



Modelamiento y simulación de la rotura de una presa mediante la aplicación del software

HEC – RAS/HMS.

Achiña Campues, Anthony Ivan; Fuentes Mejía, Priscila Alejandra y

Quinde Lalvay, Alexander Javier

Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

Trabajo de Integración Curricular, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil

Ing. Masabanda Caisaguano, Marco Vinicio PhD.

12 de marzo del 2026.



Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

INFORME DE ANÁLISIS
registro

MIC_ROTURA_PRESAS_REV1 (1)
Quinde, Achinía, Fuentes

8%
Textos sospechosos

4%
Similitudes
0% similitudes entre comillas
0% entre las fuentes mencionadas
3% Idiomas no reconocidos
1% Textos potencialmente generados por la IA

Nombre del documento: MIC_ROTURA_PRESAS_REV1 (1)
Quinde, Achinía, Fuentes.docx
ID del documento: 468505d53d5251b1d04e16bb385d6a9701391
Tamaño del documento original: 10,71 MB

Depositante: MARCO VINICIO MASABANDA CAISAGUANO
Fecha de depósito: 11/2/2026
Tipo de carga: interface
fecha de fin de análisis: 11/2/2026

Número de palabras: 17.058
Número de caracteres: 108.044

Ubicación de las similitudes en el documento:

Fuentes de similitudes

Fuentes principales detectadas

N°	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	repositorio.espe.edu.ec Diseño de obras Hidráulicas http://repositorio.espe.edu.ec/handle/2108/15421 23 fuentes similares	2%		Palabras idénticas: 2% (371 palabras)
2	Incendio en la modelación hidrológica de cuencas y propagación de cred... journal.scribd.com/15026/5917/5/CD-4701.pdf.txt 2 fuentes similares	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (87 palabras)
3	www.miteco.gob.es https://www.miteco.gob.es/content/dam/mitesco/es/segur/publicaciones/GT_PlanesEmergen/L... 3 fuentes similares	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (54 palabras)
4	Análisis del flujo en un colector Alcantarillado principal de la ciudad de Ibarra (ab... journal.scribd.com/15026/5917/5/CD-4076.pdf.txt 23 fuentes similares	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (29 palabras)
5	repositorio.espe.edu.ec Diseño de obras de protección para la quebrada del R... http://repositorio.espe.edu.ec/handle/2108/20842/5/1-ESP-639767.pdf.txt 23 fuentes similares	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (32 palabras)

Fuentes con similitudes fortuitas

N°	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	ESCRITO MIC.docx ESCRITO MIC Viene de mi grupo	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (28 palabras)
2	Documento de otro usuario Viene de otro grupo	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (27 palabras)
3	repositorioacademico.upc.edu.pe https://repositorioacademico.upc.edu.pe/bitstream/handle/10757/425119/Chavez_IC.pdf?req... 23 fuentes similares	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (28 palabras)
4	www.redalyc.org Análisis de Inundación por Rotura de Presa Utilizando el Mod... https://www.redalyc.org/journal/6887/68877229/68877229005.html/	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (17 palabras)
5	participa.asamblea.nacional.gob.ec PROYECTO DE LEY ORGÁNICA REFORMAT... https://participa.asamblea.nacional.gob.ec/regulacion/procesos/56	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (10 palabras)

Fuente mencionada (sin similitudes detectadas) Estas fuentes han sido citadas en el documento sin encontrar similitudes.

1 https://biogeografia.net/OBiclima/zonasdevidagr.png



Ing. Masabanda Caisaguano, Marco Vinicio P.hd

Director

C. C. 1802179190



Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

Certificación

Certifico que el trabajo de integración curricular: **“Modelamiento y simulación de la rotura de una presa mediante la aplicación del software HEC – RAS/HMS”** fue realizado por los señores **Achiña Campues, Anthony Ivan; Fuentes Mejía, Priscila Alejandra y Quinde Lalvay, Alexander Javier**, el mismo que cumple con los requisitos legales, teóricos, científicos y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, además fue revisado y analizado en su totalidad por la herramienta de prevención y/o verificación de similitud de contenidos: razón por la cual me permito acreditar y autorizar para que se lo sustente públicamente.

Sangolquí, 12 de marzo del 2026



Ing. Masabanda Caisaguano, Marco Vinicio P.hd

Director

C. C. 1802179190



Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

Responsabilidad de Autoría

Nosotros, **Achiña Campues, Anthony Ivan; Fuentes Mejía, Priscila Alejandra y Quinde Lalvay, Alexander Javier**, con cédulas de ciudadanía n°1750804781, n°1727583641 y n°1722468962, declaramos que el contenido, ideas y criterios del trabajo de integración curricular: **“Modelamiento y simulación de la rotura de una presa mediante la aplicación del software HEC – RAS/HMS”** es de nuestra autoría y responsabilidad, cumpliendo con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos, y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, respetando los derechos intelectuales de terceros y referenciando las citas bibliográficas.

Sangolquí, 12 de marzo del 2026

Firmado electrónicamente por:
**ANTHONY IVAN ACHIÑA
CAMPUES**
Validar únicamente con FimaseC

Achiña Campues, Anthony Ivan

C. C.: 1750804781

Firmado electrónicamente por:
**PRISCILA ALEJANDRA
FUENTES MEJIA**
Validar únicamente con FimaseC

Fuentes Mejía, Priscila Alejandra

C. C.: 1727583641

Firmado electrónicamente por:
**ALEXANDER JAVIER
QUINDE LALVAY**
Validar únicamente con FimaseC

Quinde Lalvay, Alexander Javier

C. C.: 1722468962



Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

Autorización de Publicación

Nosotros, **Achiña Campues, Anthony Ivan; Fuentes Mejía, Priscila Alejandra y Quinde Lalvay, Alexander Javier**, con cédulas de ciudadanía n°1750804781, n°1727583641 y n°1722468962, autorizamos a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar el trabajo de integración curricular: **“Modelamiento y simulación de la rotura de una presa mediante la aplicación del software HEC – RAS/HMS”** en el Repositorio Institucional, cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra responsabilidad.

Sangolquí, 12 de marzo del 2026



Firmado electrónicamente por:
**ANTHONY IVAN ACHIÑA
CAMPUES**
Validar únicamente con Firma@C

Achiña Campues, Anthony Iván

C. C.: 1750804781



Firmado electrónicamente por:
**PRISCILA ALEJANDRA
FUENTES MEJÍA**
Validar únicamente con Firma@C

Fuentes Mejía, Priscila Alejandra

C. C.: 1727583641



Firmado electrónicamente por:
**ALEXANDER JAVIER
QUINDE LALVAY**
Validar únicamente con Firma@C

Quinde Lalvay, Alexander Javier

C. C.: 1722468962

Dedicatoria

Dedico el presente trabajo, en primer lugar, a mi padre, Francisco Achiña, quien ha sido una fuente indispensable para forjarme de valor, carácter y determinación. Su ejemplo de esfuerzo constante, responsabilidad y perseverancia me ha enseñado que las metas se alcanzan con disciplina y compromiso. Gracias por cada consejo, por cada sacrificio silencioso y por impulsarme siempre a dar lo mejor de mí. Su fortaleza ha sido mi inspiración para no rendirme ante las dificultades y continuar avanzando con firmeza.

A mi madre, Elena Campues, por formarme con principios y valores que orientan mi vida. Su amor incondicional, paciencia y dedicación han sido el sostén emocional que me permitió superar cada obstáculo. Gracias por enseñarme la importancia de la honestidad, el respeto y la humildad, y por confiar en mis capacidades incluso en los momentos más desafiantes. Todo logro alcanzado lleva la huella de su apoyo y entrega.

A mis hermanas, María Belén y Jennifer, por acompañarme en este largo camino con comprensión, ánimo y cariño constante. Su apoyo y palabras de aliento han sido fundamentales para mantenerme motivado y enfocado en cada etapa del proceso.

Este logro no es solo mío, sino también de ustedes, quienes han sido parte esencial de mi crecimiento personal y académico. Con profundo amor y gratitud, les dedico este trabajo.

Anthony Ivan Achiña Campues

Dedico este trabajo, en primer lugar, a mis padres Luis Fuentes y Paola Mejía, quienes han sido el pilar fundamental en mi vida. Gracias por su amor incondicional, por su esfuerzo constante y por enseñarme el valor de la perseverancia y la honestidad. Este logro también es suyo, porque cada sacrificio y cada palabra de aliento fueron esenciales para alcanzar esta meta.

A mis hermanos Alison Fuentes y Andrés Fuentes, por su compañía, apoyo y por creer siempre en mí, incluso en los momentos más difíciles.

A mi querida tía Angélica Fuentes, por su apoyo constante y sus consejos oportunos, que fueron una guía importante durante este proceso, a mi abuelita Georgina Abata, por su amor infinito, sus oraciones y su ternura, que me dieron fortaleza en cada etapa de este camino.

A mi amor Christian Garcés, que ha sido mi apoyo incondicional durante todo este proceso. Tu comprensión, tus palabras de aliento y tu confianza en mis capacidades fueron una fuerza fundamental para culminar esta etapa.

Priscila Alejandra Fuentes Mejía

Con profundo amor y gratitud, dedico este trabajo en primer lugar a Jehová, fuente de fortaleza y esperanza, quien me sostuvo en los momentos de incertidumbre y me concedió la sabiduría, la constancia y la resiliencia necesarias para culminar con éxito esta etapa de mi formación académica.

A mi padre, Julio Quinde, pilar fundamental de mi vida y ejemplo constante de perseverancia y rectitud. Su sacrificio silencioso, su carácter firme y su compromiso inquebrantable con nuestra familia han sido la inspiración que me impulsa a superarme cada día. Gracias por enseñarme que los sueños se alcanzan con disciplina, trabajo honesto y determinación.

A mi madre, Ligia Lalvay, fuente inagotable de amor y fortaleza, quien con su ternura y sabiduría ha guiado cada uno de mis pasos. Su apoyo constante, sus palabras de aliento y su confianza absoluta en mis capacidades han sido el motor que me impulsó a no rendirme ante las dificultades. Gracias por ser mi inspiración diaria y el corazón que sostiene mis logros.

A mis hermanos, Carlos, Izan y Fernanda compañeros de vida, guía y consejo permanente, por su respaldo sincero y por recordarme siempre que los logros alcanzados adquieren mayor significado cuando se comparten en familia.

Este logro no me pertenece únicamente; es el reflejo del amor, la fe y el sacrificio de quienes han caminado conmigo en cada paso.

Alexander Javier Quinde Lalvay

Agradecimientos

Expreso mi más profundo agradecimiento a todas las personas que, de una u otra manera, contribuyeron al desarrollo y culminación de este trabajo. Su apoyo, orientación y confianza fueron fundamentales para alcanzar este objetivo.

Agradezco sinceramente a mis amigos y compañeros Jordy, David, Sebastián, Bryan, Christopher, Leandro, Mateo, Alexander, Priscila y Cinthya quienes estuvieron presentes a lo largo de este proceso académico. Gracias por su compañerismo, por las jornadas compartidas, por el intercambio de ideas y por el apoyo constante en los momentos de mayor exigencia. Su amistad y respaldo hicieron que este camino fuera más llevadero y significativo.

Quisiera también reconocer a Alison, cuyo entusiasmo, alegría y apoyo siempre dejaron una huella positiva en mi camino académico. Su forma de acompañar y motivar hizo que este proceso fuera más agradable y lleno de buenos recuerdos, y su influencia sigue siendo inspiración para mí.

Quisiera expresar un reconocimiento muy especial a mi tutor, Ing. Marco Masabanda, PhD, por su guía experta, paciencia y dedicación a lo largo de todo este trabajo. Su conocimiento, sus consejos precisos y su apoyo constante fueron fundamentales para superar los desafíos de la investigación y alcanzar un nivel académico de excelencia.

Finalmente, agradezco a quienes confiaron en mis capacidades y me motivaron a seguir adelante con compromiso y perseverancia. Este logro es el resultado del esfuerzo compartido y del respaldo recibido durante todo este camino.

Anthony Ivan Achiña Campues

Agradezco en primer lugar a mis padres Luis Fuentes y Paola Mejía, por su apoyo incondicional y por ser mi mayor ejemplo de trabajo y perseverancia. Gracias por confiar en mí y por impulsarme a cumplir cada una de mis metas.

A mis hermanos Alison Fuentes y Andrés Fuentes, por su compañía, comprensión y motivación constante. A mi tía Angelica Fuentes y a mi abuelita Georgina Abata, por su cariño, consejos y palabras de aliento que siempre me dieron tranquilidad.

A mi amor Christian Garcés, gracias por tu paciencia, por escucharme en los momentos de estrés, por animarme cuando sentía que no podía más y por celebrar conmigo cada pequeño avance.

A mis docentes y en especial a mi tutor Ing. Marco Masabanda. Phd, por compartir sus conocimientos, orientaciones técnicas y experiencia profesional, que fueron esenciales para el desarrollo y la culminación de este trabajo de investigación.

De manera especial, a mis compañeros de este proyecto, Anthony Achina y Alexander Quinde, por el compromiso, la responsabilidad y el esfuerzo compartido en cada etapa de esta investigación. Gracias por el trabajo en equipo, la colaboración constante y la dedicación demostrada para alcanzar juntos este objetivo académico.

A mi mejor amigo, Jason Guevara, gracias por tu apoyo incondicional en los momentos de mayor presión y por tu amistad sincera, construida entre risas, pequeñas diferencias y aprendizajes compartidos, que hicieron mucho más llevadera esta etapa.

Agradezco profundamente a mis amigos Cinthya, Carmen, Javier, Sebas, Lenin y Bryan. Su amistad fue un pilar fundamental durante esta etapa académica, no solo por lo académico, sino también por la alegría, el compañerismo y la motivación constante que compartimos.

Finalmente, a todas las personas que de una u otra manera contribuyeron en mi etapa académica, mi más sincero agradecimiento.

Priscila Alejandra Fuentes Mejía

A la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, por brindarme la oportunidad de formarme en la carrera de mis sueños y acompañarme en cada etapa de este proceso académico hasta convertirme en profesional.

A mi tutor, el Ing. Marco Masabanda, Ph.D., por su invaluable guía, dedicación y paciencia a lo largo del desarrollo de esta investigación. Sus conocimientos, consejos y constante apoyo fueron fundamentales para la correcta ejecución y culminación de este trabajo académico. Gracias por permitirme formar parte de este proyecto y por su compromiso con la excelencia académica.

A todos los docentes que fueron parte de mi formación a lo largo de estos años, por compartir generosamente su experiencia y conocimientos, contribuyendo no solo a mi crecimiento profesional, sino también a mi desarrollo personal. Sus enseñanzas trascienden las aulas y dejan una huella permanente.

A mis amigos Byron, Oswaldo, Diego, Estefanía, Erick, Orlando y Paul, por su amistad sincera, apoyo constante y motivación durante este camino académico.

De manera especial, a mis compañeros de este proyecto, Antony y Priscila, por el trabajo en equipo, la responsabilidad compartida y el compromiso demostrado en cada etapa de la investigación.

A todas aquellas personas que, de una u otra manera, han apoyado este proceso o han dejado una huella significativa en mi camino, mi sincero y eterno agradecimiento.

Finalmente, a mi familia, por ser el soporte incondicional en cada meta alcanzada.

