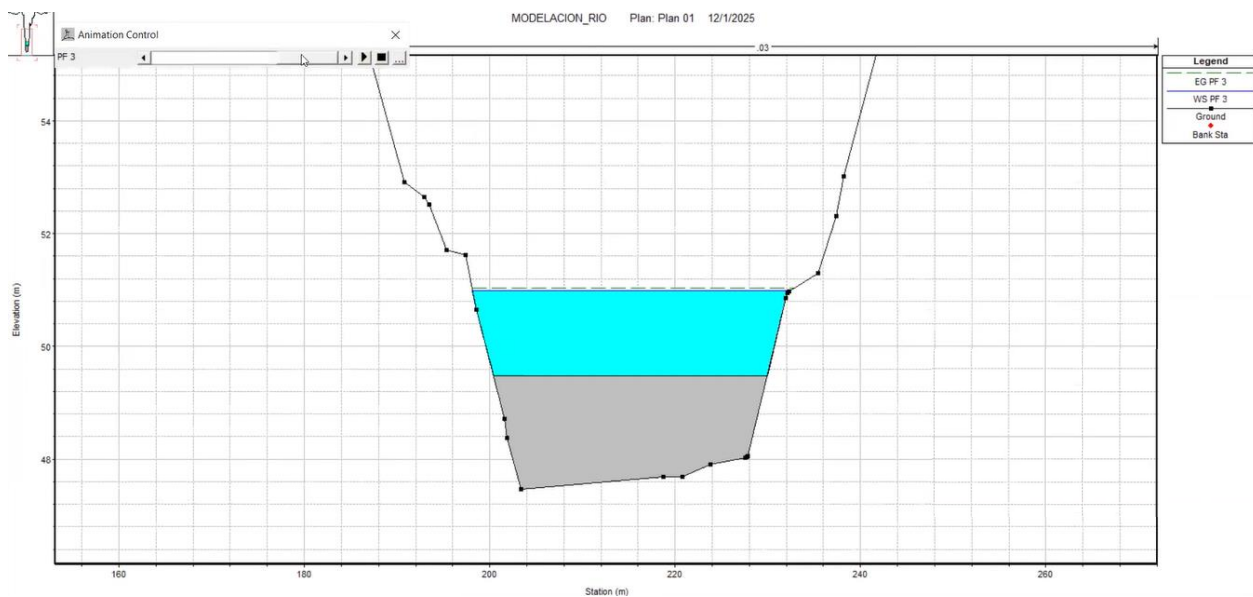
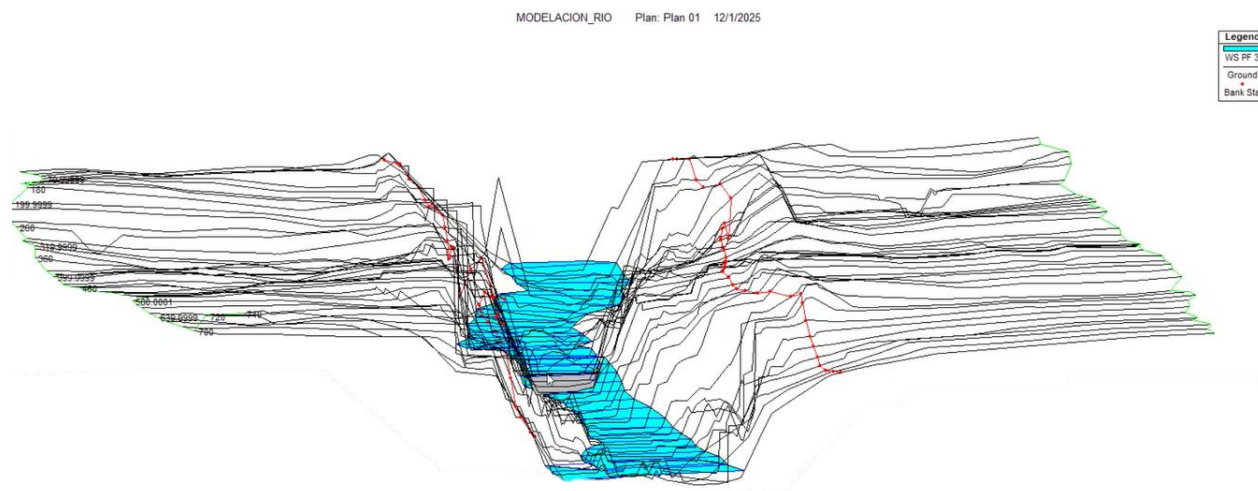


Figura 13

Carga sobre el vertedero de pared delgada ($Tr = 150$ años).

**Figura 14**

Vista en 3D del vertedero de pared delgada.

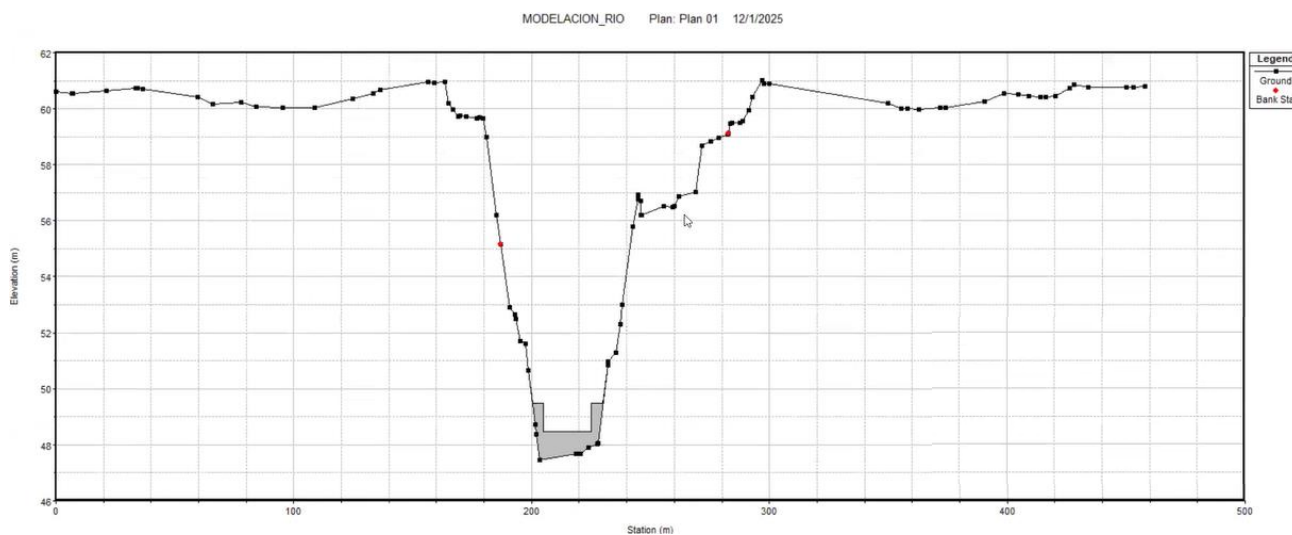


Vertedero de Pared Delgada con Cresta de Rectangular

Como alternativa adicional para disminuir la carga sobre el vertedero, se considera la incorporación de una cresta rectangular con un alto de 1 metro y un ancho de 7 metros a la estructura anterior, para distribuir de manera uniforme el flujo del agua, reduciendo la presión ejercida sobre la estructura y mejorando la eficiencia hidráulica del sistema (ver figura 15).

Figura 15

Modelado del vertedero de pared delgada con cresta rectangular en HEC-RAS.



El análisis aguas arriba de las estructuras indica una reducción de los tirantes en comparación con la estructura previa, generando niveles de tirante específicos para cada período de retorno, como se detalla en la tabla 14.

Tabla 14

Carga sobre vertedero de pared delgada con cresta rectangular.

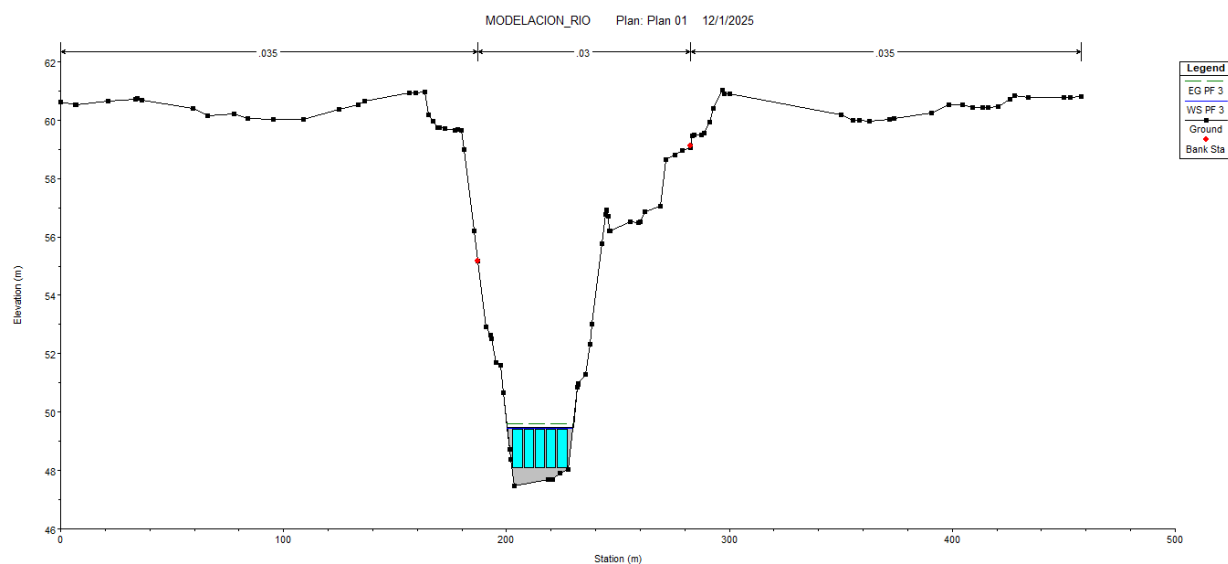
Periodo de Retorno (años)	Tirante de agua máximos (m)
50	2.68
100	2.05
150	2.56

Vertedero con Compuertas

Como tercera opción para reducir la carga sobre el vertedero, se analiza la instalación de cinco compuertas, cada una con un ancho de 1.30 metros y un largo de 4.30 metros, ubicadas a partir de la cota 48.1 msnm, considerando en el análisis que las compuertas permanecen completamente abiertas (ver figura 16).