Alexander Javier Quinde Lalvay

Contenido

Dedicatoria	6
Agradecimientos	8
Resumen	19
Abstract	20
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	21
Antecedentes	21
Justificación	22
Planteamiento del problema.....	23
Objetivo general	24
Objetivos específicos	24
CAPITULO 2: MARCO TEÓRICO	25
Generalidades de las presas hidroeléctricas.....	25
Clasificación y características de las presas.	25
Fallas estructurales en presas	26
Fuerzas de presión actuantes en la presa.	26
Peso propio (G)	27
Fuerza de presión hidrostática	27
Subpresión.	28
Fuerza por el oleaje (P1, P2).....	30
Fuerza de presión de azolves (Wa)	31
Fuerza sísmica (S)	32
Fuerza sísmica por azolves (Wsa).....	33

	12
Fuerza hidrodinámica (Ws).....	34
Estados de combinación de presas.....	35
Estabilidad de una presa al deslizamiento	37
Esfuerzos en la presa	38
Modelación hidrológica.	39
Conceptos básicos de hidrología de cuencas.....	39
Hidrogramas e hietogramas	41
Flujo en ríos y embalses.....	42
Rotura de presas y ondas de avenida	42
Software de simulación hidráulica e hidrológica	43
CAPÍTULO 3: METODOLOGÍA	44
Enfoque y tipo de investigación.....	44
Descripción del área de estudio	44
Hidrografía	46
Localización y delimitación del área de estudio	47
Generación del modelo de elevación y análisis hidrológico de la cuenca del río Toachi	49
Ubicación de la Presa Toachi	51
Parámetros Hidrológicos	52
El coeficiente de compacidad	52
Área de la cuenca.....	53
Perímetro.....	54
Tiempo de concentración.	54

	13
Pendiente del cauce principal	56
Pendiente de la Cuenca.....	57
Factores de Circulación Atmosférica	58
Descripción del clima en el área de estudio	59
Viento	61
Precipitación	62
Estudio Meteorológico.....	63
Elaboración propia a partir de información institucional.	63
Comportamiento espacial y temporal de las lluvias	65
Variación de precipitaciones en las estaciones ubicadas dentro de la cuenca	68
Hietograma medio mensual de la cuenca del río Toachi	69
Curva Hipsométrica.....	70
Análisis de datos de precipitación – escorrentía para la obtención de caudales	71
Análisis de lluvia - curvas IDF.....	72
Parámetros para la modelación	75
Número de curva del método SCS	76
Proceso de transformación lluvia–escorrentía en HEC-HMS	76
Resultados de la modelación	78
Estimación de caudales máximos de crecida mediante método hidrológico simplificado.....	78
Interpretación de Hidrograma e Hietograma	81
Cálculos de las fuerzas actuantes en la presa	82

	14
Cálculo de fuerzas de presión hidrostática	83
Empuje de flotación	84
Cálculo de fuerza por peso propio.	85
Cálculo de fuerza de subpresión.	85
Cálculo de fuerza de presión de los azolves.....	86
Cálculo de fuerza de presión por impacto de ola.	86
Cálculo de fuerza sísmica.....	89
Modelamiento de rotura en HEC-RAS	90
Preparación del Modelo Digital de Terreno (MDT).....	91
Configuración de condiciones iniciales y de Contorno	92
Tipos de mecanismos de falla según HEC/RAS	94
Brecha de rotura.....	95
Criterios de simulación	97
CAPÍTULO IV: RESULTADOS Y DISCUSIÓN	97
Factor de seguridad ante el deslizamiento.	99
Esfuerzos en la presa.	100
Simulación por desbordamiento	104
Simulación Rotura de presa	107
Hidrograma de salida de la rotura	109
Formación de la brecha	110
Velocidades máximas del flujo	111
Tiempos de llegada de la onda de inundación	112

Profundidades de inundación.....	112
Extensión del área afectada.....	113
Simulación Rotura de la presa	114
Acción de prevención de riesgos	118
Sistema de alerta temprana.....	119
CAPÍTULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	120
CONCLUSIONES	120
RECOMENDACIONES	121
Bibliografía	122
Tabla 1 <i>Clasificación de las presas según el material.</i>	25
Tabla 2 <i>Valores de los coeficientes de subpresión</i>	29
Tabla 3 <i>Coeficientes de presiones pasivas del suelo</i>	32
Tabla 4 <i>Períodos de vibración</i>	35
Tabla 5 <i>Coeficiente de fricción y cohesión, hormigón-roca.</i>	38
Tabla 6 <i>Factores de seguridad de deslizamiento</i>	39
Tabla 7 <i>Cartas topográficas del Instituto Geográfico Militar (IGM), escala 1:50000 y sus coordenadas geográficas</i>	48
Tabla 8 <i>Coordenadas UTM de la presa Toachi</i>	51
Tabla 9 <i>Resumen parámetros morfométricos indirectos de la cuenca del río Toachi</i>	54
Tabla 10 <i>Ecuaciones para el tiempo de concentración.</i>	55
Tabla 11 <i>Tiempo de concentración</i>	55
Tabla 12 <i>Ubicación de las estaciones meteorológicas de la zona de estudio.</i>	64
Tabla 13 <i>Estaciones dentro de la cuenca del Río Toachi.</i>	66

Tabla 14 <i>Variación de precipitación en las estaciones dentro y cercanas a la cuenca de análisis</i>	66
Tabla 15 <i>Clasificación de las curvas hipsométricas y estado evolutivo de la cuenca</i>	70
Tabla 16 <i>Precipitaciones medias de cada estación</i>	72
Tabla 17 <i>Intensidades máximas en 24 horas para las estaciones representativas.</i>	74
Tabla 18 <i>Variables de entrada en HEC RAS</i>	78
Tabla 19 <i>Caudales máximos</i>	79
Tabla 20 <i>Fuerzas hidráulicas actuantes</i>	84
Tabla 21 <i>Características de la presa Toachi Pilatón</i>	92
Tabla 22 <i>Parámetros morfométricos e hidrológicos obtenidos del estudio de la cuenca del río Toachi (TR = 100 años)</i>	98
Tabla 23 <i>Resumen de fuerzas</i>	99
Tabla 24 <i>Factor ante el deslizamiento</i>	100
Tabla 25 <i>Momento total resultante combinación N21</i>	101
Tabla 26 <i>Esfuerzos verticales</i>	101
Tabla 27 <i>Momentos combinación E22</i>	102
Tabla 28 <i>Esfuerzos verticales combinación E22</i>	103
Tabla 29 <i>Zonificación de áreas de riesgo</i>	119
Figura 1 <i>Principales fuerzas de presión que actúan sobre una presa</i>	27
Figura 2 <i>Diagrama de subpresión en presas de gravedad</i>	29
Figura 3 <i>Nomograma para los coeficientes k_p y k_M</i>	31
Figura 4 <i>Mapa del valor Z para un periodo de retorno de 475 años</i>	33
Figura 5 <i>Presión sísmica producida por los azolves</i>	34
Figura 6 <i>Condiciones de deslizamiento de una presa</i>	37

Figura 7 Esquema de análisis de esfuerzos	39
Figura 8 Diagrama esquemático del proyecto Toachi Pilatón	45
Figura 9 Esquema de disposición espacial de las cartas del IGM utilizadas en el caso de estudio hidrológico.....	47
Figura 10 Modelo de relieve de la cuenca del río Toachi y ubicación de la presa Toachi	50
Figura 11 Ubicación y delimitación de la cuenca hidrográfica del río Toachi	52
Figura 12 Tiempos de concentración para diferentes métodos.....	56
Figura 13 Perfil longitudinal del cauce.	57
Figura 14 Diagrama de Holdridge	60
Figura 15 Variación Estacional de velocidad del viento Estación Palo Quemado M-198	62
Figura 16 Ubicación de las estaciones hidrometeorológicas en la cuenca del río Esmeraldas (080)	63
Figura 17 Ubicación de las estaciones hidrometeorológicas en la cuenca del río Toachi.	64
Figura 18 Precipitaciones mensuales y acumulado anual de las estaciones	67
Figura 19 Precipitaciones dentro de la cuenca	68
Figura 20 Hietograma de precipitación media mensual de la cuenca del río Toachi.....	69
Figura 21 Curva Hipsométrica de la cuenca.	71
Figura 22 Hietograma de escorrentía superficial generado para la cuenca del Río Toachi	80
Figura 23 Hidrograma de caudal resultante de la simulación hidrológica en la Cuenca Toachi	81
Figura 24 Geometría general de la sección del vertedero.....	83
Figura 25 Determinación del cuerpo de presión.....	83
Figura 26 Superficie sumergida obtenida en AutoCAD.....	84
Figura 27 Esquema en AutoCAD	85
Figura 28 Distancia recorrida del viento	87
Figura 29 Escala modificada de Mercalli.....	88
Figura 30 Modelo Digital del Terreno (MDT)	92

Figura 31 <i>Brecha de rotura en la presa</i>	96
Figura 32 <i>Hidrograma para la presa por desbordamiento</i>	105
Figura 33 <i>Simulación ante un desbordamiento en la presa</i>	106
Figura 34	108
Figura 35 <i>Hidrograma de salida</i>	109
Figura 36 <i>Diagrama durante la formación de la brecha</i>	110
Figura 37 <i>Diagrama de velocidades durante la rotura de la presa</i>	111
Figura 38 <i>Ancho máximo de inundación</i>	114
Figura 39 <i>Simulación en el momento inicial de la rotura de presa</i>	115
Figura 40 <i>Simulación al momento final de la rotura de presa</i>	116
Figura 41 <i>Representación de velocidad y profundidad del flujo</i>	117

Resumen

La presente investigación tiene como objetivo modelar el comportamiento hidráulico de la estructura de la presa Toachi mediante la aplicación de los modelos HEC-HMS y HEC-RAS 2D que son programas de libre acceso, con la finalidad de analizar los posibles impactos generados aguas abajo ante un escenario de falla y proponer medidas de mitigación orientadas a la gestión del riesgo. De este modo, se realizó el estudio hidrológico de la cuenca del río Toachi ubicada aguas arriba de la presa para lo cual se utilizó el modelo HEC-HMS en condiciones de lluvias extremas. Se usaron parámetros como la intensidad y duración de la precipitación, el tiempo de concentración, características geomorfológicas de la cuenca y las condiciones del almacenamiento para poder generar los hidrogramas de caudal que sirven para el análisis hidráulico. Adicionalmente, se evaluaron los mecanismos de falla estructural asociados a la subpresión en la presa hidráulica, determinando su influencia en la estabilidad global de la obra de arte y en el incremento de fuerzas actuantes. Con base en los resultados hidrológicos obtenidos, se procedió a la simulación de la rotura de la presa mediante HEC-RAS 2D, modelando la propagación del flujo y la delimitación de la llanura de inundación resultante. Los escenarios simulados permitieron identificar áreas potencialmente inundables, profundidades de flujo y tiempos de llegada de la onda de avenida, permitiendo identificar de manera referencial las zonas de mayor vulnerabilidad. Los resultados obtenidos constituyen una aproximación preliminar al comportamiento hidráulico ante un escenario de rotura, proporcionando criterios orientativos para la evaluación del riesgo ante un evento extremo. En este sentido, el estudio aporta información base para el análisis y la toma de decisiones en materia de gestión del riesgo, sin sustituir estudios de detalle o análisis estructurales específicos requeridos para el diseño definitivo.

Palabras clave: rotura de presa, HEC-HMS, HEC-RAS 2D, modelación hidrológica, inundación, gestión del riesgo.

Abstract

The present research aims to model the hydraulic behavior of the Toachi Dam structure through the application of the HEC-HMS and HEC-RAS 2D models, which are open-access programs, with the purpose of analyzing potential downstream impacts in a failure scenario and proposing mitigation measures oriented toward risk management. In this way, a hydrological study of the Toachi River basin located upstream of the dam was carried out using the HEC-HMS model under extreme rainfall conditions. Parameters such as precipitation intensity and duration, time of concentration, geomorphological characteristics of the basin, and storage conditions were used to generate flow hydrographs for hydraulic analysis. Additionally, structural failure mechanisms associated with uplift pressures in the hydraulic dam were evaluated, determining their influence on the overall stability of the structure and on the increase of acting forces. Based on the obtained hydrological results, the dam breach was simulated using HEC-RAS 2D, modeling flow propagation and delineating the resulting floodplain. The simulated scenarios allowed the identification of potentially flood-prone areas, flow depths, and floodwave arrival times, enabling the referential identification of the most vulnerable zones. The obtained results constitute a preliminary approximation of hydraulic behavior in a breach scenario, providing guiding criteria for risk assessment during an extreme event. In this sense, the study provides baseline information for analysis and decision-making in risk management, without replacing detailed studies or specific structural analyses required for the final design.

Keywords: dam break, HEC-HMS, HEC-RAS 2D, hydrological modeling, flooding, risk management.

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

Las presas representan infraestructuras estratégicas para la gestión integral de los recursos hídricos, debido a su papel en el almacenamiento, regulación y aprovechamiento del agua para distintos fines. No obstante, su complejidad estructural e hidráulica exige evaluaciones rigurosas que permitan garantizar su estabilidad y seguridad ante diferentes condiciones de carga y escenarios extremos.

En este contexto se pretende analizar el comportamiento hidráulico e hidrológico asociado a presas, así como evaluar su respuesta estructural bajo distintas solicitaciones, con énfasis en presas de gravedad. Se aborda la problemática desde una perspectiva técnica que integra criterios de estabilidad, distribución de esfuerzos en la base y análisis de escenarios de falla, considerando la importancia de estos estudios para la gestión del riesgo aguas abajo.

Este estudio se desarrolla en concordancia con investigaciones previas sobre estabilidad estructural y modelación hidráulica, incorporando formulaciones reconocidas para la determinación del cálculo de la fuerza de subpresión ejercida por la filtración, la cual están en función de cortinas de inyección y galerías de drenaje (Grishin, 1979).

La metodología empleada combina el análisis teórico de las fuerzas actuantes con herramientas de modelamiento hidráulico e hidrológico, permitiendo integrar información topográfica, estructural e hidrológica en un entorno de simulación. Este enfoque facilita la evaluación técnica del comportamiento de la presa bajo diversas condiciones de operación y carga, dentro del alcance establecido para el presente estudio.

Antecedentes

A nivel mundial, los estudios de rotura de presas han cobrado relevancia tras diversos eventos históricos en los que fallas estructurales ocasionaron inundaciones de gran magnitud. Estos son los casos de la rotura de la presa de Malpasset en Francia (1959) o la de Banqiao en China (1975), con resultados catastróficos. Esto ha propiciado la generación de metodologías

de evaluación de seguridad de presas, así como de diseño de planes de emergencia. En Latinoamérica, algunos países, dentro de su política de gestión de riego hídrico han iniciado la simulación de la rotura de presas para la gestión de riesgo en inundaciones. El uso de programas como HEC-HMS para modelamiento hidrológico y HEC-RAS para modelamiento hidráulico han empoderado la estimación de la propagación de la onda de avenida, así como la generar medidas preventivas para mitigar sus efectos en las personas vulnerables.

A nivel local, si bien existen investigaciones sobre la hidrología de cuencas y sobre la seguridad estructural de presas, los estudios integradores donde se conjuguen modelación hidrológica, análisis estructural y simulación hidráulica de rotura son limitados, lo que muestra una clara necesidad de investigación que provea información técnica del estado del arte que sea la base para la toma de decisiones respecto a la planificación y gestión de riesgos.

Justificación

La aplicación del software HEC-HMS/RAS en la presa Toachi–Pilatón surge de la necesidad de contar con un modelo hidráulico preciso que permita comprender y predecir el comportamiento del flujo en diferentes condiciones de operación y eventos hidrológicos extremos. Este tipo de análisis es fundamental para optimizar la gestión del recurso hídrico, mejorar la operación de la obra de arte hidráulica y reducir riesgos asociados a inundaciones aguas abajo. Por otro lado, el uso de las herramientas de simulación facilita la comparación de las alternativas técnicas para regular el caudal, controlar los sedimentos y tomar decisiones sobre la estabilidad de los cauces. De este modo, la modelación bidimensional es útil para la eficacia y la seguridad operativa de la presa, ya que ofrece un muy buen soporte técnico para la toma de decisiones, el planeamiento preventivo y la sostenibilidad del sistema hidroeléctrico Toachi–Pilatón.

A partir de los resultados de la modelación hidráulica en HEC-RAS: caudal máximo, velocidad del flujo, delimitación del área afectada, se podrá proponer la implementación de los

procedimientos y guías técnicas para mitigar el riesgo ante un posible escenario de rotura de presa; a partir de estos resultados se podrá priorizar las zonas más críticas, evaluar el riesgo, el nivel de peligrosidad y definir acciones preventivas para la respuesta; reduciendo de este modo los efectos negativos que podrían afectar a la población, la infraestructura y el medio ambiente ante una eventual catástrofe.

Desde el punto de vista estructural, el estudio cobra importancia al incluir el análisis de las condiciones de estabilidad de la presa a partir de las principales acciones hidráulicas, el empuje hidrostático y la subpresión, que afectan a la seguridad global de la estructura. Conocer el comportamiento de las grandes variaciones de los niveles del embalse y los caudales extraordinarios, permite entender los cambios de carga que afectan al comportamiento resistente de la obra.

Planteamiento del problema

Las presas hidráulicas constituyen infraestructuras estratégicas para la generación de energía, regulación de caudales y control de inundaciones; sin embargo, ante eventos hidrológicos extremos o fallas estructurales pueden representar un riesgo significativo para las poblaciones e infraestructuras ubicadas aguas abajo. En países como España, Estados Unidos, Chile y Brasil existen reglamentos específicos de seguridad de presas que establecen criterios técnicos obligatorios para el análisis de estabilidad, la clasificación por nivel de riesgo, la elaboración de planes de emergencia y la ejecución de estudios de rotura como parte fundamental de la gestión preventiva. Los requerimientos de estas normativas implican la aplicación de modelaciones hidrológicas e hidráulicas para evaluar los escenarios críticos y reducir la vulnerabilidad del territorio.

Por el contrario, en el caso de Ecuador, la legislación relativa a presas se enmarca principalmente bajo la Ley Orgánica de Recursos Hídricos y la Ley de Gestión Integral del Riesgo de Desastres, que establecen algunas disposiciones de tipo general sobre la gestión del

agua y la prevención de riesgos, pero que no incorporan lineamientos técnicos que sistematicen de forma concreta la seguridad estructural de presas ni enfoques relacionados con la gestión del riesgo de una posible rotura estructural. Tal ausencia de normativa en este ámbito no permite la sistematización de estudios de rotura y análisis hidráulicos con fines preventivos hacia el río abajo.

En este sentido, la presa Toachi–Pilatón, que se ubica dentro de la provincia de Santo Domingo de los Tsáchilas, se convierte en un caso relevante de estudio por su importancia estratégica en la generación de energía hidroeléctrica y regulación de caudales. Las variaciones hidrológicas de la cuenca y elementos que denotan la aparición de eventos extremos ponen de manifiesto la necesidad de aplicar herramientas como HEC-HMS y HEC-RAS 2D para simular tanto escenarios de operación como escenarios de rotura hipotéticos, generar perfiles de información técnica preliminar y participar en la gestión de información para activar estrategias de gestión del riesgo hacia el río abajo.

Objetivo general

- Simular el comportamiento de la estructura hidráulica de la presa, empleando los modelos HEC-HMS y HEC-RAS, con el fin de analizar los posibles impactos aguas abajo y proponer medidas de mitigación.

Objetivos específicos

- Realizar el estudio hidrológico de la cuenca hidrográfica del río Toachi aguas arriba mediante HEC-HMS, considerando lluvias extremas y la operación normal de la presa.
- Análisis de las fallas estructurales por subpresión en las presas.
- Simular la rotura de la presa y el flujo resultante con HEC-RAS 2D, utilizando datos de salida del HMS.

CAPITULO 2: MARCO TEÓRICO

Generalidades de las presas hidroeléctricas.

Son infraestructuras de gran escala diseñadas para almacenar agua y aprovecharla en la generación de energía, además de contribuir a la regulación de caudales y el control de crecidas. Dependiendo de su función, pueden clasificarse como obras de propósito simple o multipropósito (Sandoval, 2019).

Clasificación y características de las presas.

La clasificación de las presas depende principalmente de su función y de las condiciones del entorno donde se construyen. Uno de los criterios más utilizados para su respectiva categorización es la altura, medida desde la coronación hasta el cimiento, de acuerdo con la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD, 2007), una presa se considera grande cuando su altura alcanza los 15 metros o supere los 10 metros, con un almacenamiento de embalse de tres hectómetros cúbicos.

Las presas pueden clasificarse de acuerdo con el material en construcción, que influye directamente en su comportamiento estructural, costos y condiciones de diseño; entre los tipos más comunes se encuentran las presas de hormigón, materiales sueltos y aquellas que son construidas con materiales alternativos. En la Tabla 1 se presenta un resumen de esta clasificación según el material.

Tabla 1

Clasificación de las presas según el material.

Tipo de presa	Material principal	Características
Hormigón	Hormigón simple o armado	Alta resistencia y flexibilidad al diseño.
Materiales sueltos	Tierra, enrocado o mezcla de sueltos locales	Utilizan materiales disponibles en el sitio; más económicos y requieren una pantalla impermeable.

Tipo de presa	Material principal	Características
Otros tipos de materiales	Mampostería, gaviones, ferrocemento, madera o sintéticos	Bajo costo, adecuadas para obras pequeñas o zonas rurales.

Nota. Representación de las características generales de acuerdo con el material y tipo de presa. Adaptado de (Sandoval, 2019).

Fallas estructurales en presas

Para una correcta evaluación de la presa se considera las fallas estructurales como la subpresión en donde las fuerzas ejercidas pueden ser altas a las que se necesita en la estabilidad y la filtración, donde esta última puede provocar fallas internas en el cual no es perceptible a simple vista y los costos en reparación son altos (Sandoval, 2019).

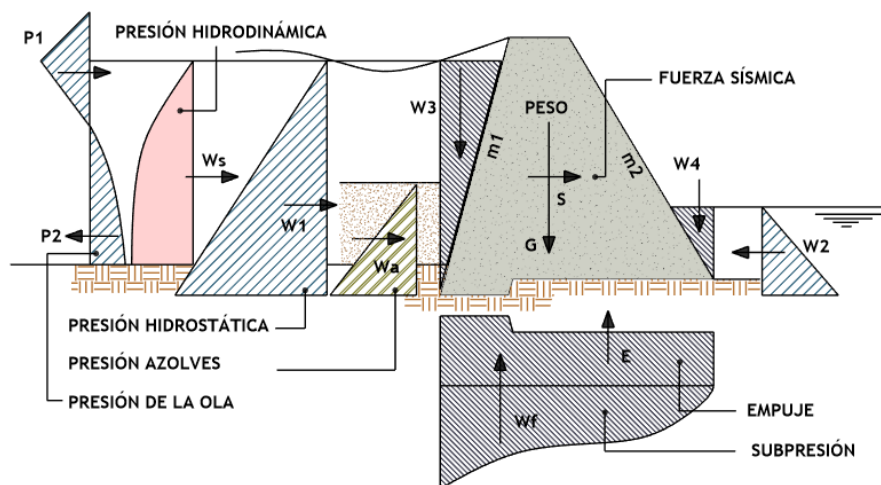
La comprobación de la estabilidad de una presa con una geometría ya establecida se logra mediante el cálculo, que determine el factor de deslizamiento ante cargas que ejercen a la estructura, y mediante el control de esfuerzos.

Fuerzas de presión actuantes en la presa.

Para el análisis en el caso de las presas, es necesario comprender cada una de las fuerzas que conforman el análisis de una presa a gravedad, tanto fuerzas horizontales como verticales, a todo eso también al ser un país altamente sísmico las fuerzas sísmicas también influyen en el comportamiento de estabilidad, en la Figura 1 se muestra como interactúan con la presa.

Figura 1

Principales fuerzas de presión que actúan sobre una presa



Nota. P1, P2: Presión de ola; Ws: Presión hidrodinámica; W1, W2, W3, W4: Presión hidrostática; G: Peso propio; S: Fuerza sísmica; E: Fuerza de empuje de flotación; Wf: Fuerza de subpresión; S: Fuerza sísmica Adaptado de (Grishin, 1979).

Peso propio (G)

La acción por parte de la estructura precisa en el centro de gravedad, esta fuerza se consigue con el área de la sección transversal a través de un software o manualmente realizando una distribución geométrica; el peso volumétrico teórico es de $\gamma_h = 2,40 \text{ t/m}^3$ para hormigones.

Fuerza de presión hidrostática

Las presiones hidrostáticas que actúan sobre la presa pueden descomponerse en componentes horizontal y vertical en función de la superficie de contacto con el agua, en presas cuyo parámetro presenta inclinación definida por las pendientes m_1 y m_2 , la acción del

agua no se limita en la componente horizontal si no que comparte una componente vertical asociada a la geometría del perfil (Grishin, 1979).

$$W_{horizontal ; vertical} = \gamma \frac{H^2}{2} b$$

Donde:

b : Ancho de dovela,

H : Profundidad hasta la cimentación.

γ : Peso volumétrico del agua.

De manera general, de acuerdo con el cuerpo de presión, las fuerzas ejercidas se toman en consideración del volumen y la forma de presión.

$$W = \gamma * V_{cp}$$

Donde:

V_{cp} : Volumen del cuerpo de presión, es decir, el área por metro de dovela ($b=1$ m).

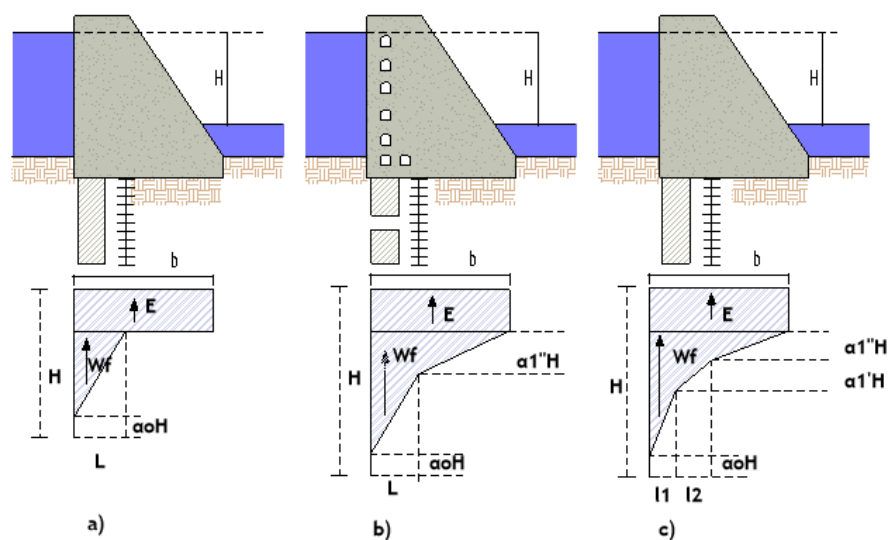
Subpresión.

Se define como la fuerza hidrostática generalmente triangular que actúa verticalmente hacia arriba sobre la base de una presa debido a la filtración del agua del embalse a través de la cimentación. Esta presión reduce el peso efectivo de la presa y, por tanto, su estabilidad frente al deslizamiento y al volcamiento (Grishin, 1979).

Estas fuerzas se logran controlar mediante cortinas de inyección, las cuales son una barrera impermeable que busca evitar la filtración, y drenes que permiten recoger la poca agua que logró pasar por las cortinas de inyección. El diagrama de subpresión cambia como se muestra en la figura 2, dependiendo de la geometría de la presa, ubicación de las cortinas de inyección y los drenajes (Sandoval, 2019).

Figura 2

Diagrama de subpresión en presas de gravedad



Nota. Representación de la fuerza de subpresión (W_f) de acuerdo con drenajes y canales de inyección. Adaptado de (Grishin, 1979).

Según Grishin (1979), para el planteamiento de la supresión a una altura dentro del rango de 25 metros y 75 metros, en la cual está dirigida al diagrama de la Figura 2b, los coeficientes necesarios para el cálculo se muestran en la Tabla 2.

$$W_f = 0.5\gamma H[L(1 - \alpha_o) + b\alpha_1'']\alpha_2$$

Tabla 2

Valores de los coeficientes de subpresión

Tipo de presa	α_1'	α_1''
Gravedad $H < 25$	0,3	0
Gravedad $25 < H < 75$	0,4	0,15
Gravedad $H > 75$	0,5	0,25
Contrafuertes	0,4	0
Arco	0,5	0,25
α_0 . Coeficiente de pérdida de carga inicial	0,05 - 0,08	

Tipo de presa	$\alpha 1'$	$\alpha 1''$
$\alpha 2$. Coeficiente de porosidad de la zona.		0,70 - 0,95

Nota. Representa los valores recomendados de coeficientes de subpresión en función de la altura siendo $\alpha 1'$ coeficiente de cortina y $\alpha 1''$ coeficiente de drenaje. Adaptado de (Sandoval, 2019).

Fuerza por el oleaje (P1, P2)

Para el cálculo de la altura y la longitud de la onda de oleaje en estructuras hidráulicas con taludes verticales o casi verticales, como es el caso de las presas de hormigón a gravedad, se emplean las expresiones desarrolladas por Labzovski y recopiladas por Nedriga (1979), citadas en Sandoval (2019). Estas formulaciones permiten estimar los parámetros característicos del oleaje en función de las condiciones del embalse y la acción del viento.

$$h_o = 0,073 * k * W * \sqrt{D * B}$$

$$\lambda = 0,073 * W * \sqrt{D/B}$$

$$\beta = \frac{1}{9 + 19e^{-\frac{14}{W}}}$$

$$k = 1 + e^{-\frac{0.4D}{W}}$$

Donde:

h_o : Altura de ola.

λ : Longitud de ola

β ; k : Coeficientes aplicables para la fórmula.

D : Recorrido de la ola en km

W : Velocidad del viento en m/s

La fuerza de presión está dada por la siguiente expresión y momento generado por la ola respectivamente.

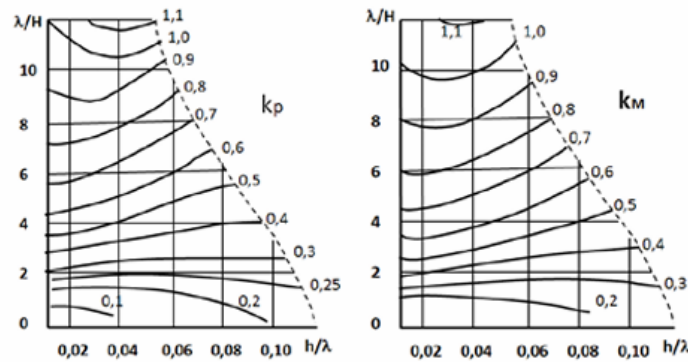
$$P_{m\acute{a}x} = k_p * \gamma * h_o * \left(H + \frac{h_o}{2} \right)$$

$$M_{max} = k_M * \gamma h \left(\frac{h^2}{6} + \frac{hH}{2} + \frac{H^2}{2} \right)$$

Esta ecuación muestra un coeficiente k_p , el cual representa un coeficiente de presión dinámica de la ola de acuerdo con la relación λ/H y h_o/λ como se muestra en el nomograma de la Figura 3.

Figura 3

Nomograma para los coeficientes k_p y k_M



Nota. Coeficientes de presión dinámica y momento respectivamente. Obtenido de (Grishin, 1979).

Fuerza de presión de azolves (W_a)

Entre las acciones externas que actúan sobre la presa se incluye la presión generada por los sedimentos o azolves depositados en el embalse. La presencia de estos materiales produce una presión calculada mediante la siguiente expresión.

$$W_a = \gamma_a \frac{h_a^2}{2} * K_p$$

$$\gamma_a = (\gamma_{es} - \gamma)(1 - n)$$

Donde:

γ_a : Peso volumétrico de los azolves bajo el agua.

γ_{es} : Peso específico de los sedimentos.

h_a : Espesor de la capa de sedimentos.

K_p : Coeficiente de presiones pasivas del suelo.

Tabla 3

Coeficientes de presiones pasivas del suelo

Tipo de sedimentos	Kp
Para arenas sueltas	0,64
Arenas medio compacta	0,52
Arenas bien compactadas	0,49
Para arcillas	1 a 0,67

Nota. Diferentes coeficientes para cada tipo de sedimentos. Adaptado de (Rasskazov, 2008)

Fuerza sísmica (S)

Dado que el Ecuador se ubica en una zona de alta amenaza sísmica, el análisis de estabilidad de la presa se considera las componentes horizontal y vertical del sismo. Estos efectos se representan mediante un análisis pseudoestático, en el cual la acción sísmica se modela como fuerzas estáticas equivalentes proporcionales al peso de la estructura, sin emplear registros dinámicos. (U.S. Army Corps Of Engineers EM, 2012).

$$S = \alpha_{h,v} * G$$

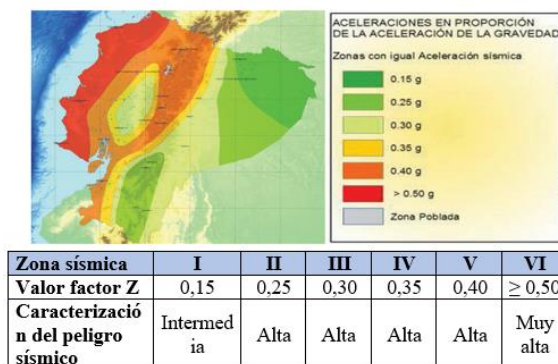
Donde:

$\alpha_{h,v}$: Coeficiente sísmico adimensional horizontal y vertical.