Figura 16

Modelado del vertedero de pared delgada con cresta rectangular en HEC-RAS.



El análisis aguas arriba de las estructuras indica una reducción de los tirantes en comparación con la estructura previa, generando niveles de tirante específicos para cada período

Tabla 15

Carga sobre vertedero de pared delgada con compuertas.

Periodo de Retorno (años)	Tirante de agua máximos (m)
50	1.42
100	1.83
150	1.98

Figura 17

Perfil longitudinal de vertedero con compuerta ($Tr = 50$ años)

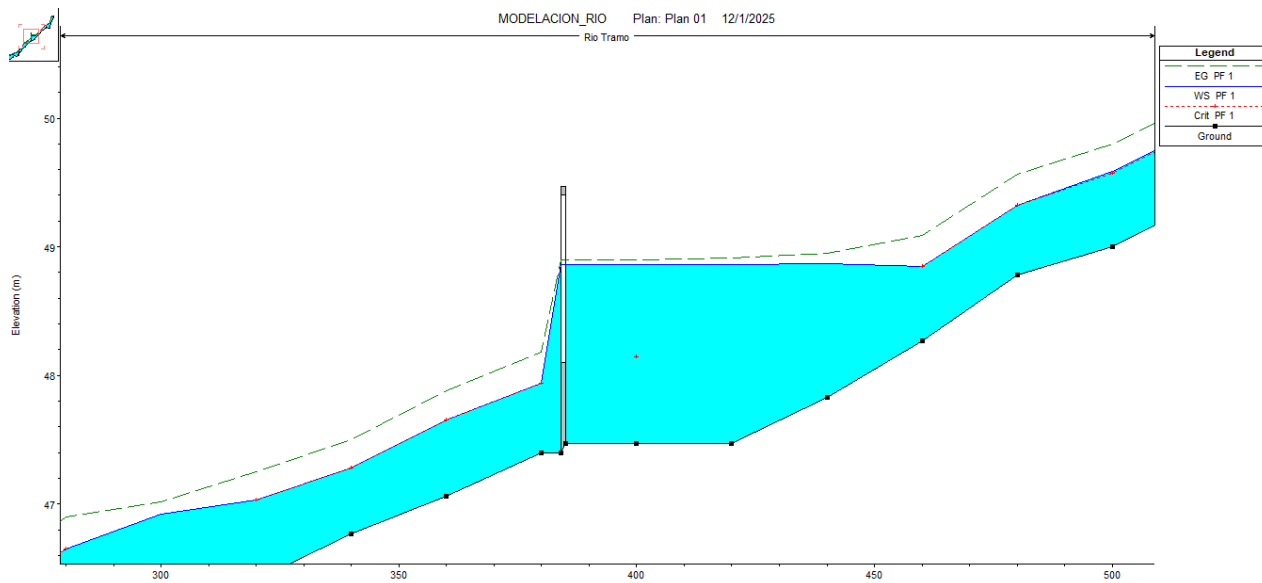


Figura 18

Perfil longitudinal de vertedero con compuerta ($Tr = 100$ años)

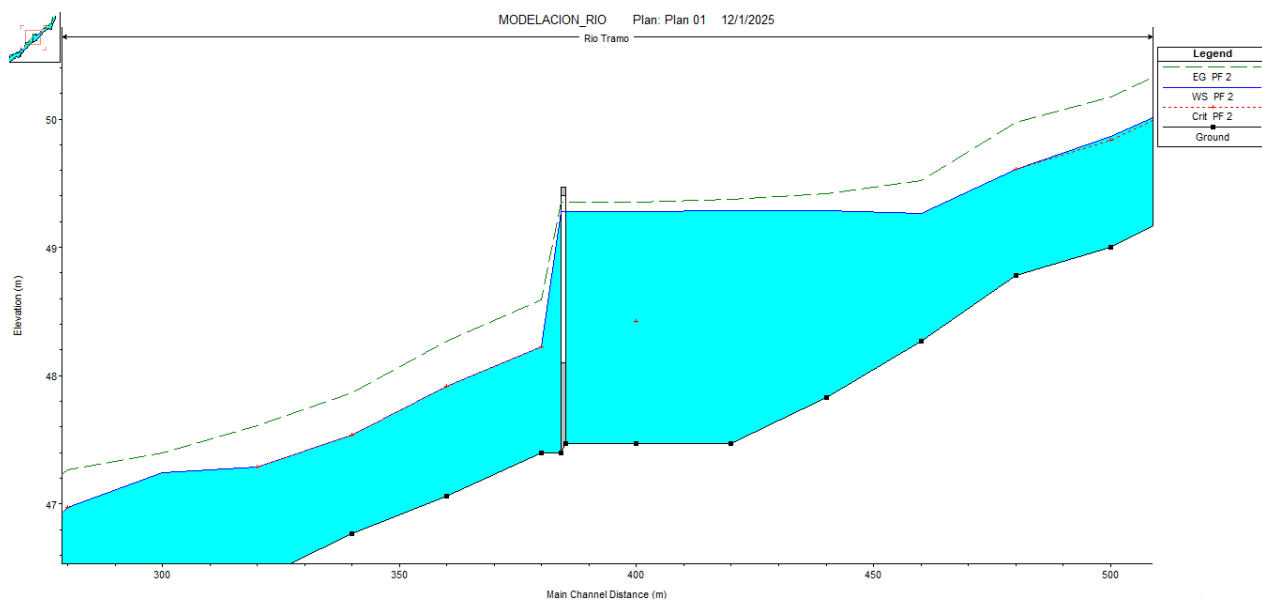
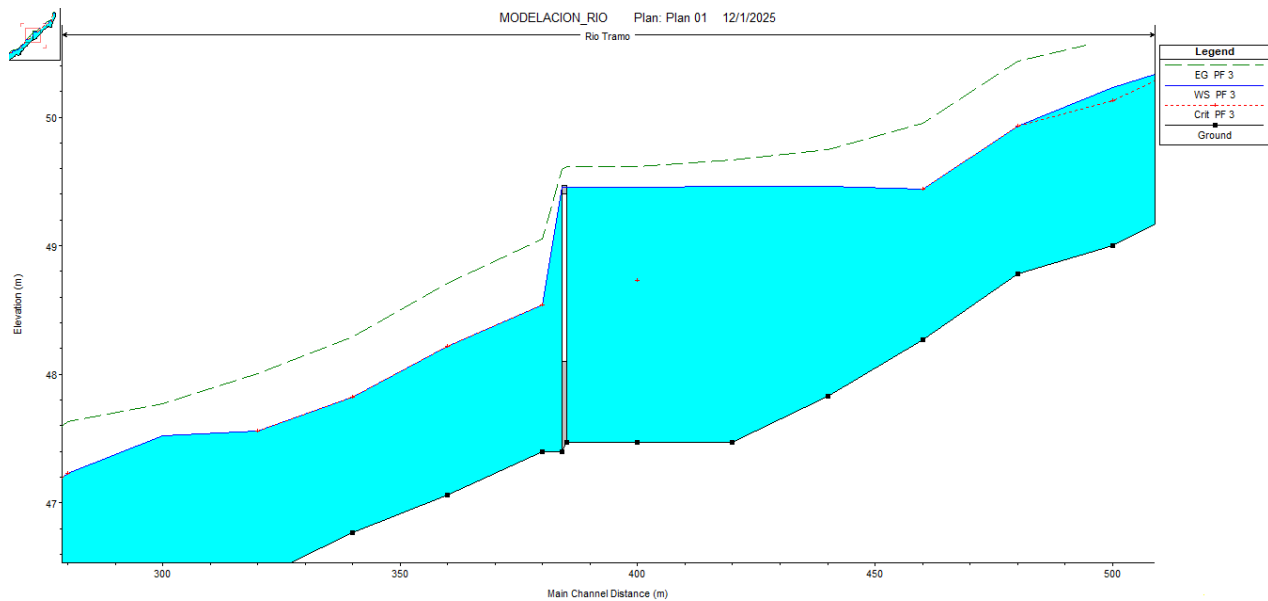


Figura 19

Perfil longitudinal de vertedero con compuerta ($Tr = 150$ años)



El diseño de estructuras hidráulicas en el río San Lorenzo se alinea con la investigación de Vélez (2018), quien señala que los vertederos de pared delgada son efectivos para controlar niveles y medir caudales en cuerpos de agua, permitiendo una gestión eficiente del recurso hídrico. Asimismo, la incorporación de una cresta rectangular en el vertedero guarda relación con el enfoque de Cáceres (2019), quien destaca la importancia de evaluar diversas configuraciones de vertederos y su impacto en la disipación de energía y control de erosión, resaltando la necesidad de adaptar el diseño a las condiciones específicas del cauce para optimizar su rendimiento. Finalmente, el uso de compuertas en el vertedero para modular el flujo también está relacionado con la investigación de Vélez (2018), quien menciona que estas estructuras permiten un control más preciso del caudal, facilitando la adaptación a diferentes condiciones hidrológicas y operativas.

Diseño de Estructura Hidráulica en un Tramo más extenso del Río.

Basándose en el análisis estructural previo, se evalúan tres estructuras hidráulicas alineadas a lo largo de un tramo de 2 km del cauce del río, con el objetivo de garantizar el suministro eficiente de agua en diferentes condiciones de altura para riego y consumo humano, beneficiando a los moradores de la zona; el diseño se fundamenta en un sistema de vertederos con compuertas, cada una con dimensiones de 1.20 metros de ancho, 5 metros de largo y un espesor de 1 metro, distribuidas estratégicamente en las abscisas +130 m (ver figura 20) , +790 m (ver figura 21) y +1510 m (ver figura 22), asegurando un diseño eficiente adaptable a las características del cauce.

Figura 20

Vertedero con compuerta en la abscisa del río +130 m.

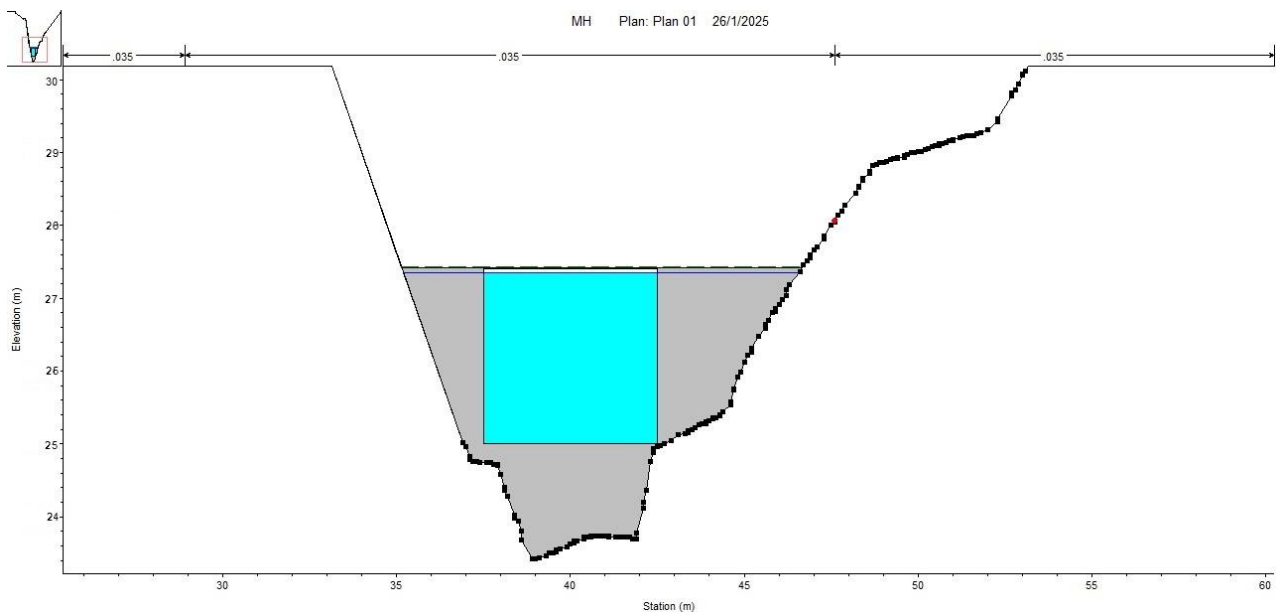
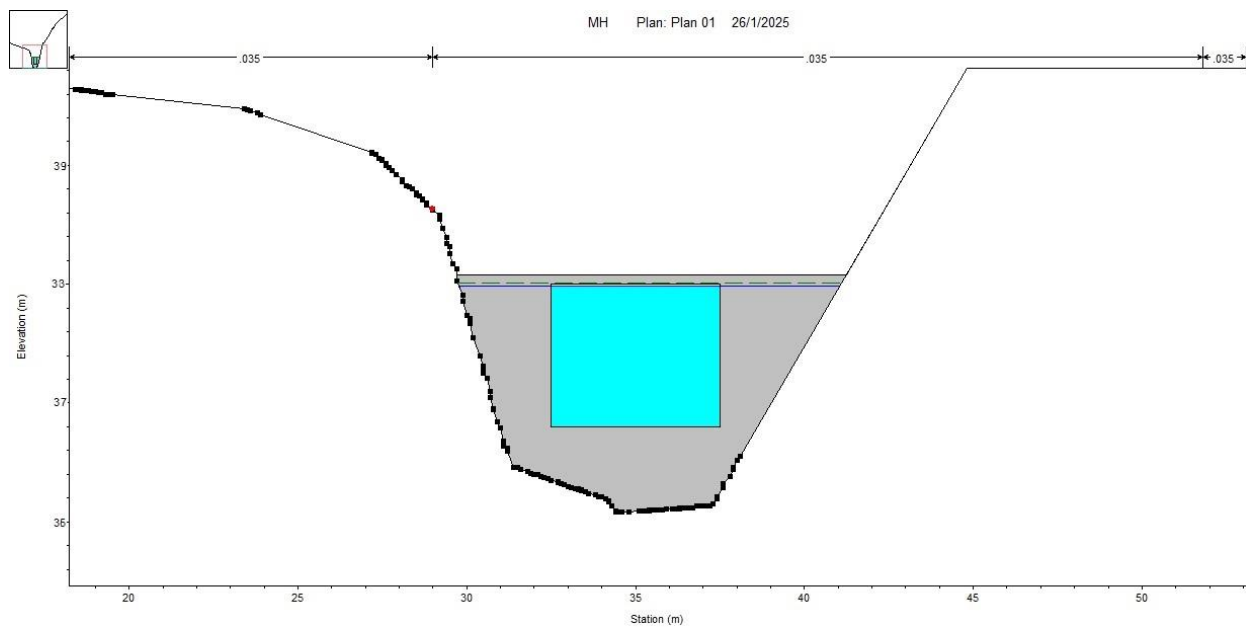
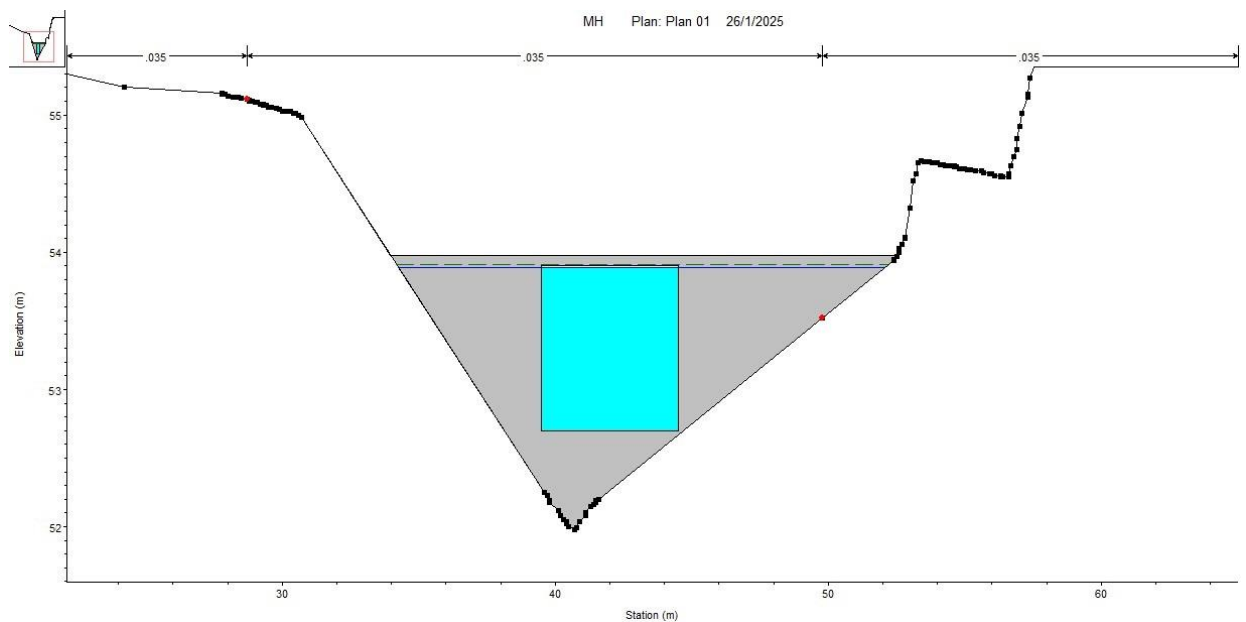


Figura 21

Vertedero con compuerta en la abscisa del río +790 m.

**Figura 22**

Vertedero con compuerta en la abscisa del río +1510 m.



En la tabla 16 se describe el comportamiento de los tirantes de agua en los tres tramos del río donde se ubicaron las obras hidráulicas de vertedero con compuerta, se observa que a medida que aumenta el período de retorno, los caudales también incrementan; para un período de retorno de 50 años se registran un tirante mínimo de 1.42 metros en la abscisa más alta y un máximo de 1.96 metros en la abscisa más baja para un periodo de retorno de 150 años, con una tendencia constante donde se observa en las zonas con niveles más bajos tirantes de agua más elevados.

Tabla 16

Tirantes de agua en los tres vertederos con compuertas.

Abscisa	Periodo de Retorno		
	50 años	100 años	150 años
+ 130	1.50	1.89	1.96
+ 790	1.46	1.82	1.90
+ 1510	1.42	1.76	1.89

Estudios similares han analizado el comportamiento de los tirantes de agua en ríos con estructuras hidráulicas, como el de Toral (2014) quien examinó el comportamiento de tirantes en un río con un vertedero de compuerta en la provincia del Azuay, observando que los tirantes aumentan en las zonas de menor altitud debido a la acumulación de agua en áreas de menor pendiente, lo cual guarda relación donde los resultados obtenidos que evidencian tirantes más altos en las abscisas más bajas; además según Muñoz (2022), a medida que aumenta el período de retorno los caudales y los tirantes de agua también incrementan, lo que coincide con lo mencionado anteriormente.