Para tener en cuenta, se presenta el mapa de zonificación sísmica del Ecuador para diferentes regiones, representadas por un factor de sismo Z, que tiene valores desde 0,15g hasta valores mayores de 0,50g, como se muestra en la Figura 4.

Figura 4

Mapa del valor Z para un periodo de retorno de 475 años.



Nota. Mapa de zonificación sísmica que presenta el valor del factor de aceleración sísmica Z para un periodo de retorno de 475 años. Obtenido de. (Norma Ecuatoriana de la Construcción , 2015).

Las componentes sísmica horizontal y vertical, estas fuerzas sísmicas se consideran como las siguientes ecuaciones respectivamente (Comisión Federal de Electricidad, 2015).

$$\alpha_h = \frac{Z}{1 + 2Z}$$

$$\alpha_v = \frac{2}{3} \alpha_h$$

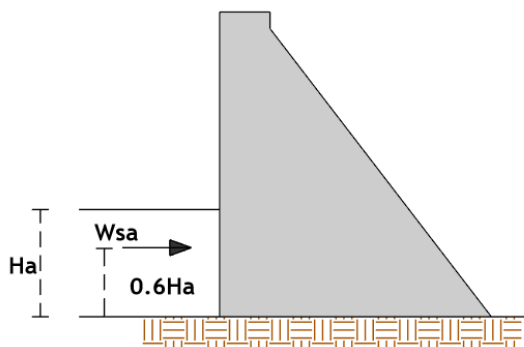
Fuerza sísmica por azolves (W_{sa})

La fuerza sísmica establecida por los azolves en un sismo está ubicada 0.6ha desde la base en la que está asentada la presa como se muestra en la Figura 5 (Comisión Federal de Electricidad, 2015).

$$W_{sa} = 2,15 * \alpha_h * \gamma_a * H^2$$

Figura 5

Presión sísmica producida por los azolves



Nota. Representación de la fuerza de presión ejercida por los azolves. Adaptado de (Comisión Federal de Electricidad, 2015).

Fuerza hidrodinámica (W_s)

La fuerza hidrodinámica es la presión adicional que el agua del embalse ejerce sobre la presa durante un sismo debido al efecto dinámico generado por la aceleración horizontal. Esta presión se suma a la hidrostática y se determina comúnmente mediante la formulación de Westergaard en el análisis pseudoestático (U.S. Army Corps Of Engineers EM, 2012).

$$W_s = \frac{2}{3} C_e \alpha_h * y * \sqrt{y * H}$$

$$C_e = \frac{0,817}{\sqrt{1 - 0,72 * \left(\frac{H}{304,8 t_e}\right)^2}}$$

Donde:

Ce: Factor que depende de la altura H.

te: Periodo de vibración.

Al tener sismo, la altura de la ola cambia a la calculada inicialmente, es por ello por lo que se aplica la ecuación propuesta por Nedriga (1979) considerando el periodo de vibración descrita en la Tabla 4 y la ecuación propuesta por Rasskazov (2008) en donde se plantea la expresión en función de la intensidad sísmica I , la cual está en escala MKS, similar a la modificada de Mercalli (Sandoval, 2019).

$$h_s = 0,5\alpha_h * t_e * \sqrt{gH} \quad (Nedriga)$$

$$h_s = 0,4 + 0,76 * (I - 6) \quad (Rasskazov)$$

Tabla 4

Períodos de vibración

Tipos de suelo (Norma SP 58,13330,2019)	Período natural de vibración t_e (s)
A (Rocas)	0,20 a 0,45
B (Granulares)	0,40 a 0,80
C (Suelos saturados)	0,80 a 1,05

Nota. Períodos de vibración para los diferentes tipos de suelo. Obtenido de (Poliakov, 1983).

Estados de combinación de presas

Según Sandoval (2019), para el cálculo de las combinaciones de carga se basa en la Norma Española NTS-2 (2011), en la cual se consideran tres escenarios: normales (N), accidentales (A) y extremas (E).

Combinación de fuerzas en situaciones normales (N):

N1- Embalse vacío:

N11: Peso Propio.

N12: Peso propio + Efectos térmicos.

N2- Embalse lleno

N21: Peso propio + Empuje hidrostático en el nivel normal (NMN) (NAMO) + Subpresión + Empuje de sedimentos + Efectos térmicos + Ola máxima en el nivel normal (NAMO).

Combinación de fuerzas en situaciones accidentales (A)

A1- Embalse vacío

A11: Peso propio + Efecto sísmico de proyecto + Efectos térmicos.

A2- Embalse lleno

A21: Peso propio + Empuje hidrostático en el nivel de aguas de proyecto (NAP) + subpresión + Empuje de sedimentos + Efectos térmicos + Ola máxima en el NAP.

A22: Peso propio + Empuje hidrostático (NAMO) + subpresión sin funcionar el drenaje + Empuje de sedimentos + Efectos térmicos + Ola máxima en el NAP. A23: Peso propio + Empuje hidrostático (NAMO) + Subpresión + Efecto sísmico de proyecto + Empuje de sedimentos + Ola sísmica.

Combinación de fuerzas en situaciones extremas (E):

E1-Embalse vacío

E11: Peso propio + Efecto sísmico extremo + Efectos térmicos.

E2-Embalse lleno

E21: Peso propio + Empuje hidrostático en el nivel de aguas extremo (NAE) (NAME) + Subpresión + Empuje de sedimentos + Efectos térmicos + Ola máxima en el NAE (NAME).

E22: Peso propio + Empuje hidrostático (NMN) + subpresión + Empuje de sedimentos + Efecto sísmico extremo + Ola sísmica.

En estas combinaciones se ha excluido el empuje del hielo, porque, tal como se mencionó anteriormente, su ocurrencia es poco probable en el Ecuador.

Estabilidad de una presa al deslizamiento

Como se puede observar en la Figura 6, el deslizamiento también interviene en las condiciones en las que está empotrada la cimentación al suelo, tomando en cuenta el ángulo α y los coeficientes de fricción y cohesión entre hormigón y roca se pueden analizar en la Tabla 5 (Sandoval, 2019).

$$k_{sd} \geq \frac{f N \cos(\alpha) + T \sin(\alpha) + cF}{T \cos(\alpha) + N \sin(\alpha)}$$

Donde

f: Coeficiente de fricción.

N: Sumatoria de fueras normales

T: Sumatoria de fuerzas sobre la presa

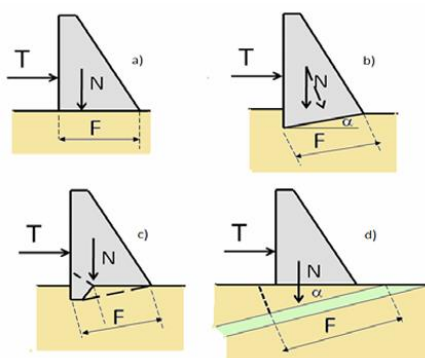
c: Cohesión t/m²

F: Ancho de base de la presa.

α : Ángulo de inclinación respecto a la base.

Figura 6

Condiciones de deslizamiento de una presa



Nota. Obtenido de (Sandoval, 2019).

Tabla 5

Coeficiente de fricción y cohesión, hormigón-roca.

TIPO DE ROCA	f	C (Mpa)
Grandes macizos rocosos, en capas, estratos grandes no fisurados, con resistencia a la compresión mayor a 500 kg/cm ² (R _c >50Mpa)	0,95	0,4
Grandes macizos rocosos, en capas, estratos grandes medio fisurados y poco meteorizados (R _c > 50 Mpa)	0,85	0,3
Grandes bastante fisuradas (R = 15 a 50 Mpa), poco fisuradas y meteorizadas (R=5 a 15 Mpa)	0,75	0,2
Rocas medias blandas, rocas en capas delgadas y meteorizadas (R > 15 Mpa)	0,70	0,1

Nota. Obtenido de (Rasskazov, 2008).

Esfuerzos en la presa

Para una dovela de un metro de ancho, los esfuerzos en los extremos de la cortina, aguas arriba y aguas abajo, se pueden determinar con la siguiente ecuación de resistencia de materiales, estas representadas en la figura 7.

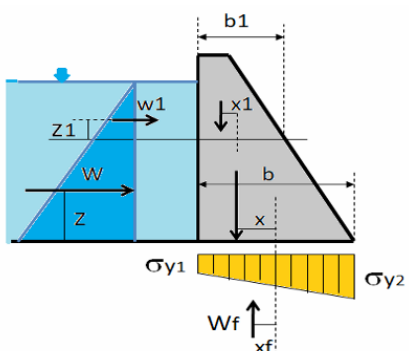
$$\sigma_{y1,2} = \frac{\sum V}{b} \pm \frac{\sum M}{b^2}$$

Donde:

ΣV: Sumatoria de fuerzas verticales.

ΣM: Sumatoria de los momentos en la estructura.

b: Ancho de la base en cada sección de análisis.

Figura 7*Esquema de análisis de esfuerzos**Nota.* Obtenido de (Sandoval, 2019).**Tabla 6***Factores de seguridad de deslizamiento*

Condición de carga	Ubicación de la resultante en la base	FS mínimo al deslizamiento	Esfuerzo de concreto	
			Compresión	Tracción
Usual	Tercio medio	2,00	$0,3f_c$	0
Inusual	Medio central	1,70	$0,5f_c$	$0,6f_c^{(2/3)}$
Extrema	Dentro de la base	1,30	$0,9f_c$	$1,5f_c^{(2/3)}$

Nota. Obtenido de (U.S. Army Corps Of Engineers EM, 2012).**Modelación hidrológica.****Conceptos básicos de hidrología de cuencas.**

Cuenca Hidrográfica: Una cuenca hidrográfica es el área de terreno delimitada por divisorias topográficas donde toda el agua que cae converge hacia un punto de salida común, generalmente un río, lago o embalse. Es la unidad básica para el análisis hidrológico (Maidment, Chow, & Mays, 1988).

Hidrología. La hidrología es la ciencia que estudia el agua en la Tierra: su distribución, sus movimientos, sus propiedades y los procesos que influyen en su presencia en la

atmósfera, la superficie y el subsuelo. También analiza cómo el agua interactúa con el ambiente y con las actividades humanas (Viessman & Lewis, 2002).

Ciclo Hidrológico: El ciclo hidrológico es el proceso continuo mediante el cual el agua se mueve entre la atmósfera, la superficie terrestre y el subsuelo. Incluye procesos como evaporación, condensación, precipitación, infiltración y escorrentía (Maidment, Chow, & Mays, 1988) (Viessman & Lewis, 2002).

Precipitación: La precipitación es el agua proveniente de la atmósfera que cae sobre la superficie terrestre en forma de lluvia, nieve o granizo. Es la principal fuente de entrada de agua en una cuenca (Maidment, Chow, & Mays, 1988).

Infiltración: La infiltración es el proceso por el cual una parte del agua de lluvia penetra en el suelo y se almacena temporalmente o se mueve hacia zonas más profundas, contribuyendo al agua subterránea (Viessman & Lewis, 2002).

Escorrentía: La escorrentía es el agua que fluye sobre la superficie terrestre o a través de capas poco profundas del suelo hacia los cauces naturales. Representa el agua excedente que no se infiltra ni se evapora (Philip B. & Huber , 2002).

Caudal Medio: El caudal medio es el valor promedio del volumen de agua que pasa por una sección del río durante un periodo determinado. Se obtiene a partir del promedio de las mediciones de caudal y refleja el comportamiento típico o habitual del río en condiciones normales (Viessman & Lewis, 2002).

Coeficiente de Escorrentía: El coeficiente de escorrentía es la relación entre la escorrentía generada y la precipitación total caída sobre una cuenca. Permite estimar

qué parte de la lluvia se convierte en escorrentía superficial, influyendo factores como el tipo de suelo, pendiente y cobertura vegetal (Maidment, Chow, & Mays, 1988).

Caudal Mínimo: El caudal mínimo es el caudal más bajo registrado en un río durante un periodo de análisis. Generalmente se asocia a épocas secas o de estiaje y es usado para estimar disponibilidad hídrica y determinar límites de explotación (Maidment D. R., 1993).

Caudales Máximos: Los caudales máximos son los valores más altos que puede alcanzar un río durante eventos extremos de lluvia o avenidas. Se determinan mediante análisis estadísticos y son claves para diseñar obras hidráulicas y proteger infraestructuras (Bedient & Huber, 2002).

Tiempo de Concentración de una Cuenca: El tiempo de concentración es el tiempo que tarda una gota de agua en viajar desde el punto más lejano de la cuenca hasta la salida o exutorio. Determina la duración crítica de las lluvias que generan los caudales pico y es un parámetro esencial en el diseño hidrológico (Maidment, Chow, & Mays, 1988).

Volumen de Embalse: El volumen de embalse es la cantidad total de agua que un embalse puede almacenar. Incluye el volumen útil, el volumen muerto y en muchos casos el volumen destinado para control de crecidas. Representa la capacidad regulatoria del cuerpo de almacenamiento (Novak, Moffat, Nalluri, & Narayanan, 2010).

Hidrogramas e hietogramas

El hidrograma. Muestra el incremento del caudal, el momento en que se alcanza el caudal pico y el descenso hasta volver a condiciones normales.

En esencia, permite ver la “respuesta” de la cuenca ante una tormenta, reflejando

procesos como la infiltración, la escorrentía y el almacenamiento superficial. Por eso es una herramienta básica para evaluar crecidas y diseñar obras hidráulicas (Bedient & Huber, 2002).

Un hietograma. Es un gráfico que muestra cómo varía la precipitación a lo largo del tiempo durante un evento de lluvia. En él se representan la intensidad o la altura de lluvia en el eje vertical y el tiempo en el horizontal. Este tipo de gráfico permite identificar los momentos de mayor intensidad dentro de la tormenta y entender mejor cómo se distribuyó el evento lluvioso.

En términos prácticos, el hietograma ayuda a visualizar “cuándo llovió más” y sirve como entrada para modelos hidrológicos que simulan la respuesta de la cuenca (Maidment, Chow, & Mays, 1988).

Flujo en ríos y embalses

La modelación de la hidrodinámica de un cuerpo de agua es un mecanismo para obtener y medir unos resultados cuantitativos concretos. El uso de modelos numéricos para poder prever los flujos hidrodinámicos permitirá obtener datos informativos acerca de magnitudes tan relevantes como son la forma de la lámina de agua, las variaciones del caudal, la elevación de la superficie libre, la presión o la concentración de contaminantes, tanto para flujos estacionarios como no estacionarios (Bejarano, 2015).

Rotura de presas y ondas de avenida

En los últimos años, los estudios de seguridad de presas y embalses han experimentado un avance importante, especialmente en la simulación de roturas y de propagación de avenidas. Este progreso se debe a la incorporación generalizada de modelos bidimensionales (2D), que permiten representar el flujo del agua de manera multidireccional y ofrecen resultados mucho

más realistas y precisos sobre las zonas inundables que los modelos tradicionales empleados anteriormente.

El programa de modelación numérica HEC-RAS ha demostrado que es muy eficaz y efectivo en la simulación de eventos de rotura de presas, brindando cálculos numéricos en una y dos dimensiones (Dasallas, 2019) y con una alta capacidad de simulación de la propagación de inundaciones por este tipo de eventos, incluso en zonas topográficas empinadas y rugosas (Pilotti, 2020).

Software de simulación hidráulica e hidrológica

Los modelos numéricos han ido evolucionando y cumpliendo funciones cada vez más importantes en la representación y la predicción de procesos naturales asociados al movimiento del agua. Su uso permite anticipar los impactos de tales procesos e implementar medidas preventivas en los lugares más expuestos a inundaciones o a otros procesos de carácter hidráulico (Pilotti, 2020).

HEC-HMS/RAS es un software libre que ha evolucionado notablemente, añadiendo nuevas herramientas para realizar el análisis del flujo de agua con las diversas condiciones que puedan darse. En este ámbito, destaca como un software avanzado de modelación hidráulica. Introduce la capacidad de trabajar con modelos 1D/2D combinados o completamente 2D, basados en las ecuaciones de onda difusiva y de Saint-Venant, resueltas mediante el método de volúmenes finitos implícitos. (Brunner, Combined 1D and 2D Hydraulic Modeling within HEC-RAS, 2015).

CAPÍTULO 3: METODOLOGÍA

Enfoque y tipo de investigación

Como parte de los estudios realizados se prevé la revisión y digitalización de los parámetros hidrológicos necesarios para las diferentes actividades descritas en los objetivos y el análisis que se debe realizar y para el diseño del modelamiento dinámico requerido.