Figura 23

Perfil longitudinal de vertedero con compuerta en la abscisa del río +130 m.

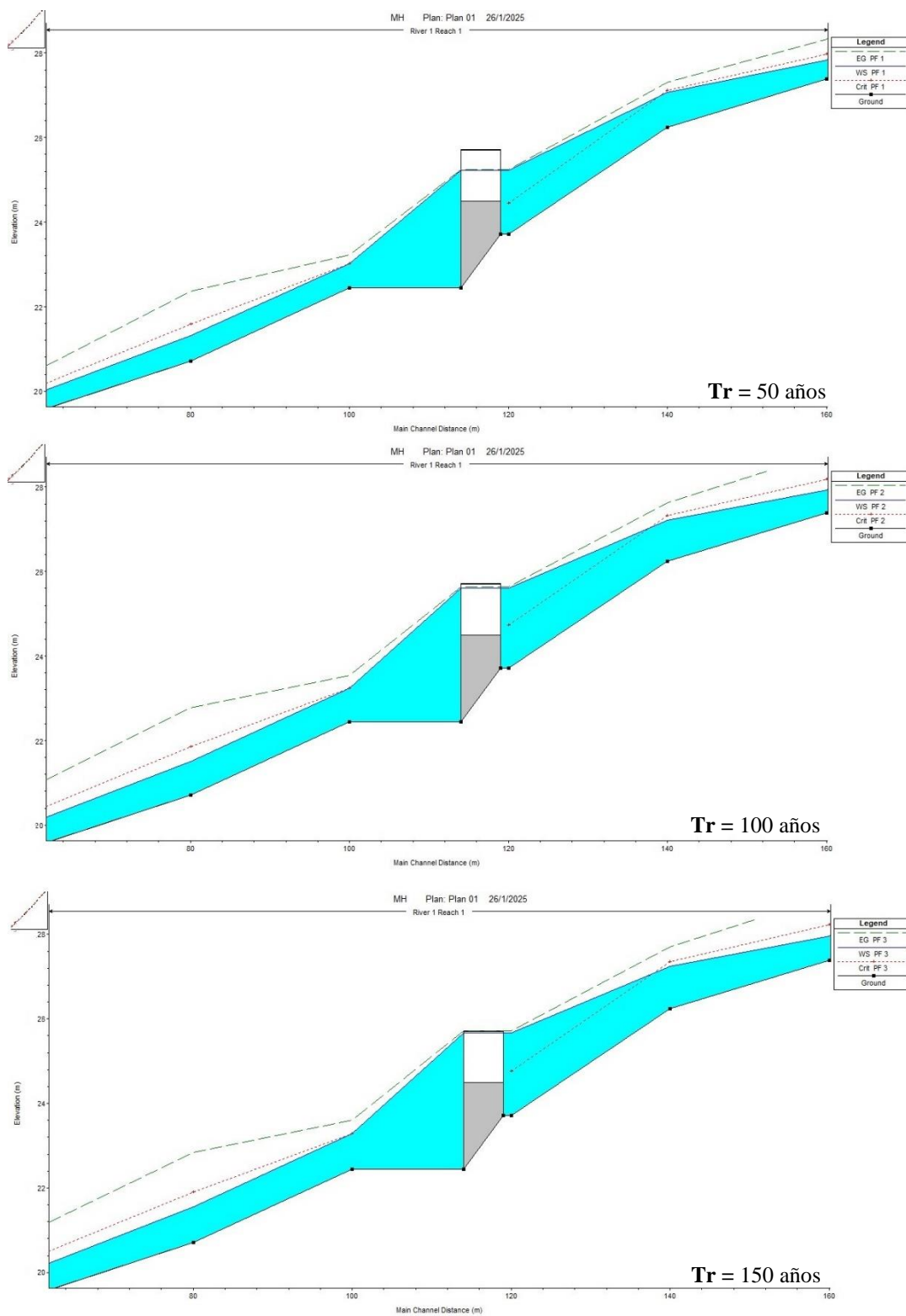


Figura 24

Perfil longitudinal de vertedero con compuerta en la abscisa del río +790 m.

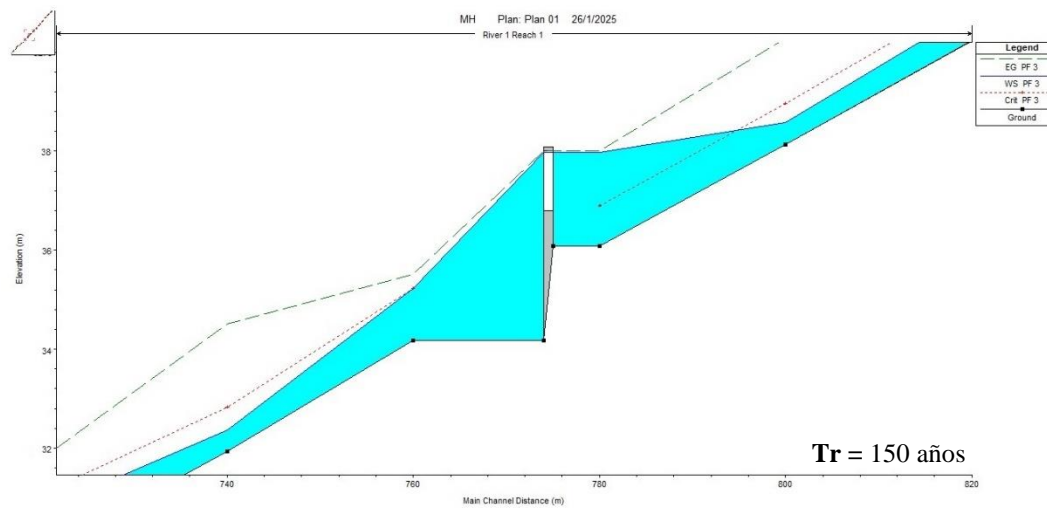
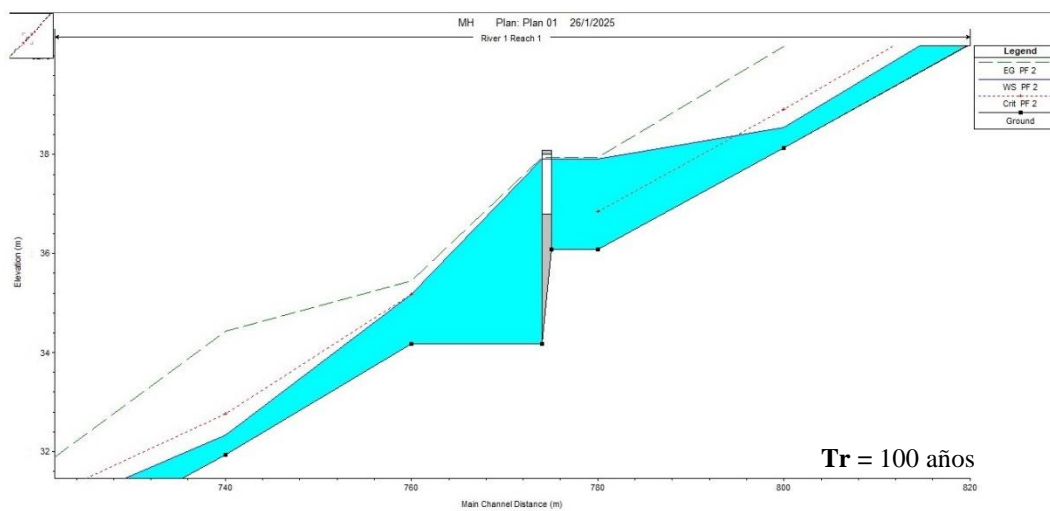
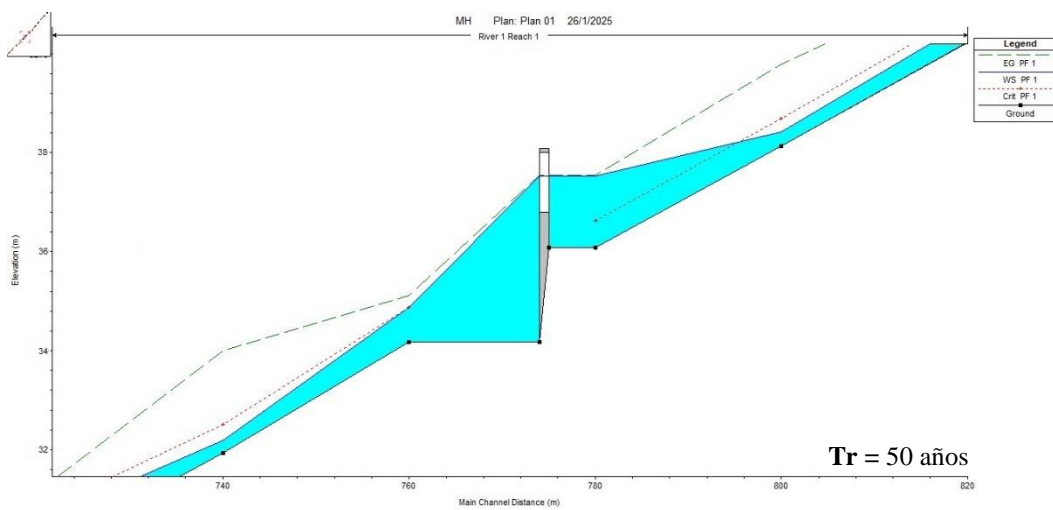
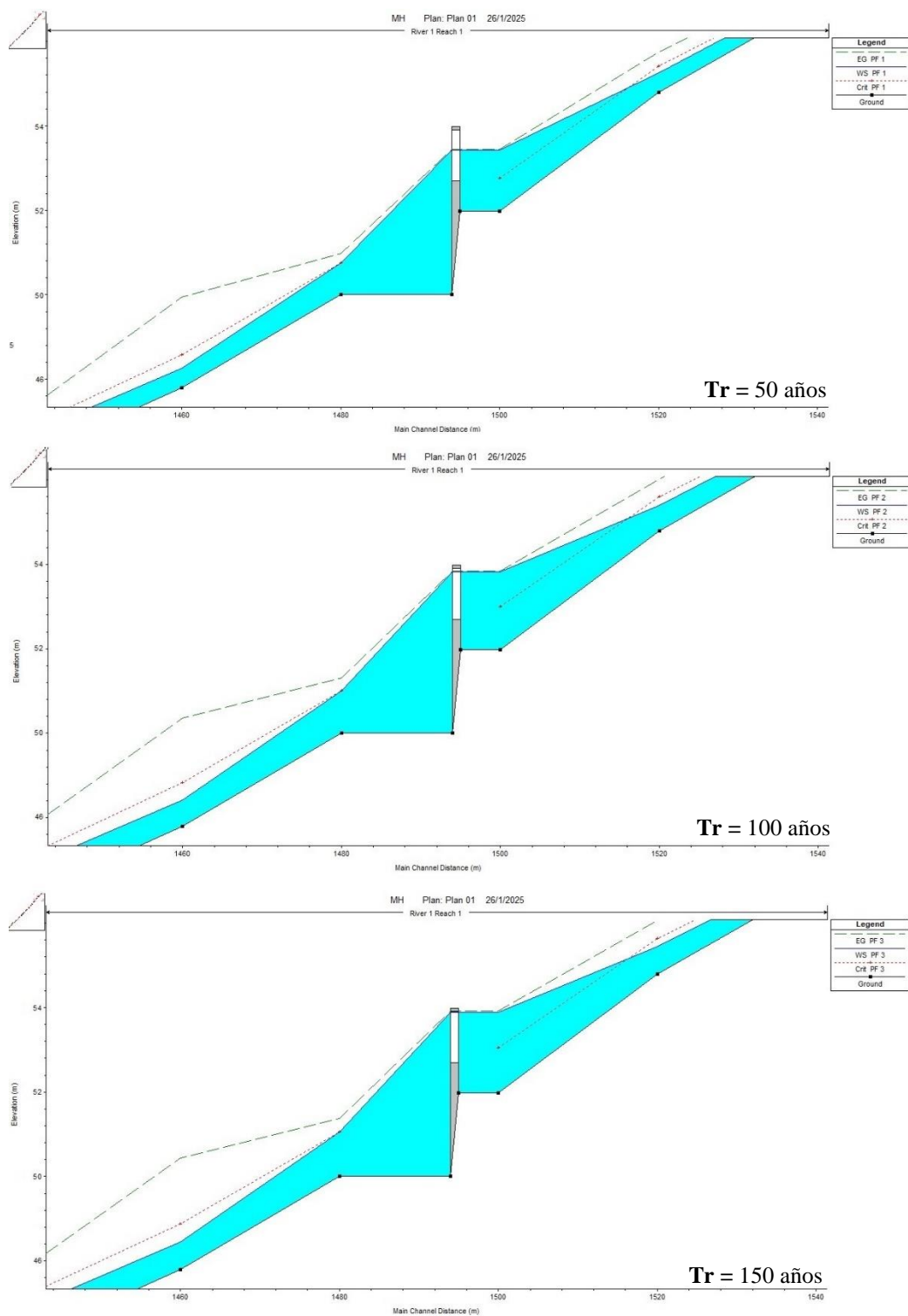


Figura 25

Perfil longitudinal de vertedero con compuerta en la abscisa del río +1510 m.



Análisis Comparativo de Desempeño y Costos

Como se muestra en la tabla 17, al comparar los tirantes de agua en las tres estructuras con respecto al tirante en condiciones normales, el vertedero de pared delgada con compuerta demuestra ser la opción más adecuada para las condiciones de la zona, ya que garantiza un mejor desempeño hidráulico y seguridad estructural, lo que permite un control preciso del flujo gracias a la compuerta, que regula el caudal de manera flexible donde favorece una eficiente disipación de energía, reduciendo la turbulencia y el riesgo de erosión aguas abajo.

Desde el punto de vista del mantenimiento y los costos, esta estructura ofrece ventajas significativas, su diseño simple minimiza la acumulación de sedimentos y facilita la limpieza, reduciendo los costos de mantenimiento, en comparación con opciones más robustas, que requieren intervenciones frecuentes y costosas, el vertedero de pared delgada con compuerta es más económico tanto en su construcción como en su operación a largo plazo, donde su diseño optimizado minimiza cargas adicionales, prolongando su vida útil y evitando gastos en refuerzos o reparaciones.

El el vertedero con cresta ancha contribuye al incremento del tirante del río, pero presenta la desventaja de generar una sobrecarga en la compuerta, ya que excede los 2 metros de altura considerados en el diseño, lo cual podría comprometer la estabilidad y eficiencia del sistema, haciéndolo menos recomendable en comparación con la primera opción.

Tabla 17*Tirante de agua máximos (m)*

Tirante en condiciones normales (m)	Tirante de vertedero con pared delgada (m)	Tirante de vertedero con cresta rectangular (m)	Tirante de vertedero con compuertas (m)
0.34	2.93	2.68	1.42
0.51	3.40	2.05	1.83
0.69	3.89	2.56	1.98

El vertedero de pared delgada resulta ser el más económico en términos de construcción, ya que su diseño simple requiere menos materiales y mano de obra, en cuanto al mantenimiento se considera bajo por su simplicidad estructural, aunque puede ser vulnerable a daños por impacto o erosión si no se instala correctamente, resultando ideal para flujos controlados de menor magnitud (Pérez, 2015).

El vertedero con cresta rectangular posee un costo moderado de construcción, debido a que necesita más concreto y precisión en la nivelación de la cresta, poseyendo un diseño más robusto y estable, adecuado para caudales mediano, donde su mantenimiento es costoso debido a que se debe inspeccionar periódicamente la cresta para evitar acumular sedimentos (Jiménez y Morocho, 2018).

El vertedero con compuertas es el más costoso de construir debido a su complejidad estructural y la necesidad de incorporar compuertas y mecanismos de control adicionales, los cuales permiten regular el flujo de agua con mayor precisión, pero su mantenimiento es significativamente más alto, ya que implica la revisión y reparación periódica de los sistemas mecánicos y eléctricos involucrados (Gavilánez, 2012).

Conclusiones

El estudio topográfico e hidrológico del río San Lorenzo abarcó un tramo de 700 metros, con un espaciamiento de secciones transversales de 20 metros, permitiendo una caracterización detallada de las variaciones morfológicas del cauce, con una pendiente media de 0.020 m/m, a la que se asignaron coeficientes de rugosidad de Manning de 0.035 en los márgenes y 0.030 en el lecho central, reflejando las condiciones físicas del tramo, y el análisis hidrológico estimaron caudales según los períodos de retorno de 25.34 m³/s para 50 años, 50.23 m³/s para 100 años y 85.43 m³/s para 150 años.

El diseño de estructuras hidráulicas sostenibles y de bajo impacto ambiental permitió evaluar tres alternativas: vertedero de pared delgada, vertedero con cresta rectangular y vertedero con compuertas, destacando esta última por su capacidad para reducir los niveles de tirante, mejorar la eficiencia hidráulica y disminuir la carga estructural, que contribuye a la estabilidad del ecosistema fluvial al preservar el flujo natural del río; además, esta última a ser analizada en un tramo lineal de 2 km del cauce en las abscisas más bajas se presentaron tirantes más altos, denotando la importancia de considerar el comportamiento natural del flujo en el diseño de las infraestructuras para garantizar un desempeño óptimo.

Al comparar el desempeño técnico, de mantenimiento y económico de las estructuras, el vertedero de pared delgada con compuerta es la opción más adecuada para la zona, ofreciendo un desempeño hidráulico eficiente al elevar el nivel del cauce sin generar sobrecargas significativas, aunque el vertedero de pared delgada es más económico y de bajo mantenimiento, su aplicación es limitada a flujos controlados, donde el vertedero con compuerta controla mejor el flujo en el cauce.

Recomendaciones

Complementar este estudio con monitoreos periódicos del cauce y de las condiciones hidrológicas, así como la implementación de modelos hidráulicos adicionales para evaluar el impacto de escenarios extremos.

Priorizar el diseño de vertederos con compuertas, ya que permiten un mayor control del flujo y una mejor adaptación a diferentes escenarios hidrológicos, reduciendo así los riesgos de erosión y alteración ambiental en el cauce del río.