El presente análisis forma parte y servirá para el estudio del diseño de los modelamientos de entrega de los caudales del río Toachi hacia su presa, que comprende los siguientes aspectos:

- Delimitación de la cuenca de drenaje hasta la Presa Toachi, así como determinar sus características principales.
- El cálculo de los caudales de crecida para periodos de retorno de 5, 10, 25, 50, 100 y 1000 años.

Descripción del área de estudio

La zona de estudio se encuentra ubicada en las provincias de Cotopaxi, Pichincha y Santo Domingo de los Tsáchilas, y aprovechará las aguas de los ríos Pilatón y Toachi, que se encuentran en la vertiente occidental de la Cordillera de los Andes, aportantes a la cuenca del Pacífico propagación de crecidas aguas abajo de las mismas (CELEC, 2026).

El Proyecto Hidroeléctrico Toachi Pilatón se ubica a 80 kilómetros de Quito, en la vía Alóag - Santo Domingo (E20). La cuenca hidrográfica del río Toachi se encuentra entre las cotas 5.160 y 920 (msnm) respectivamente (CELEC, 2026).

El proyecto consiste en el aprovechamiento de los ríos Toachi y Sarapullo, para la generación en la central Alluriquín con potencia instalada en sus tres turbinas tipo Francis para caudal de 100 m³/s y altura de bruta máxima de 234 m. Los caudales turbinados son restituidos al río Toachi aguas arriba de Alluriquín. Además, se dispone de minicentral al pie de la Presa

Toachi de 1,4 Mw, que turbinará en forma constante el caudal ecológico de 4,14 m³/s (CELEC, 2026).

La ubicación del río Toachi y su presa se queda inmersa en una gran diversidad y variedad climática obteniendo amplia disponibilidad de los recursos hídricos beneficiosos para el desarrollo del país, en los últimos años gracias a la disponibilidad se ha permitido la ejecución de varios proyectos según lo planificado en esta serie de proyectos de infraestructura de desarrollo tales como centrales hidroeléctricas, sistemas de abastecimiento de agua potable, riego, drenaje, etc. En este sentido, entendemos que el conocimiento del comportamiento hidrológico de nuestro país así como de sus cuencas hidrográficas es fundamental, y con especial énfasis en la modelación hidrológica, que de manera indispensable permite estimar la disponibilidad futura del recurso hídrico para la ejecución de los proyectos en este caso Proyecto Hidroeléctrico Toachi-Pilatón en el cual analizamos la extensión del río Toachi hasta su punto de drenaje en Presa y analizaremos la influencia de los diferentes escenarios para los caudales de ocurrencia (Ministerio de Ambiente y Energía, 2022).

Figura 8

Diagrama esquemático del proyecto Toachi Pilatón



Nota. En la siguiente figura se observa el esquema del proyecto Hidroeléctrico Toachi-Pilatón. Obtenido de (Ministerio de Ambiente y Energía, 2022).

Hidrografía

El río Toachi está formado por los ríos Sarapullo y Toachi. El río Sarapullo ubicado más al norte, nace en las estribaciones del volcán Illiniza; se forma por la confluencia de los ríos Yacuchaqui y Verde; desde su origen se desarrolla principalmente orientada, empezado hacia sureste SE y avanzando hacia el noroeste NW, hasta su descarga en el río Toachi que viene desde el sur para unirse con el río Sarapullo en el sector de Palo Quemado.

El río Toachi nace en el extremo sur de la provincia de Cotopaxi; se forma por la confluencia de los ríos Rumichaca y Michacala que dan origen al río Zumbahua, y por el río Mestizo, que da origen al Tigua.

El río Toachi toma su nombre desde la confluencia de los ríos Zumbahua y Tigua, que fluyen desde el sureste de la población de Sigchos al este del volcán Quilotoa. En este sector, el cauce tiene dirección Sur - Norte en todo su recorrido, y recibe por su margen derecha las aguas del río Guangaje y de un sin número de quebradas menores antes de llegar al sector de Sigchos; después de lo cual, continúa su recorrido hacia el norte y recibe las aguas de los ríos Jatuncama y Gualucasi, también por su margen derecha. En este sector, por un corto tramo, se dirige en dirección al NW, para luego seguir en dirección hacia el norte.

Los principales afluentes del río Toachi en este tramo provienen de la margen derecha en la parte oriental de la cuenca, los cuales fluyen principalmente en dirección E-W; el cauce continúa hacia el norte pasando por el sector de Azache y Las Pampas, donde ingresa el río Verde y, posteriormente recibe las aguas del río Sarapullo, sobre los 1.000 msnm, en el sector de Palo Quemado; aguas abajo de este sitio, se encuentra ubicada la presa Toachi (920 msnm).

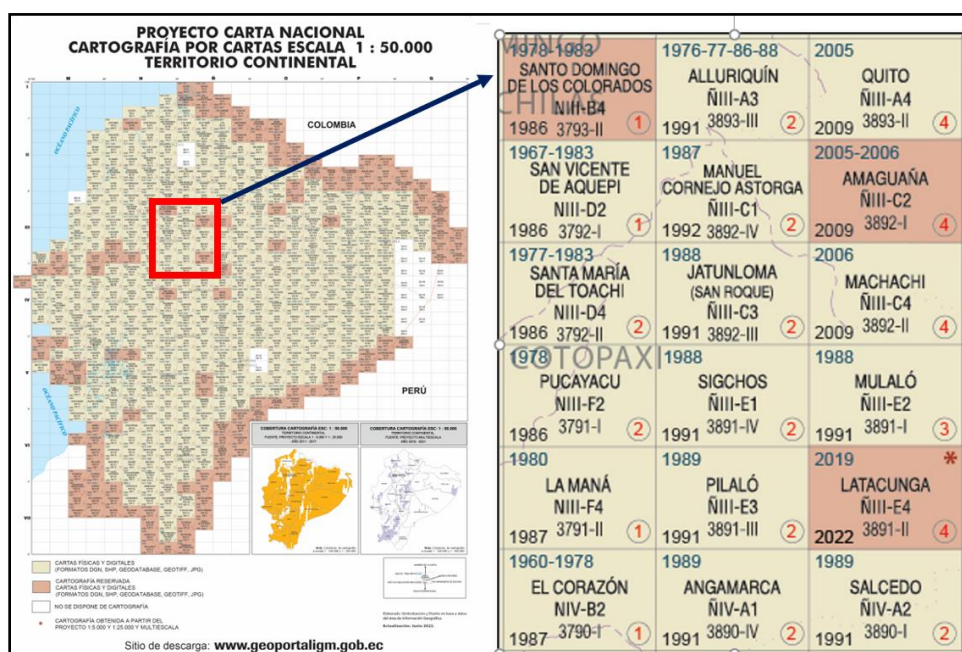
El río Toachi descarga sus aguas en el río Blanco, el cual continúa su recorrido para formar el río Esmeraldas que desemboca finalmente en el gran océano Pacífico.

Localización y delimitación del área de estudio

Para el desarrollo del análisis y el estudio hidrológico de la cuenca se utilizó la información cartográfica a escala 1:50.000 facilitada del Instituto Geográfico Militar IGM publicada en su web oficial. El detalle de la información cartográfica utilizada en el proyecto se presenta digitalizado en la Tabla 7, donde se indican las hojas en formato shapefile del IGM utilizadas en el desarrollo de los análisis hidrológicos. Dicha información sirvió de base para la generación de los planos de ubicación de la cuenca y de las estaciones hidrometeorológicas utilizadas para el estudio.

Figura 9

Esquema de disposición espacial de las cartas del IGM utilizadas en el caso de estudio hidrológico



Nota. Captura del mapa de cartas topográficas escala 1:50 000, que delimitan el área de estudio correspondiente de la cuenca hidrográfica. Obtenido de (Instituto Geográfico Militar del Ecuador (IGM), 2022).

Tabla 7

Cartas topográficas del Instituto Geográfico Militar (IGM), escala 1:50000 y sus coordenadas geográficas

CÓDIGO	NOMBRE	LONGITUD	LATITUD
NIII - B4	SANTO DOMINGO DE LOS COLORADOS	79°00'00" W a 79°15'00" W	0°10'00" S a 0°20'00" S
Ñ III - A3	ALLURIQUÍN	78°45'00" W a 79°00'00" W	0°10'00" S a 0°20'00" S
Ñ III - A4	QUITO	78°30'00" W a 78°45'00" W	0°10'00" S a 0°20'00" S
NIII - D2	SAN VICENTE DE AQUEPI	79°00'00" W a 79°15'00" W	0°20'00" S a 0°30'00" S
Ñ III - C1	MANUEL CORNEJO ASTORGA	78°45'00" W a 79°00'00" W	0°20'00" S a 0°30'00" S
Ñ III - C2	AMAGUAÑA	78°30'00" W a 78°45'00" W	0°20'00" S a 0°30'00" S
NIII - D4	SANTA MARIA DEL TOACHI	79°00'00" W a 79°15'00" W	0°30'00" S a 0°40'00" S
Ñ III - C3	JATUNLOMA	78°45'00" W a 79°00'00" W	0°30'00" S a 0°40'00" S
Ñ III - C4	MACHACHI	78°30'00" W a 78°45'00" W	0°30'00" S a 0°40'00" S
NIII - F2	PUCAYACU	79°00'00" W a 79°15'00" W	0°40'00" S a 0°50'00" S
Ñ III - E1	SIGCHOS	78°45'00" W a 79°00'00" W	0°40'00" S a 0°50'00" S
Ñ III - E2	MULLALÓ	78°30'00" W a 78°45'00" W	0°40'00" S a 0°50'00" S
NIII - F4	LA MANÁ	79°00'00" W a 79°15'00" W	0°50'00" S a 1°00'00" S
Ñ III - E3	PILALÓ	78°45'00" W a 79°00'00" W	0°50'00" S a 1°00'00" S
Ñ III - E4	LATACUNGA	78°30'00" W a 78°45'00" W	0°50'00" S a 1°00'00" S
NIV - B2	EL CORAZÓN	78°45'00" W a 79°00'00" W	1°00'00" S a 1°10'00" S
Ñ IV - A1	ANGAMARCA	78°30'00" W a 78°45'00" W	1°00'00" S a 1°10'00" S
NIV - A2	SALCEDO	78°30'00" W a 78°45'00" W	1°00'00" S a 1°10'00" S

Nota. Cartas topográficas escala 1:50 000 del Instituto Geográfico Militar del Ecuador (IGM),

utilizadas en formato shapefile para la delimitación de la cuenca. Elaboración propia.

Generación del modelo de elevación y análisis hidrológico de la cuenca del río Toachi

El proceso metodológico para la delimitación y análisis hidrológico de la cuenca del río Toachi se desarrolló mediante el uso de la herramienta de Sistemas de Información Geográfica (SIG), siguiendo una secuencia ordenada de procesamiento espacial orientada a la obtención del área de drenaje y su red hídrica.

De manera preliminar, se fijó el entorno de trabajo definido por el sistema de referencia espacial WGS 1984, zona UTM 17 sur, para así asegurar la correcta georreferenciación y compatibilidad entre las capas cartográficas que se iban a utilizar.

A continuación, la cartografía que servirá de base, correspondiente a las cartas topográficas oficiales a escala 1:50 000, fue incluida en el entorno de trabajo como una sola cobertura continua de acuerdo con los procesos de unificación de capas. Esta información permitió disponer de los elementos altimétricos necesarios, principalmente curvas de nivel y puntos acotados.

A partir de la información altimétrica se generó un Modelo Digital de Elevación (MDE) mediante la interpolación de las curvas de nivel, obteniendo una representación continua del relieve de la zona de estudio. Con base en el modelo de elevación también se construyó una superficie triangular irregular (TIN), que facilitó la visualización tridimensional del terreno y la interpretación de la morfología de la cuenca.

Una vez obtenido el MDE, se ejecutó el análisis hidrológico del terreno. En esta etapa se realizó el acondicionamiento del modelo mediante el relleno de depresiones, con el fin de corregir inconsistencias que pudieran alterar el flujo natural del agua. Posteriormente, se generaron los ráster de dirección y acumulación de flujo, los cuales permitieron determinar la trayectoria preferencial del escurrimiento superficial y la concentración del drenaje.

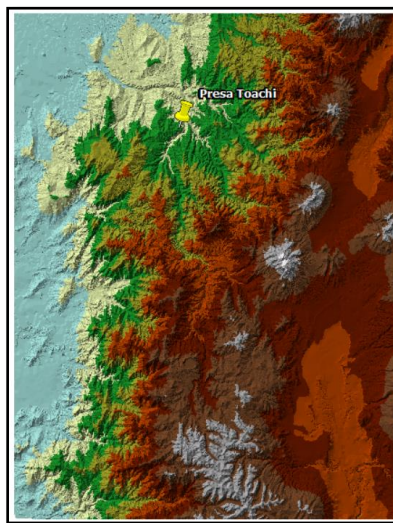
Con base en la acumulación de flujo se definió la red hidrográfica, identificando los cauces principales, secundarios y terciarios. Este procedimiento permitió reconocer la estructura de drenaje de la cuenca y su jerarquización.

Finalmente, se estableció como punto de salida el sitio correspondiente a la presa Toachi, a partir del cual se ejecutó el proceso de delimitación automática de la cuenca hidrográfica. Como resultado se obtuvo el polígono que representa el área de aporte que contribuye con escorrentía hacia dicha infraestructura.

El flujo metodológico descrito permitió definir con precisión la extensión espacial de la cuenca, así como su red de drenaje, constituyendo la base para el cálculo de parámetros morfométricos, tiempos de concentración y modelación hidrológica posterior.

Figura 10

Modelo de relieve de la cuenca del río Toachi y ubicación de la presa Toachi



Nota. La figura corresponde al *compacto* de las cartas cartográficas y capas temáticas utilizadas para el análisis de la cuenca del río Toachi, mostrando el relieve y la ubicación de la presa Toachi.

Ubicación de la Presa Toachi

Tabla 8

Coordenadas UTM de la presa Toachi

Este	Norte
731,98	9'959,340

Nota. Ubicación de la presa Toachi en zona WGS 84 sur. Se encuentra situada sobre el río Toachi, en la zona de influencia de Alluriquín y Unión del Toachi.

Una vez realizada la delimitación de la cuenca hidrográfica del río Toachi, se procedió al cálculo de los parámetros físicos y morfológicos que permiten describir su geometría y comportamiento hidrológico. Entre estos parámetros se incluyen el área de drenaje, el perímetro de la cuenca y el índice de compacidad, los cuales se resumen en la Tabla 9 correspondiente y constituyen variables fundamentales para la caracterización geomorfológica de la cuenca.

El estudio de estos parámetros permite conocer la morfología de la cuenca y su efecto en el desarrollo y concentración del escurrimiento superficial, el cual está en relación con la respuesta hidrológica que tiene lugar ante lluvias. En concreto, dicho parámetro sirve como base para la estimación del tiempo de concentración, cuya interpretación es el tiempo necesario para que el escurrimiento generado en la parte más alejada de la cuenca llegue hasta la salida de la sección, que es el parámetro a analizar.

$$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Donde:

P: Perímetro de la cuenca km.

A: Área de drenaje en km².

El valor para la cuenca del río Toachi hasta el sitio de estudio y análisis es de 1,53, el cual es un parámetro adimensional definiéndonos así una morfología de forma Oblonga que nos indica que a medida que el coeficiente de forma sea más bajo, la cuenca tendrá forma menos cuadrangular; su longitud es considerablemente más ancho, por lo tanto, estará menos sujeta a crecientes concentradas.

Área de la cuenca

El área de la cuenca del río Toachi se determinó en función del polígono resultante de la delimitación que se había realizado con anterioridad. Con el límite de la cuenca ya definido, se generó la correspondiente capa vectorial tipo polígono que representa el área de aporte al punto de salida establecido.

Seguidamente, utilizando herramientas de análisis geométrico, se calculó el área total del polígono correspondiente al área de la cuenca del río Toachi, empleándose el sistema de referencia espacial WGS 1984, zona UTM 17 Sur, el cual permite obtener resultados en unidades métricas. El valor obtenido corresponde a la superficie total de drenaje que contribuye al escurrimiento superficial hacia la presa Toachi.

Este parámetro constituye un elemento fundamental para el análisis hidrológico, ya que interviene directamente en la estimación de caudales, tiempos de concentración y demás variables asociadas al comportamiento hidrológico de la cuenca.