Bibliografía

- Ahmed, K., y Hidalgo, X. (2018). *Aplicación del modelo HEC-RAS para el análisis del flujo no permanente con superficie libre*. Obtenido de Escuela Politécnica Nacional, Ecuador:
[https://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/846/1/CD-1758\(2008-11-05-10-47-46\).pdf](https://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/846/1/CD-1758(2008-11-05-10-47-46).pdf)
- Aguilar, A. (2010). *Modelación Hidrológica de Crecida en la cuenca del Río Machángara en la ciudad de Quito*. Obtenido de Escuela Politécnica Nacional, Ecuador:
<https://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/2212/1/CD-3002.pdf>
- Arnaiz, B. (2024). *Desafíos en Ecuador: acceso al agua potable, un derecho fundamental pendiente*. Obtenido de Ayuda en acción:
<https://ayudaenaccion.org/proyectos/articulos/desafios-agua-ecuador/>
- Barzola, F. (2024). *Análisis estructural y económico de las obras hidráulicas en un proyecto del sector camaronero en la parroquia “El Guabo”, cantón El Guabo, provincia de El Oro*. Obtenido de Universidad Politécnica Nacional de Ecuador:
<http://dspace.ups.edu.ec/handle/123456789/27202>
- Bladés, M., y López, J. (2020). *Análisis hidrológico e hidráulico del potencial de inundación*. Obtenido Ingeniería y sus alcances, Revista de Investigación, volumen 4:
<https://revistaingenieria.org/index.php/revistaingenieria/article/view/67>
- Brunner, G. (2020). *HEC-RAS River Analysis System User’s Manual Version 6.0. U.S. Army Corps of Engineers*. Obtenido de: https://www.hec.usace.army.mil/software/hecras/documentation/HEC-RAS_6.0_Reference_Manual.pdf

- Cáceres, H. (2019). *Análisis comparativo de la eficiencia de estructuras de disipación de energía para reducir la erosión en el tramo crítico entre puente Yonán y desvío carretero a Trinidad del Río Jequetepeque*. Obtenido de Universidad Nacional de Cajamarca:
<https://www.scribd.com/document/510599403/Analisis-Comparativo-Eficiencia-de-Estructuras-Hidraulicas-Caceres-Lozano-Hans-Alberto>
- Carrera, D. (2018). *Aptitud para riego del Proyecto Propósito Múltiple Chone mediante la relación de absorción de magnesio*. Obtenido de:
https://www.researchgate.net/publication/325788765_Aptitud_para_riego_del_Proyecto_Proposito_Multiple_Chone_mediante_la_relacion_de_absorcion_de_magnesio
- Castillo, C. (2021). *Evaluación de distintas fórmulas empíricas para el cálculo del tiempo de concentración en la cuenca urbana del río Bélico y Cubanicay, ciudad de Santa Clara*. Obtenido de Revista Enfoque UTE, volumen 3:
<https://www.redalyc.org/journal/5722/572267361005/html/>
- Chow, V. (1994). *Hidráulica de Canales Abiertos*. En V. Chow, Capítulo 14, Flujo sobre vertederos (págs. 352 - 355).
- Cunge, J. (1969). *Regarding A flood propagation computation method*. Obtenido de Journal of Hydraulic Research: <https://doi.org/10.1080/00221686909500264>
- Dávila, M., y Puma, D. (2018). *Diseño de un canal para las investigaciones en transporte de sedimentos ubicado en las instalaciones de un laboratorio de hidráulica de la Escuela Politécnica Nacional*. Obtenido de Escuela Politécnica Nacional, Ecuador:
<https://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/19381/1/CD-8765.pdf>

Fernández, A. (2012). *El agua: un recurso esencial*. Obtenido de Revista Química Viva, volumen 3: <https://www.redalyc.org/pdf/863/86325090002.pdf>

Fernández, J., y Dupuits, E. (2022). *Infraestructuras, sequías y acceso diferenciado al agua*. Obtenido de Universidad Simón Bolívar, Ecuador:
<https://repositorio.uasb.edu.ec/bitstream/10644/8726/1/T3822-MEPAL-Ferna%CC%81ndez-Infraestructuras.pdf>

FOOD AND AGRICULTURE ORGANIZATION [FAO]. (2013). *Afrontar la escasez de agua: Un marco de acción para la agricultura y la seguridad alimentaria*. Obtenido de:
<https://www.fao.org/4/i3015s/i3015s.pdf>

García, L., Lizarazo, O., y Romero, Y. (2017). *Levantamiento topográfico y modelación hidráulica para la sección media del caño Maizaro K10+000 A K13+000*. Obtenido de Universidad Cooperativa de Colombia:
<https://repository.ucc.edu.co/server/api/core/bitstreams/4a31493b-6a82-4d27-b521-92be9b7bb333/content>

Gavilánez, M. (2012). *Sistema de Control y Supervisión de las Compuertas del Vertedero 1 de la Represa Agoyán por medio de un Panel HMI Local*. Obtenido de Escuela Superior Politécnica de Chimborazo, Ecuador: <http://dspace.esPOCH.edu.ec/handle/123456789/1539>

GEOGISCORP. (2018). *Estudio hidrológico para la cuenca del estero los monos en el sector de la nueva planta de acero Adelca*. Obtenido de:
https://ewdata.rightsindevelopment.org/files/documents/44/IADB-EC-L1144_mT45yZT.pdf

GOOGLE EARTH. (2022). Ubicación geográfica de Río San Lorenzo, Chone. Obtenido de:

<https://earth.google.com/web/search/San+lorenzo+chone/@-0.6592711,->

[80.0957306,23.90358842a,845.22841662d,35y,0h,0t,0r](https://earth.google.com/web/search/San+lorenzo+chone/@-0.6592711,-80.0957306,23.90358842a,845.22841662d,35y,0h,0t,0r)

Grajales, D., y Carvajal, L. (2019). *Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia no estacionarias para la cuenca del río Medellín*. Obtenido de Universidad Nacional de Colombia:

<https://www.redalyc.org/journal/496/49660955040/html/>

Guevara, G., Verdesoto, A., y Castro, N. (2020). *Metodologías de investigación educativa (descriptivas, experimentales, participativas, y de investigación-acción)*. Obtenido de Revista científica Mundo de la investigación y el conocimiento, volumen 3:

<https://recimundo.com/index.php/es/article/view/860>

Ibáñez, S., Moreno, H., y Gisbert, J. (2011). *Método para la determinación del coeficiente de escorrentía C*. Obtenido de Universidad Politécnica de Valencia:

<https://riunet.upv.es/bitstream/handle/10251/10781/Coeficiente%20de%ADa.pdf>

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA [INAMHI]. (2024).

Biblioteca- Inamhi. Obtenido de Publicaciones metereológicas.

Jiménez, J., y Morocho, J. (2018). *Elaboración del modelo físico y la guía metodológica para la práctica: vertederos de pared delgada, de la asignatura Mecánica de Fluidos*. Obtenido de Universidad del Azuay, Ecuador:

<https://dspace.uazuay.edu.ec/bitstream/datos/8371/1/14091.pdf>

Loaiza, H., y Romo, H. (2022). *Guía de laboratorio, utilizando elementos básicos de hidráulica, aplicados a un prototipo de canal rectangular, ubicado en la universidad Politécnica*

- Salesiana, Sede Quito, campus sur*. Obtenido de Universidad Politécnica Salesiana, Ecuador: <https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/22891/1/UPS%20-%20TTS834.pdf>
- Martín, L., y Justo, J. (2015). *Análisis, prevención y resolución de conflictos por el agua en América Latina y El Caribe*. Obtenido de Recursos Naturales e Infraestructuras: https://www.cepal.org/sites/default/files/events/files/analisis_prevencion_y_resolucion_de_conflictos_por_el_agua_en_america_latina_y_el_caribe_se_ruega_no_circular.pdf
- Méndez, M., y Jiménez, D. (2012). *Generación de Modelos de Elevación Digital (DEM) a partir del análisis fotogramétrico utilizando imágenes CARTA-2005*. Obtenido de Revista Tecnología en Marcha, 2013: <https://dialnet.unirioja.es/descarga/articulo/4835424.pdf>
- Mirassou, S. (2019). *La Gestión Integral de los Recursos Hídricos: Aportes a un desarrollo conceptual para la gobernabilidad del Agua*. Obtenido de Repositorio Digital FLACSO Ecuador: <https://repositorio.flacsoandes.edu.ec/bitstream/10469/1365/2.pdf>
- Montoya, L., y Montoya, R. (2015). *Transporte de sedimentos en las corrientes del departamento de Antioquia*. Obtenido de Revista Ingenierías Universidad de Medellín, volumen 4: <https://www.redalyc.org/pdf/750/75004710.pdf>
- Muñoz, D. (2022). *Caudales máximos con varios periodos de retorno de una microcuenca del cantón Rocafuerte (Manabí, Ecuador)*. Obtenido de Revista Polo del Conocimiento, volumen 70: <https://dialnet.unirioja.es/descarga/articulo/9401551.pdf>

Pérez, R. (2015). *Vertederos y calibración de vertederos de medida*. Obtenido de Universidad Nacional de Colombia:

<https://repositorio.unal.edu.co/bitstream/handle/unal/21725/3353962.2005.Parte%206.pdf>

Pizarro, R., Abarza, A., Farias, C., y Jordán, C. (2003). *Construcción de Curvas IDF (Intensidad-Duración-Frecuencia) en zonas semiáridas de Chile central*. Obtenido de:

<https://www.fao.org/3/XII/0397-B3.htm>

Salazar, E., y Cedillo, M. (2017). *Validación computacional de vertederos rectangulares y triangulares para generar un modelo nuevo triangular asimétrico que facilitaría la medición de las cargas en estructuras hidráulicas*. Obtenido de Universidad Politécnica Salesiana: <https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/15009/1/UPS-CT007408.pdf>

Sánchez, J. (2013). *Valores extremos de distribución de Gumbel*. Obtenido de Universidad Salamanca, España: https://hidrologia.usal.es/temas/calculos_esta.pdf

Sánchez, L., Boso, Á., Montalba, R., y Vallejos, A. (2018). *Gobernanza del agua y desafíos emergentes para estructuras normativa e institucionales rígidas: un análisis desde el caso chileno*. Obtenido de Revista del CLAD Reforma y Democracia, volumen 70: <https://www.redalyc.org/journal/3575/357559200007/html/>

Tenesaca, M., Reyes, J., Vallejo, D., y Chavarría, J. (2024). *Modelación Hidrológica e Hidráulica para la Identificación de Zonas de Inundación en la Quebrada Las Abras, Riobamba*. Obtenido de Revista Científica INGENIAR: Ingeniería, Tecnología e Investigación, volumen 7: <https://doi.org/10.46296/ig.v7i14.0220>

Toral, F. (2014). Evaluación hidrológica de del derivador de caudal tipo vertedero. Obtenido de Universidad del Azuay: <https://dspace.uazuay.edu.ec/bitstream/datos/4270/1/10828.pdf>

UNITED STATES DEPARTMENT OF AGRICULTURE [USDA] (1986). *Urban Hydrology for Smallwatersheds*. Obtenido de: <https://tamug-ir.tdl.org/handle/1969.3/24438>

US ARMY CORPS OF ENGINEERS. (2016). *HEC-RAS River Analysis System*. Obtenido de: <https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/documentation/HEC-RAS%205.0%20Reference%20Manual.pdf>

Vélez, J., y Botero, A. (2010). *La estimación del tiempo de concentración y del tiempo de rezago en la cuenca experimental urbana de la Quebrada San Luis, Manizales*. Obtenido de Universidad Nacional de Colombia: <https://revistas.unal.edu.co/index.php/dyna/article/view/25640/39138>

Vélez, L. (2018). *Manual de diseño estructuras hidráulicas*. Obtenido de Academia: https://www.academia.edu/30486428/MANUAL_DE_DISE%3%91O_ESTRUCTURAS_HIDRAULICAS

Anexos

Tabla 18

Progresiva del río San Lorenzo, sección 0.

N°	Progresiva (m)	Cota (m.s.n.m.)
1	400	8.79
2	401	8.41
3	402	7.41
4	403	4.42
5	404	3.65
6	405	3.87
7	406	5.56
8	407	7.33
9	408	8.83

Tabla 19

Progresiva del río San Lorenzo, sección 1000.

N°	Progresiva (m)	Cota (m.s.n.m.)
1	310	10.95
2	311	10.32
3	312	7.68
4	313	7.52
5	314	6.46
6	315	6.71
7	316	10.45
8	317	10.59

Tabla 20

Progresiva del río San Lorenzo, sección 2000.

N°	Progresiva (m)	Cota (m.s.n.m.)
1	201	15.26
2	202	14.71
3	203	11.53
4	204	9.15
5	205	11.46
6	206	15.17
7	207	15.46

Tabla 21*Hietograma de precipitación para un $Tr = 50$ años.*

Instante (min)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación Parcial (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	Precipitación Alternada (mm)	Int. Parcial Alternada (mm)
6	488.12	48.81	48.81	488.12	2.23	22.33
12	318.40	63.68	14.87	148.68	2.33	23.25
18	247.99	74.40	10.72	107.17	2.43	24.28
24	207.69	83.08	8.68	86.81	2.54	25.44
30	181.00	90.50	7.42	74.25	2.68	26.75
36	161.76	97.06	6.56	65.56	2.83	28.26
42	147.10	102.97	5.91	59.13	3.00	30.01
48	135.48	108.38	5.41	54.12	3.21	32.08
54	125.99	113.39	5.01	50.09	3.46	34.58
60	118.07	118.07	4.68	46.77	3.77	37.65
66	111.33	122.47	4.40	43.97	4.16	41.57
72	105.52	126.62	4.16	41.57	4.68	46.77
78	100.44	130.57	3.95	39.48	5.41	54.12
84	95.96	134.34	3.77	37.65	6.56	65.56
90	91.96	137.94	3.60	36.03	8.68	86.81
96	88.37	141.40	3.46	34.58	14.87	148.68
102	85.13	144.72	3.33	33.27	48.81	488.12
108	82.19	147.93	3.21	32.08	10.72	107.17
114	79.49	151.03	3.10	31.00	7.42	74.25
120	77.02	154.03	3.00	30.01	5.91	59.13
126	74.74	156.94	2.91	29.10	5.01	50.09
132	72.62	159.77	2.83	28.26	4.40	43.97
138	70.66	162.52	2.75	27.48	3.95	39.48
144	68.83	165.19	2.68	26.75	3.60	36.03
150	67.12	167.80	2.61	26.07	3.33	33.27
156	65.52	170.34	2.54	25.44	3.10	31.00
162	64.01	172.83	2.48	24.84	2.91	29.10
168	62.59	175.26	2.43	24.28	2.75	27.48
174	61.25	177.63	2.38	23.75	2.61	26.07
180	59.99	179.96	2.33	23.25	2.48	24.84
186	58.79	182.24	2.28	22.78	2.38	23.75
192	57.65	184.47	2.23	22.33	2.28	22.78
198	56.56	186.66	2.19	21.90	2.19	21.90
204	55.53	188.81	2.15	21.50	2.15	21.50
210	54.55	190.92	2.11	21.11	2.11	21.11

Tabla 22*Hietograma de precipitación para un $Tr = 100$ años.*

Instante (min)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación Parcial (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	Precipitación Alternada (mm)	Int. Parcial Alternada (mm)
6	554.25	55.43	55.43	554.25	2.54	25.36
12	361.54	72.31	16.88	168.83	2.64	26.40
18	281.59	84.48	12.17	121.69	2.76	27.57
24	235.83	94.33	9.86	98.57	2.89	28.88
30	205.53	102.76	8.43	84.31	3.04	30.38
36	183.68	110.21	7.44	74.45	3.21	32.09
42	167.03	116.92	6.71	67.14	3.41	34.08
48	153.83	123.07	6.15	61.45	3.64	36.43
54	143.06	128.76	5.69	56.88	3.93	39.26
60	134.07	134.07	5.31	53.11	4.28	42.75
66	126.42	139.06	4.99	49.92	4.72	47.20
72	119.82	143.78	4.72	47.20	5.31	53.11
78	114.05	148.26	4.48	44.83	6.15	61.45
84	108.96	152.54	4.28	42.75	7.44	74.45
90	104.42	156.63	4.09	40.91	9.86	98.57
96	100.35	160.55	3.93	39.26	16.88	168.83
102	96.67	164.33	3.78	37.78	55.43	554.25
108	93.32	167.98	3.64	36.43	12.17	121.69
114	90.26	171.50	3.52	35.20	8.43	84.31
120	87.45	174.90	3.41	34.08	6.71	67.14
126	84.86	178.21	3.30	33.04	5.69	56.88
132	82.46	181.42	3.21	32.09	4.99	49.92
138	80.23	184.54	3.12	31.20	4.48	44.83
144	78.16	187.57	3.04	30.38	4.09	40.91
150	76.21	190.54	2.96	29.61	3.78	37.78
156	74.39	193.42	2.89	28.88	3.52	35.20
162	72.68	196.24	2.82	28.21	3.30	33.04
168	71.07	199.00	2.76	27.57	3.12	31.20
174	69.55	201.70	2.70	26.97	2.96	29.61
180	68.11	204.34	2.64	26.40	2.82	28.21
186	66.75	206.93	2.59	25.87	2.70	26.97
192	65.46	209.46	2.54	25.36	2.59	25.87
198	64.23	211.95	2.49	24.87	2.49	24.87
204	63.06	214.39	2.44	24.41	2.44	24.41
210	61.94	216.79	2.40	23.97	2.40	23.97

Tabla 23*Hietograma de precipitación para un $Tr = 150$ años.*

Instante (min)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación Parcial (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	Precipitación Alternada (mm)	Int. Parcial Alternada (mm)
6	597.01	59.70	59.70	597.01	2.73	27.31
12	389.43	77.89	18.19	181.85	2.84	28.44
18	303.32	90.99	13.11	131.08	2.97	29.70
24	254.03	101.61	10.62	106.17	3.11	31.11
30	221.39	110.69	9.08	90.81	3.27	32.72
36	197.85	118.71	8.02	80.19	3.46	34.56
42	179.92	125.94	7.23	72.32	3.67	36.71
48	165.70	132.56	6.62	66.19	3.92	39.24
54	154.10	138.69	6.13	61.27	4.23	42.29
60	144.41	144.41	5.72	57.20	4.61	46.05
66	136.17	149.79	5.38	53.78	5.08	50.84
72	129.06	154.87	5.08	50.84	5.72	57.20
78	122.85	159.70	4.83	48.29	6.62	66.19
84	117.36	164.31	4.61	46.05	8.02	80.19
90	112.48	168.71	4.41	44.07	10.62	106.17
96	108.09	172.94	4.23	42.29	18.19	181.85
102	104.12	177.01	4.07	40.69	59.70	597.01
108	100.52	180.94	3.92	39.24	13.11	131.08
114	97.23	184.73	3.79	37.92	9.08	90.81
120	94.20	188.40	3.67	36.71	7.23	72.32
126	91.41	191.96	3.56	35.59	6.13	61.27
132	88.82	195.41	3.46	34.56	5.38	53.78
138	86.42	198.78	3.36	33.61	4.83	48.29
144	84.19	202.05	3.27	32.72	4.41	44.07
150	82.09	205.24	3.19	31.89	4.07	40.69
156	80.13	208.35	3.11	31.11	3.79	37.92
162	78.29	211.39	3.04	30.38	3.56	35.59
168	76.56	214.36	2.97	29.70	3.36	33.61
174	74.92	217.26	2.91	29.05	3.19	31.89
180	73.37	220.10	2.84	28.44	3.04	30.38
186	71.90	222.89	2.79	27.86	2.91	29.05
192	70.51	225.62	2.73	27.31	2.79	27.86
198	69.18	228.30	2.68	26.79	2.68	26.79
204	67.92	230.93	2.63	26.30	2.63	26.30
210	66.72	233.51	2.58	25.82	2.58	25.82