Perímetro

El perímetro de la cuenca hidrográfica del río Toachi se obtuvo a partir del mismo polígono generado durante el proceso de delimitación del área de drenaje. Una vez que se definió la geometría de la cuenca, se utilizaron las herramientas de cálculo geométrico del software para calcular con precisión la longitud total del perímetro del polígono.

Los cálculos se llevaron a cabo con el sistema de referencia WGS 1984, zona UTM 17 sur, haciendo posible que la salida del resultado fuera expuesta en unidades métricas. Además, el valor del resultado del perímetro se evalúa como la longitud total del límite divisorio de aguas que limita la cuenca del río Toachi de las restantes cuencas.

Tabla 9

Resumen parámetros morfométricos indirectos de la cuenca del río Toachi

Área (km ²)	P (km)	LC (km)	Kc
1.476,11	209,812	99,33	1,53

Nota. Elaboración Propia

Tiempo de concentración.

El tiempo de concentración es uno de los parámetros hidrológicos más importantes en la estimación de caudales de diseño, ya que representa el tiempo requerido para que el escurrimiento proveniente del punto más alejado de la cuenca alcance la sección de cierre.

Los valores del tiempo de concentración se calculan usualmente a partir de fórmulas empíricas. En el presente estudio, el tiempo de concentración se calculó para cada cuenca, aplicando las ecuaciones de Kirpich, Viparelli, Passini y Témez (Centro de Estudios Hidrográficos (CEH) – CEDEX, 1982) , cuyas expresiones son las siguientes:

Tabla 10

Ecuaciones para el tiempo de concentración.

Autor	Ecuación
Kirpich	$T_c = 0,0195 * (L * 1000)^{0,77} * S_c^{-0,385}$
Viparelli	$T_c = 60 \frac{L}{v}$
Témez	$T_c = 0,3 * \left(\frac{L}{S^{0,25}} \right)^{0,76} * 60$
Passini	$T_c = \frac{[0,108 * (A * L)^{1/3}]}{S^{0,5}} * 60$

Nota. Obtenido de Kirpich (1940); Viparelli (1988); Témez (1978) y Passini (1994)

Donde:

Tc: Tiempo de concentración (min).

S: Pendiente media de la cuenca (%).

Sc: Pendiente del cauce principal (m/m).

L: Longitud del cauce principal (km).

A: Área de la cuenca (km²).

Tabla 11

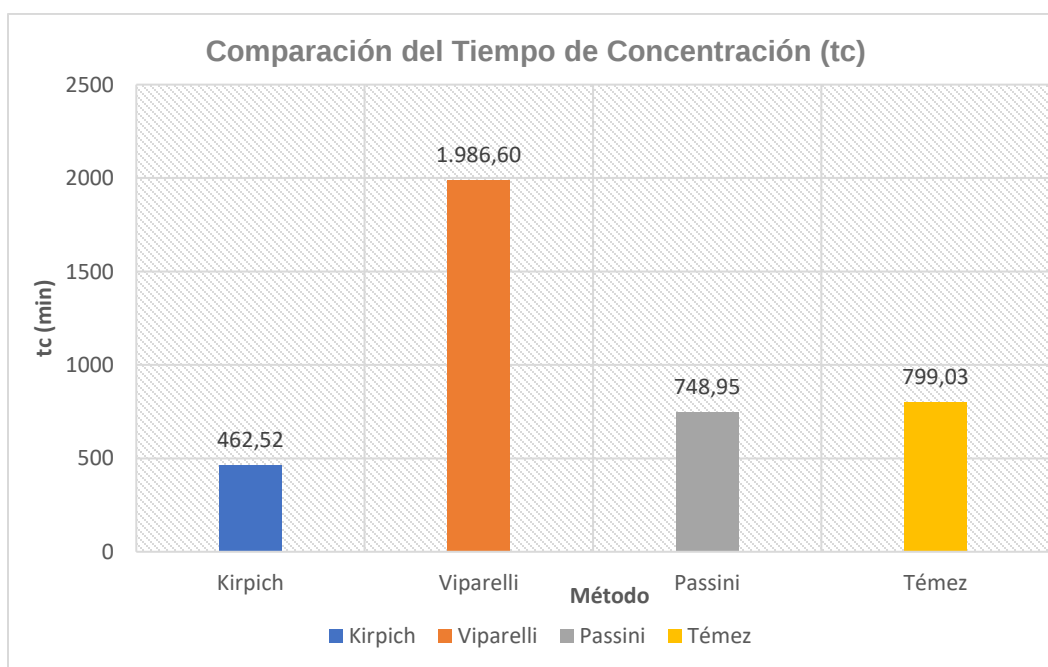
Tiempo de concentración

	Kirpich	Viparelli	Passini	Témez
Cuenca del Río Toachi	TC (min)	TC (min)	TC (min)	TC (min)
	462,51	1.986,6	748,95	799,03

Nota. Elaboración propia con base en las ecuaciones de Kirpich, Viparelli, Passini y Témez, aplicadas a la cuenca del río Toachi, considerando longitud del cauce principal, pendiente media y características geomorfológicas. Elaboración propia.

Figura 12

Tiempos de concentración para diferentes métodos



Nota. Comparación de los tiempos de concentración determinados por diferentes métodos de tipo empírico. Elaboración propia.

Dado que la cuenca analiza tiene un área aproximada de 1.476 km², por esta razón, se adopta como tiempo de concentración de diseño el valor promedio obtenido mediante los métodos de Témez y Passini, el cual corresponde a 773,99 minutos, equivalente a 12,90 horas, permitiendo obtener un parámetro hidrológico confiable para la modelación lluvia escorrentía de la cuenca del río Toachi.

Pendiente del cauce principal

La representación de este parámetro hidrológico y geomorfológico nos describe la inclinación que disponemos en la cuenca del río Toachi y que fue calculada por la siguiente fórmula aplicada.

$$m = \frac{H_{\text{máx}} - H_{\text{mín}}}{\text{Longitud del Cauce}}$$

$H_{\text{máx}}: 4.479,99 \text{ m}$

$H_{\text{mín}}: 14,11 \text{ m}$

$L: 99.333,1 \text{ m}$

$m = 4,5\%$

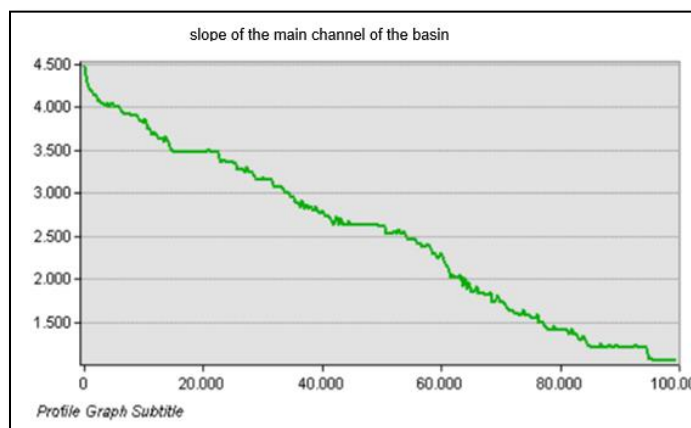
Pendiente de la Cuenca

La pendiente media de la cuenca del río Toachi se obtuvo a partir de la generación del modelo digital de elevación mediante el cálculo de ráster de pendientes y su posterior análisis zonal. Este valor promedio obtenido resultante fue de 20,81%, lo que la caracteriza como de pendiente moderada.

La pendiente media de la cuenca de análisis es de 20,81 % es superior a la pendiente del cauce principal (Río Toachi 4,50 %), lo cual es coherente desde el punto de vista geomorfológico, ya que la pendiente de la cuenca incorpora las laderas y las diferentes zonas montañosas, mientras que su condicionante el cauce principal sigue el recorrido donde frecuenta menor pendiente del terreno.

Figura 13

Perfil longitudinal del cauce.



Nota. Pendiente del cauce principal de la cuenca. Elaboración propia.

En la Figura 13 se muestra el perfil longitudinal del cauce principal de la cuenca. Ahí se ve claramente que río va perdiendo altura desde su parte más alta hasta llegar a la Presa Toachi indicando una caída continua. De hecho, el análisis realizado marca una pendiente de alrededor del 4,5%.

Factores de Circulación Atmosférica

El proyecto hidroeléctrico Toachi Pilatón se localiza en la cuenca del río Toachi, correspondiente a la parte media de la cuenca del río Esmeraldas, en la vertiente occidental de la cordillera de los Andes. La configuración orográfica de esta región favorece el ascenso de las masas de aire tropical marítimas húmedas provenientes del océano Pacífico, las cuales se desplazan predominantemente en dirección oeste–este. La elevación por el efecto orográfico provoca en estas masas de aire un enfriamiento que deriva en un fuerte incremento de las precipitaciones y una alta humedad atmosférica en la zona de estudio.

De otro lado, la dinámica atmosférica local también responde a la existencia de masas de aire templadas generadas en el Callejón Interandino y de masas de aire templadas situadas en la alta montaña y en la parte superior de los principales sistemas montañosos y nevados. El desplazamiento y sobreposición de estas masas de aire, que presentan distintos contenidos de humedad y temperatura, dependerán de la época del año, ya que su intercambio definirá la estacionalidad de la cuenca.

Un factor atmosférico de especial importancia, el de mayor peso, es el de la Zona de Convergencia Intertropical (ZCIT), el cual, en su desplazamiento estacional desde la región del Caribe hasta la zona ecuatoriana, potencia la atmósfera húmeda y la cantidad de lluvia especialmente durante el periodo entre los meses de septiembre y diciembre. Este efecto es más pronunciado en la zona norte de estudio, donde también se han determinado los mayores valores de precipitación anual (Pourrut, 1994).

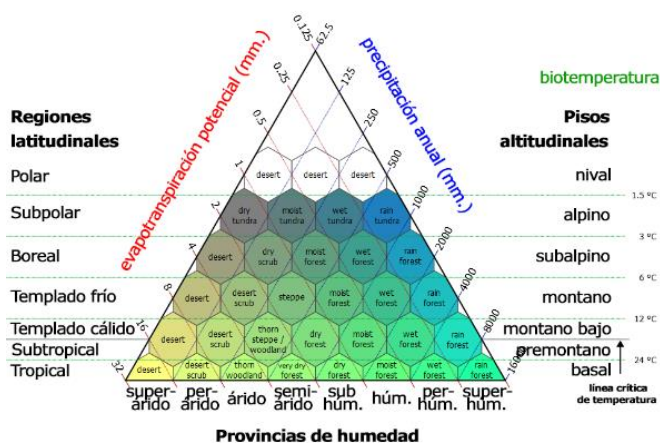
El régimen climático de la cuenca del río Toachi también se transforma radicalmente durante el fenómeno conocido como El Niño–Oscilación del Sur (ENOS), cuando se amplía el aumento anómalo de las aguas de la superficie del océano Pacífico ecuatorial. Durante los eventos El Niño se potencia el transporte de la humedad en la región litoral y el piedemonte y en estos casos aumentan las precipitaciones junto al tipo de fenómeno extremo de lluvia.

Los episodios de El Niño más intensos, así como los más duros en su impacto hidrometeorológico en el Ecuador, se registraron en los eventos de 1982–1983, 1997–1998 y 2015–2016, cuando los datos fijaron anomalías significativas en la variación de las precipitaciones y la altura sobre el nivel de los ríos, así como en los procesos de inestabilidad geomorfológica en cuencas de la vertiente occidental andina (Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI), 2017). Estos episodios en la cuenca del río Toachi han transformado directamente la escorrentía superficial junto a la respuesta hidrológica de la cuenca, que son aspectos especialmente importantes en el estudio hidrológico y el diseño de las infraestructuras hidráulicas.

Descripción del clima en el área de estudio

De acuerdo con la clasificación del Diagrama Holdridge, la zona donde se encuentra la cuenca, que presenta una temperatura media anual que oscila alrededor de los 20°C y una pluviosidad promedio de alrededor de 2.085 mm anuales, se clasifica como subtropical, y en una formación ecológica del tipo conocido como bosque semihúmedo premontano.

Mientras que la zona alta de la cuenca, donde las temperaturas oscilan alrededor de los 6 a 10°C y las lluvias anuales alcanzan alrededor de los 800 a 1.200 mm, se clasifica como montano semi árido a sub- húmedo.

Figura 14*Diagrama de Holdridge*

De manera particular, la zona norte del río Toachi presenta características climáticas singulares, propias de una región de transición entre el clima andino y el clima del litoral. En función de la altitud, las temperaturas medias anuales muestran variaciones considerables, manteniéndose generalmente elevadas, mientras que la humedad relativa alcanza valores cercanos al 90 %. Asimismo, debido al impacto directo de las masas de aire tropical cargadas de humedad, las precipitaciones anuales oscilan entre 2.000 mm y 2.500 mm, pudiendo superar eventualmente los 3.000 mm (Pourrut, 1994).

En contraste, la parte sur de la zona de estudio, correspondiente al sector más alto de la cuenca del río Toachi, por encima de los 3.000 m s. n. m., está constituida predominantemente por territorios de páramo seco, característicos del área próxima al volcán Quilotoa.

El sector se ubica en la vertiente interna de la cordillera, que lo dota de una condición de abrigo ante la masa de aire húmedo que procede del océano Pacífico y la Amazonia, lo que hace que la cifra de precipitación anual sea bastante baja, incluso de la mínima cantidad encontrada, con una cifra que varía entre 600 mm y 800 mm.

En consecuencia, de estas condiciones relativamente secas y de la muy importante ocupación antrópica de la porción del territorio, puede haber una potencial producción de mucha cantidad de sedimentos en esta porción de la cuenca. La cobertura vegetal está conformada principalmente por gramíneas dispersas y plantas leñosas de bajo porte, propias del ecosistema de páramo, cuya altura no supera, en general, los 20 cm (Winkell, Céleri, & Hofstede, 1997).

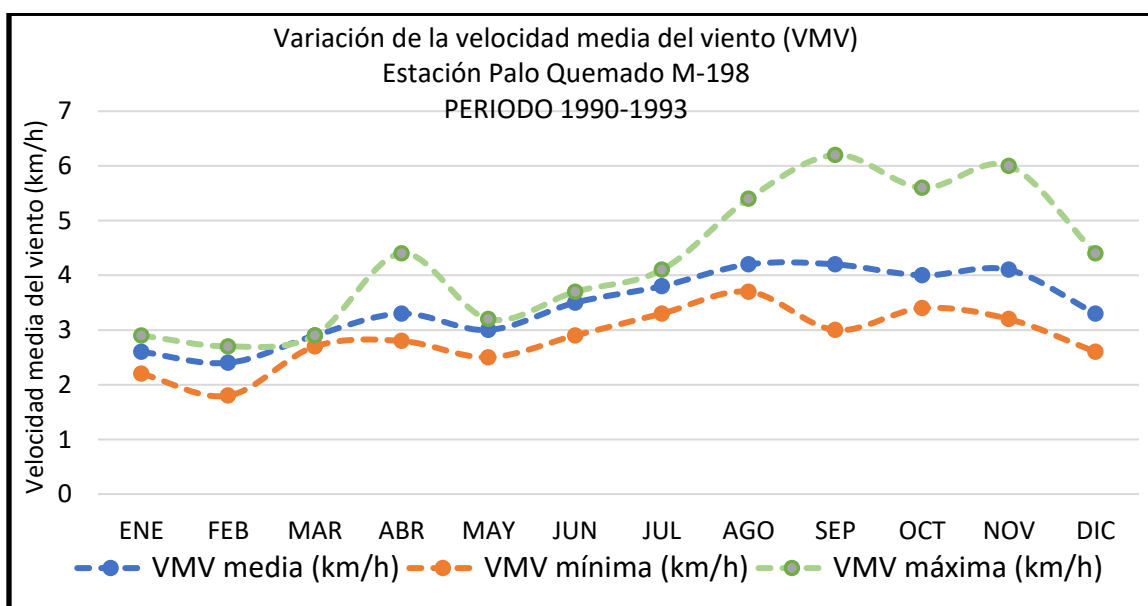
Viento

Los vientos predominantes de la zona de estudio son de dirección este, pero son relevantes los vientos que pueden darse en la zona, en especial las brisas de ladera; ya que en los valles interandinos y en la zona montañosa las características del relieve pueden cambiar la dirección de los vientos, y los vientos de ladera, provocados por las diferencias de radiación, se

superponen a los vientos zonales; consecuentemente, la dirección de los vientos es muy variable. En la Fig. 15 se muestra la distribución estacional de la velocidad media del viento registrada en el periodo 1990-1993 en la estación Palo Quemado.