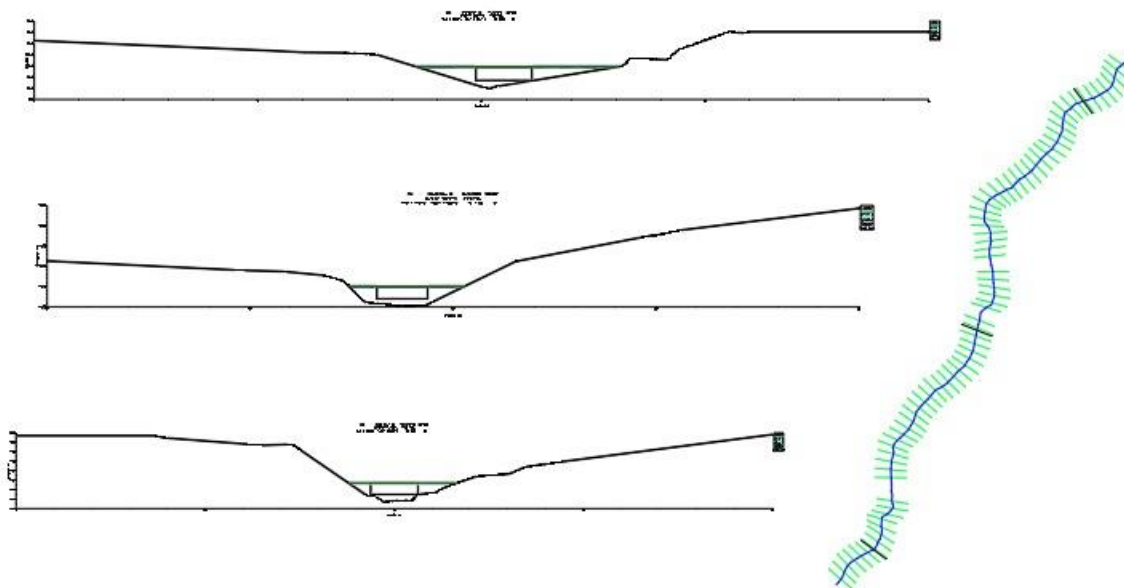
Figura 26

Levantamiento topográfico en campo del perfil del río.



Figura 27

Vista en corte transversal de las tres estructuras lineales de vertederos con compuertas.

**Figura 28**

Modelado de vertedero con compuerta en la abscisa del río +130 m.

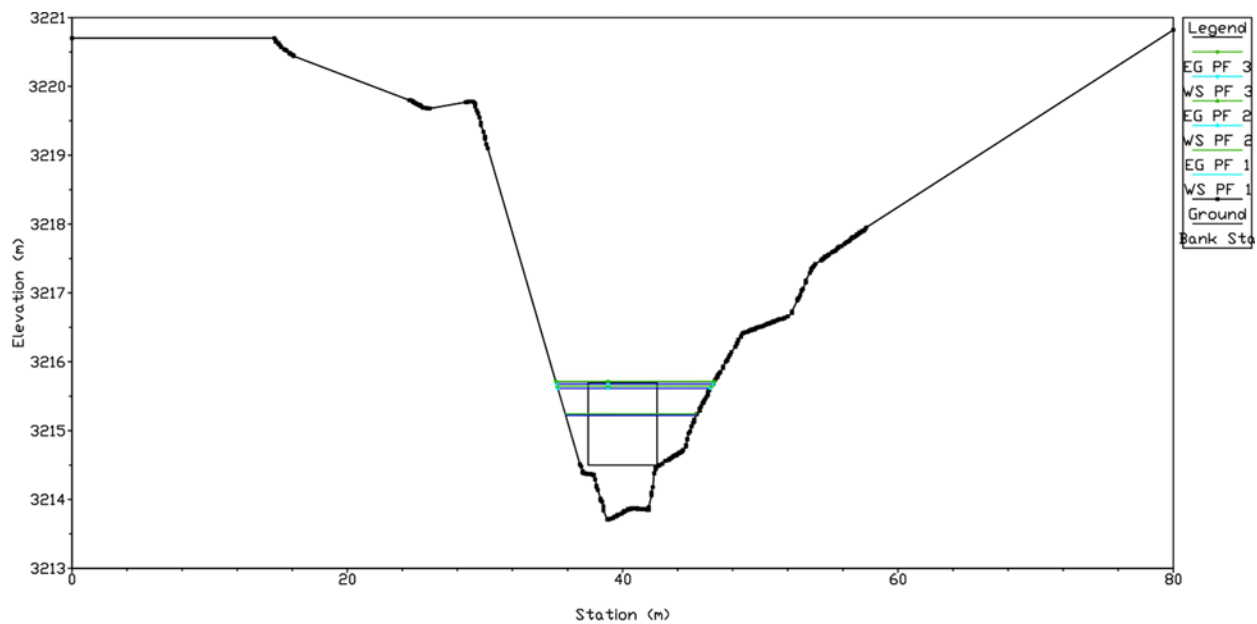
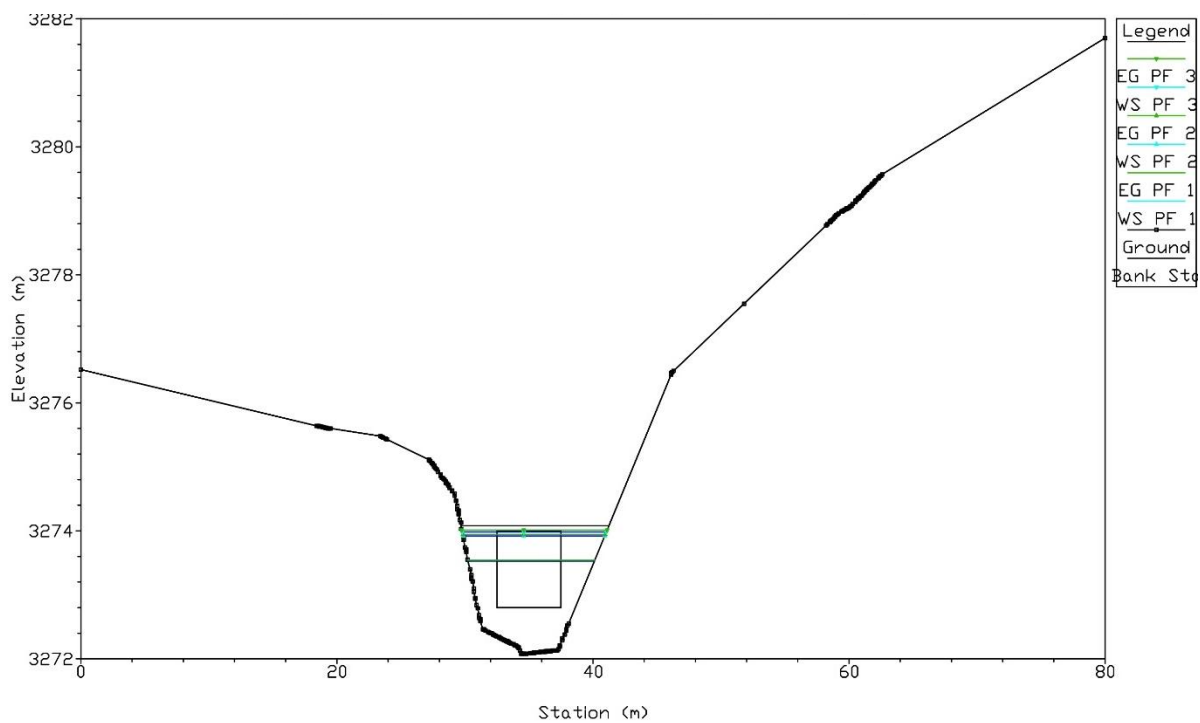


Figura 29

Modelado de vertedero con compuerta en la abscisa del río +790 m.

**Figura 30**

Modelado de vertedero con compuerta en la abscisa del río +1510 m.

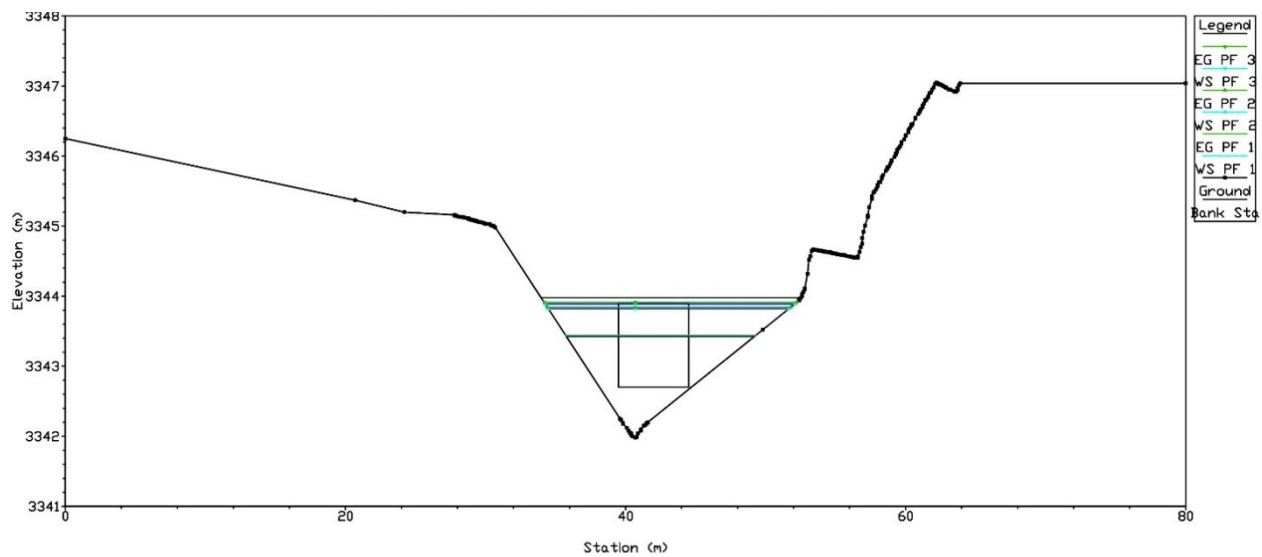


Figura 31

Modelado de vertedero con compuerta en la abscisa del río Modelado CAD