Figura 15

Variación Estacional de velocidad del viento Estación Palo Quemado M-198



Nota. Datos de velocidad del viento registrados en la estación Palo Quemado M-198 para el período 1990–1993, obtenidos de (Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI), 2017)

Precipitación

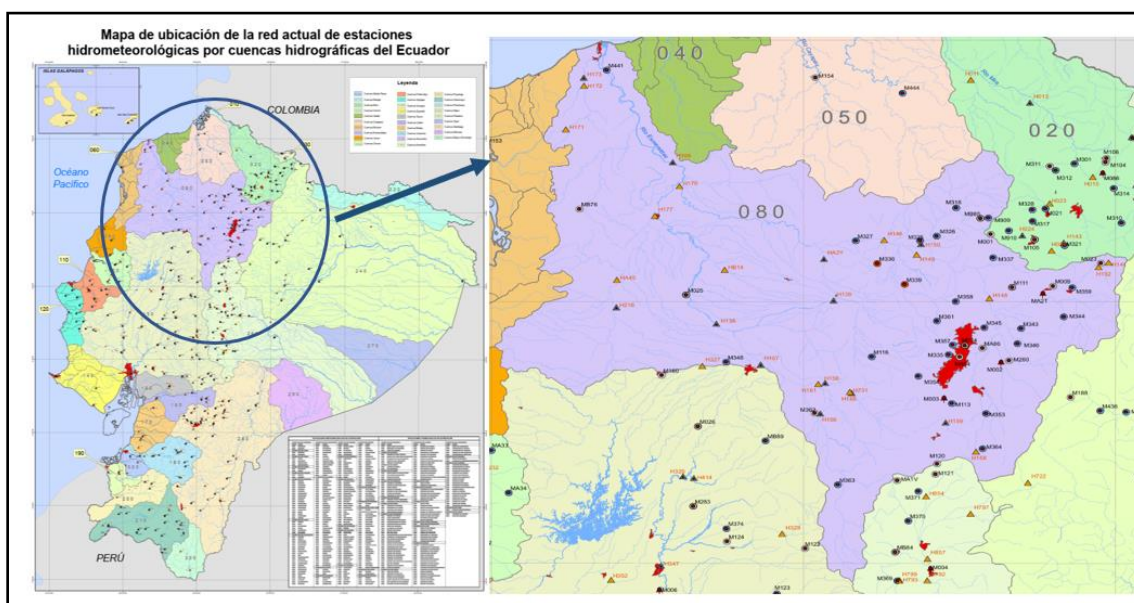
La ocurrencia de la lluvia está influenciada por la orografía de la región. La época más húmeda se presenta en los meses de enero a mayo y el estiaje mayor afluencia ocurre entre los meses de julio y agosto; los valores medios de la precipitación según los registros de la estación Palo Quemado y Las Pampas, ubicadas dentro de la cuenca de análisis, que corresponden a 2.080 y 2.163 mm, para el periodo 1963-2013; los valores anuales y mensuales, donde se hace un análisis detallado de las lluvias en la zona de estudio.

Estudio Meteorológico

Para la caracterización meteorológica de la cuenca asociada al área de estudio, se empleó información proveniente de las estaciones meteorológicas ubicadas dentro y fuera de la zona de estudio.

Figura 16

Ubicación de las estaciones hidrometeorológicas en la cuenca del río Esmeraldas (080)



Nota. Captura de pantalla del mapa de estaciones hidrometeorológicas correspondiente a la cuenca del río Esmeraldas (080). Obtenido de (Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI), 2017).

Elaboración propia a partir de información institucional.

Una vez identificada la cuenca hidrometeorológica, se procedió a integrar al área de estudio las estaciones hidrometeorológicas, en primera instancia las estaciones que interfieren directamente dentro de la cuenca de estudio se muestran en la Tabla 12 las cuales se integraron en el modelo digital de elevación.

Tabla 12

Ubicación de las estaciones meteorológicas de la zona de estudio.

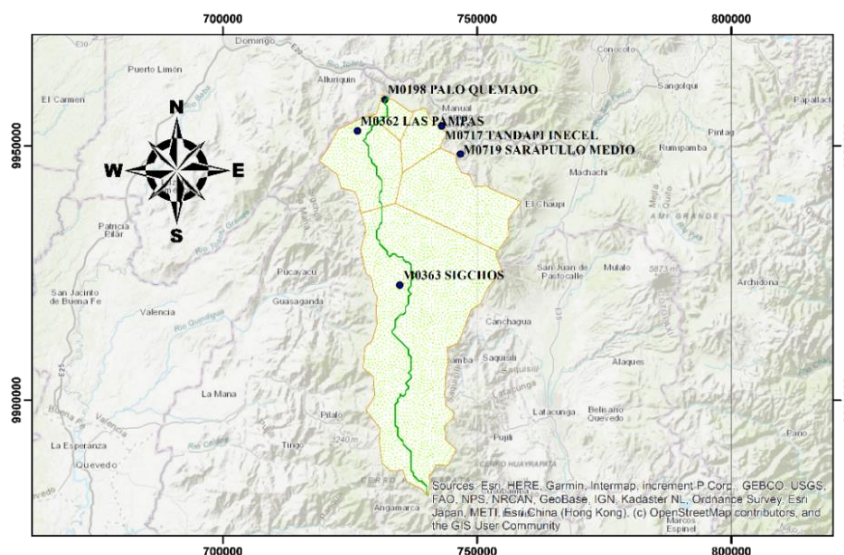
N.º	Nombre Estación	Código	Tipo	Este (m)	Norte (m)	Altitud (msnm)
1	PALO QUEMADO	M0198	MET	731869,1	9959045,68	1160
2	LAS PAMPAS	M0362	PM	726486,28	9952932,94	1600
3	SIGCHOS	M0363	MET	734795,04	9922638,04	2800
4	TANDAPI INECEL	M0717	PG	743002,79	9953911,76	1490
5	SARAPULLO MEDIO	M0719	PG	746713,71	9948380,05	1400

Nota. Obtenido de (Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI), 2017)

MET: Estación Meteorológica PG: Estación Pluviográfica PM: Estación Pluviométrica.

Figura 17

Ubicación de las estaciones hidrometeorológicas en la cuenca del río Toachi.



Nota. Ubicación de las estaciones mediante ArcGIS, a partir de cartografía oficial y registros de estaciones hidrometeorológicas. Elaboración propia con base a ESRI (2026), United States Geological Survey (2026) y (National Oceanic and Atmospheric Administration (2026).

Comportamiento espacial y temporal de las lluvias

Para caracterizar mejor la distribución espacial de los totales pluviométricos mensuales, en la zona, que servirán para caracterizar a las cuencas en estudio, se han recopilado los datos de las estaciones más representativas de la zona; se obtuvieron los datos de diez estaciones representativas de la zona de estudio.

Las precipitaciones anuales de cada estación fueron obtenidas a partir de los registros del INAMHI; las estaciones utilizadas se presentan en la Tabla 14.

En vista de que los datos de las estaciones publicadas por el INAMHI en los anuarios se limitan al año 2013, los registros se actualizaron hasta ese año en las estaciones que disponen de datos; adicionalmente, para las estaciones que tienen menor número de años de datos o tienen lagunas, las series fueron rellenas y/o extendidas, cuando fue posible, mediante correlación de datos entre las estaciones.

Para los análisis de las precipitaciones en la zona de estudio, con la información obtenida y con los análisis de correlación entre estaciones, se consiguió un registro de alrededor de 50 años de datos para el periodo 1963-2013 para las cinco estaciones más representativas de la cuenca del Toachi hasta el sitio de drenaje en Presa.

Por otro lado, en la cuenca alta del río Toachi, sobre los 2.800 msnm, las precipitaciones son bastante más bajas, por las razones explicadas anteriormente sobre la climatología del páramo seco de la zona del Quilotoa y sus alrededores; donde no se espera que exista variación significativa de los totales pluviométricos debido a la altitud, esta zona está representada por la estación Sigchos, cuyos valores anuales de lluvia alcanzan los 957 mm por año.

Tabla 13

Estaciones dentro de la cuenca del Río Toachi.

No.	Estación	Código	Altitud (msnm)
1	Palo Quemado	M198	1160
2	Las Pampas	M362	1600
3	Sigchos	M363	2800
4	Tandapi Inecel	M717	1490
5	Sarapullo Medio	M719	1400

Nota. Obtenido de (Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI), 2017).

Tabla 14

Variación de precipitación en las estaciones dentro y cercanas a la cuenca de análisis

No.	Código	Estación	Año Inicio	Altitud (msnm)	P med (mm)	Años de registro
1	M027	Santo Domingo	1963	554	3400	42
2	M116	Chiriboga	1963	1750	2930,6	50
3	M198	Palo Quemado	1963	1160	2079,6	50
4	M213	La Perla	1964	1410	1721,9	49
5	M336	Pacto	1963	1200	1712	42
6	M339	Nanegalito	1964	1633	2468,4	49
7	M362	Las Pampas	1963	1600	2164,3	50
8	M363	Sigchos	1963	2800	957,2	50
9	M717	Tandapi	1965	1490	1995	48
10	M719	Sarapullo Medio	1963	1400	1861,2	50

Nota. Obtenido de (Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI), 2017).

La información sobre la precipitación mensual utilizada en el presente trabajo fue extraída del Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI) a partir de los registros históricos que tienen las estaciones meteorológicas ubicadas en la cuenca del río Toachi y

también en los alrededores de esta. Las series de datos de las que se disponía para esta cuenca eran de varios años, por lo que se consideraron como información climática representativa del comportamiento climático de la zona de estudio.

Con el fin de homogeneizar la información y reducir la variabilidad interanual, para cada estación se realizó el promedio de los valores mensuales registrados a lo largo de todo el período de observación. De esta manera, se obtuvo la precipitación media mensual correspondiente a cada mes del año para cada estación meteorológica, cuyos resultados se presentan en el cuadro respectivo, donde se muestra la distribución mensual promedio de la precipitación.

Figura 18

Precipitaciones mensuales y acumulado anual de las estaciones

No.	Estación	ene	feb	mar	abr	may	jun	jul	ago	sep	oct	nov	dic	PP_anual
1	Santo Domingo Aeropuerto	485.5	509.2	553.9	545.4	322.0	176.0	84.8	75.4	140.3	125.2	131.8	250.4	3399.9
2	Chiriboga	365.0	360.3	423.4	404.9	267.4	170.0	97.0	93.4	147.5	172.5	177.9	251.3	2930.6
3	Palo Quemado	292.1	316.9	335.7	327.8	193.0	98.5	54.8	51.9	73.5	87.8	89.3	158.3	2079.6
4	La Perla	219.4	232.4	232.5	250.5	183.2	86.3	56.3	47.1	73.0	96.5	98.7	146.1	1722
5	Pacto	208.8	195.7	227.9	235.1	163.7	102.8	53.7	55.3	93.4	117.1	115.9	142.6	1712
6	Nanegalito	307.3	330.8	333.7	364.9	268.0	127.4	87.2	66.7	109.7	141.0	133.7	198.0	2468.4
7	Las Pampas	310.4	343.2	329.1	339.6	212.6	99.3	45.9	47.0	83.1	95.5	83.2	175.4	2164.3
8	Sigchos	111.3	126.8	129.7	147.8	91.1	37.3	24.8	24.6	47.8	63.5	69.3	83.2	957.2
9	Tandapi	275.5	303.1	296.3	298.1	194.3	89.8	51.7	52.1	84.2	98.1	86.8	165.0	1995
10	Sarapullo Medio	235.0	248.3	252.2	258.9	181.3	99.1	69.9	68.6	89.0	103.9	98.1	156.9	1861.2

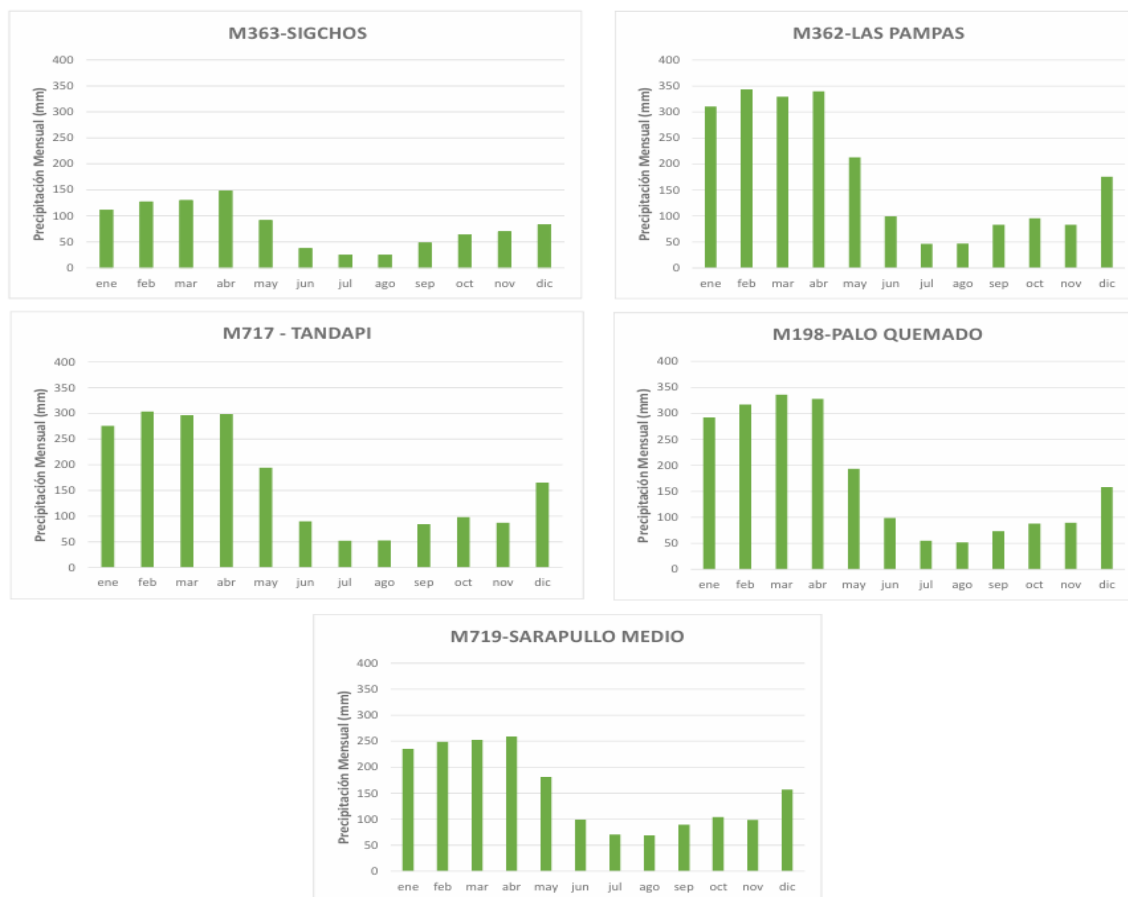
Nota. Variación estacional de las precipitaciones en las estaciones más representativas en la cuenca del Río Toachi. Elaboración propia.

Adicionalmente, al final de cada columna se incorporó una fila correspondiente a la precipitación anual media, calculada como la suma de las precipitaciones medias mensuales de cada estación. Este valor representa la precipitación acumulada anual característica de cada estación meteorológica y permite comparar el aporte pluviométrico anual entre las diferentes estaciones consideradas en el análisis.

Variación de precipitaciones en las estaciones ubicadas dentro de la cuenca

Figura 19

Precipitaciones dentro de la cuenca



Nota. Elaboración propia

En la Figura 19 observa la distribución estacional de las lluvias en la zona de estudio, la misma muestra que la época lluviosa se presenta entre diciembre y mayo, con las máximas precipitaciones registradas en los meses de marzo y abril; mientras que las más bajas se presentan en julio y agosto.

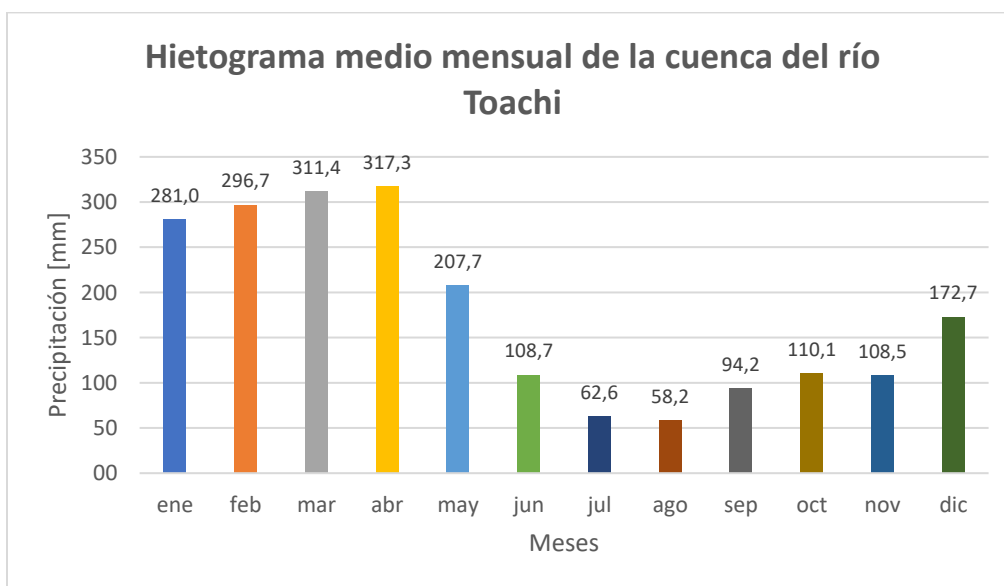
La estación Sigchos es la más representativa de la parte alta de la cuenca del río Toachi, y de la cuenca del río Sarapullo.

Hietograma medio mensual de la cuenca del río Toachi

El hietograma de la cuenca del río Toachi se elaboró a partir de los registros de precipitación media mensual correspondientes a diez estaciones meteorológicas ubicadas dentro del área de estudio. Para obtener un valor representativo de la cuenca, se calculó la precipitación media real mediante el promedio aritmético de los valores mensuales de cada estación, considerando series históricas de más de 40 años de observación. Posteriormente, los doce valores obtenidos fueron representados mediante un gráfico de barras, con los meses en el eje horizontal y la precipitación media mensual en milímetros en el eje vertical, permitiendo visualizar la distribución temporal del régimen pluviométrico de la cuenca.

Figura 20

Hietograma de precipitación media mensual de la cuenca del río Toachi



Nota. El hietograma representa la distribución temporal de la precipitación media mensual obtenida a partir del promedio de los registros históricos de las estaciones meteorológicas ubicadas dentro de la cuenca del río Toachi. Datos proporcionados por el INAMHI. Elaboración propia.

El hietograma orienta que los índices más altos de valores de precipitación se establecen durante los meses de marzo y abril, con valores que se reducen notablemente en los meses de febrero y enero, lo cual evidencia un periodo lluvioso perfectamente definido durante el primer cuatrimestre de cada año en concreto. En cambio, los índices más bajos de precipitación corresponden a los meses de julio y agosto, los cuales están asociados al periodo seco para la región. Este comportamiento refleja un régimen pluviométrico estacional, donde la concentración de lluvias en los primeros meses del año favorece mayores aportes de escorrentía, mientras que durante la época seca la respuesta hidrológica de la cuenca tiende a disminuir.

Curva Hipsométrica

La curva hipsométrica es un parámetro que según su representación gráfica nos mostrará la relación entre el área acumulada de la cuenca y su elevación. La misma que nos permitió analizar cómo se distribuye el relieve dentro de la cuenca del río Toachi y nos servirá para interpretar su grado de evolución geomorfológica, estabilidad, susceptibilidad a erosión y capacidad de escorrentía.

En términos simples, la curva hipsométrica describe cómo “está repartida” la topografía dentro de la cuenca y qué tan joven o madura es su forma (Strahler, 1952).

Tabla 15

Clasificación de las curvas hipsométricas y estado evolutivo de la cuenca

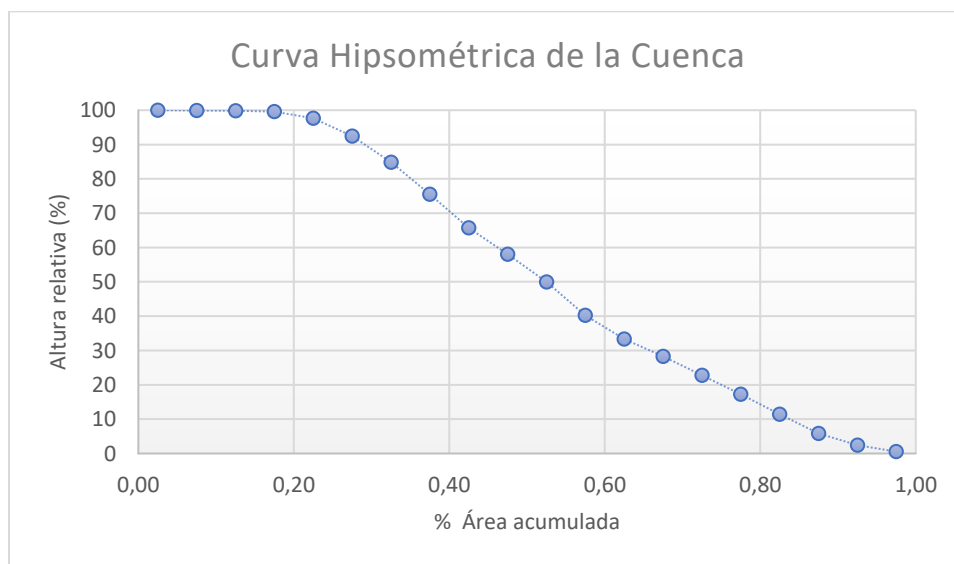
Tipo	Forma	Estado de la cuenca
Tipo A	Convexa	Joven
Tipo B	Sigmoide (S)	Madura
Tipo C	Cóncava	Vieja

Nota. Clasificación de las curvas hipsométricas según la forma de la curva y su relación con el estado evolutivo de la cuenca. Adaptado de (Strahler, 1952).

Según (Strahler, 1952) las curvas hipsométricas pueden clasificarse en curvas convexas, sigmoides y cóncavas, asociadas a cuencas jóvenes, maduras y viejas, respectivamente.

Figura 21

Curva Hipsométrica de la cuenca.



Nota. Análisis del equilibrio morfológico de la cuenca. Elaboración propia.

En la Figura 21 se muestra el resultado del análisis hidrológico de la cuenca del río Toachi podemos interpretar que se trata de una curva Tipo B de forma claramente sigmoide según su clasificación indicándonos que ya es una cuenca madura y que se encuentra en su equilibrio geomorfológico. La erosión y la sedimentación se encuentran en su punto muy balanceado homogéneo por lo que sus pendientes medias no son muy abruptas. Y el flujo del Río Toachi se encuentra ya bien definido y ante la posible sobrecarga de lluvia su respuesta es óptima dentro del rango moderado.

Análisis de datos de precipitación – escorrentía para la obtención de caudales

La precipitación media anual de la cuenca se determinó a partir del promedio multianual de las estaciones meteorológicas disponibles. Posteriormente, mediante el método de los

polígonos de Thiessen, se ponderó la precipitación registrada en cada estación en función del área de influencia correspondiente, obteniéndose así la precipitación media representativa de toda la cuenca.

Tabla 16

Precipitaciones medias de cada estación

Nº	ESTACIÓN	PP_MEDIA_ANUAL	AREA_KM2	AREA*PP
1	PALO QUEMADO	3.239,6	37,35	120.984,48
2	LAS PAMPAS	3.764,3	200,85	756.075,27
3	SIGCHOS	3.757,2	918,30	3.450.249,27
4	TANDAPI INECEL	2.712	64,99	176,256,72
5	SARAPULLO MEDIO	3.261,2	254,62	830.365,10
		TOTAL:	1.476,11	5.333.930,85
		PP_Prom de la Cuenca:		3.613,50 mm

Nota. Elaboración propia

Análisis de lluvia - curvas IDF

Para la caracterización de lluvias intensas de corta duración, necesarias para el diseño hidráulico del proyecto, se determinaron las curvas Intensidad–Duración–Frecuencia (IDF) aplicables a las cuencas en estudio y a los sitios de emplazamiento de las obras. Estas curvas constituyen una herramienta fundamental para el diseño de sistemas de drenaje y para el cálculo de los caudales máximos de crecida.

La determinación de las ecuaciones IDF se realizó con base en el *Estudio de Lluvias Intensas* publicado por el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI) en el año 2015 y actualizado en 2019, el cual se sustenta en registros pluviográficos y pluviométricos que constituyen la información oficial más actualizada disponible a nivel nacional. Dicho estudio

establece una zonificación de ecuaciones regionales de intensidades máximas para diferentes duraciones, en función de las intensidades máximas de precipitación en 24 horas, asociadas a estaciones representativas de cada zona.

El área del proyecto se localiza dentro de la Zona 65, según la zonificación establecida por el INAMHI, la cual se caracteriza principalmente mediante los registros de las estaciones Las Pampas y Sigchos. La estación Las Pampas es representativa de las cuencas del río Sarapullo y del río Toachi medio, mientras que la estación Sigchos caracteriza la cuenca alta del río Toachi. Adicionalmente, la estación Chitóa–Tandapi corresponde a una de las estaciones más cercanas al área del proyecto.

Aunque dentro del área de estudio se encuentran las estaciones Las Pampas, Tandapi, Sigchos, Sarapullo y Palo Quemado, para la obtención de las curvas IDF se utilizaron las ecuaciones regionales establecidas por el INAMHI para la Zona 65, por considerarse técnicamente representativas, adecuadas para estudios hidrológicos de diseño.

Las ecuaciones intensidad–duración–frecuencias (IDF) utilizadas son las siguientes:

- Para duración t menor a 46,5 minutos

$$I_{TR} = 44.988 * IdTR * t - 0,297 \quad R^2 = 0,9569$$

- Para duración t entre 47 y 1.440 minutos

$$I_{TR} = 293,98 * IdTR * t - 0,786 \quad R^2 = 0,9983$$

Donde:

I_{TR} : Intensidad de precipitación (mm/h).

T : Duración de la lluvia (min).

TR : Período de retorno (años).

IdTR : Intensidades de lluvia máxima para una duración de tormenta de 24 horas, con período de retorno asociado, (mm/h).

Los valores de las intensidades máximas de precipitación diaria, asociados a los respectivos períodos de retorno y utilizados en las ecuaciones IDF descritas, se presentan en la Tabla 17. La estación Las Pampas, es la más representativa en precipitación media a la cuenca de análisis.

Tabla 17

Intensidades máximas en 24 horas para las estaciones representativas.

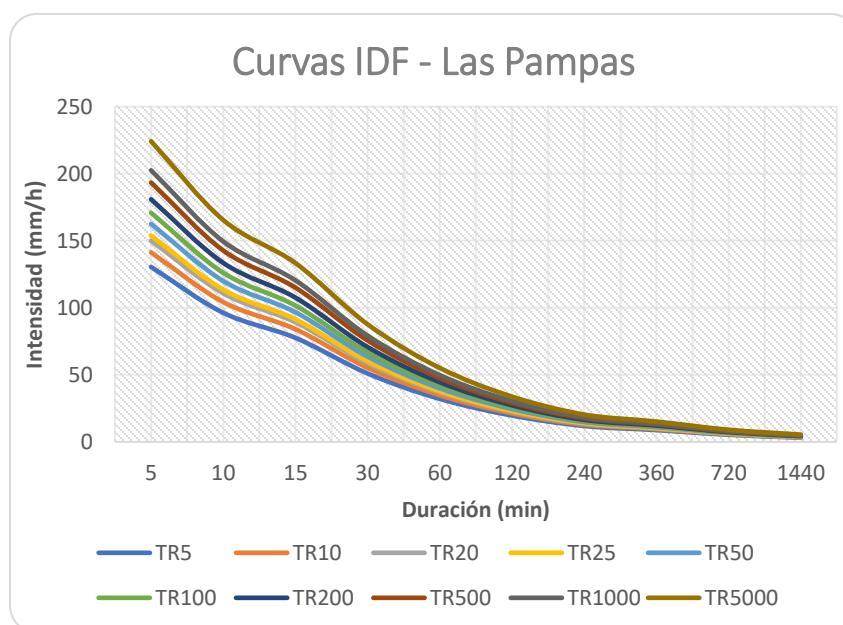
Estación	TR=5	TR=10	TR=20	TR=25	TR=50	TR=100	TR=200	TR=500	TR=1000	TR=5000
Tanda pi	2,79	3,01	3,24	3,25	3,41	3,55	3,77	4	4,17	4,58
Las Pampas	3,13	3,39	3,6	3,69	3,9	4,1	4,34	4,64	4,86	5,38
Sigchos	1,57	1,66	1,74	1,77	1,85	1,94	2,03	2,14	2,23	2,43

Nota: Las intensidades máximas corresponden a precipitaciones acumuladas en 24 horas, estimadas para periodos de retorno (Tr) entre 5 y 5.000 años, a partir del análisis estadístico de los registros históricos de cada estación meteorológica. Adaptado de (Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI), 2017).

Esta información constituye un insumo fundamental para el desarrollo del estudio hidrológico, ya que las intensidades máximas en 24 horas son empleadas en la estimación de precipitaciones de diseño y la elaboración de hietogramas y la evaluación de caudales máximos, asegurando criterios de seguridad acordes con la magnitud de la infraestructura analizada.

Figura 15

Curvas Intensidad – duración – frecuencia (IDF) para la zona de estudio



Nota. Curvas Intensidad – Duración- Frecuencia (IDF) correspondientes a la zona de estudio, para distintos periodos de retorno y nos muestran la variación de la intensidad de precipitación (TR). Elaboración propia

Parámetros para la modelación

El modelo hidrológico HEC-HMS requiere como información de entrada un conjunto de variables que permiten representar de manera adecuada el comportamiento hidrológico de una cuenca. Entre estas se incluyen: la precipitación histórica o de diseño, las características físicas y geomorfológicas de las subcuencas, las propiedades hidrológicas del suelo, los parámetros asociados al proceso de transformación lluvia–escorrentía y la información hidráulica correspondiente a los tramos de cauce y a la capacidad de los embalses.

Para la modelación del escurrimiento superficial en las cuencas de estudio del río Toachi se adoptaron los siguientes criterios metodológicos:

- El proceso de pérdidas por infiltración fue representado mediante el llamado método del Número de Curva (CN).
- La lluvia efectiva en escorrentía directa fue transformada utilizando el método del Servicio de Conservación de Suelos (Soil Conservation Service - SCS).
- No se consideró la aportación del caudal base, ya que el parámetro que se estima es el de caudales máximos asociados a eventos de crecida.
- La duración de la lluvia de diseño fue definida aproximadamente igual al tiempo de concentración de cada subcuenca, considerando como punto de control el lugar en el que se desarrolla la presa Toachi.

Número de curva del método SCS

El número de curva es un parámetro utilizado de carácter hidrológico para cuencas o determinadas zonas que indica el potencial para generar infiltración. El número de curva (CN), utilizado en el método del SCS para la transformación precipitación escorrentía fueron determinados a partir de la información existente y en función de los parámetros de información contenida en las cartas del IGM a escala 1:50 000 para la zona de estudio

El método considera tres diferentes condiciones de humedad (seca, media y húmeda), adoptándose para el diseño hidrológico de la cuenca del río Toachi la condición II, correspondiente a humedad media del suelo.

Proceso de transformación lluvia–escorrentía en HEC-HMS

El método más importante del modelo de simulación HEC-HMS corresponde a la forma de estimar cómo la lluvia se convierte en escorrentía. El programa entrega el hidrograma producido por una cuenca a partir de los datos físicos y de precipitación de dicha cuenca a través del siguiente procedimiento:

- Separación de la lluvia neta para determinar la fracción de la precipitación caída sobre la cuenca que genera escorrentía directa (Método de pérdida).
- Cálculo de la escorrentía directa producida por la lluvia (Método de transformación).
- Determinación del Caudal Base, el mismo que se suma a la escorrentía directa si éste existe y se calcula la evolución de dicho caudal a lo largo del tiempo.
- Cálculo de la evolución de un hidrograma a medida que fluye a lo largo de un cauce o canal (tránsito hidrológico).

El programa ejecuta los tres primeros métodos a la cuenca y el último método, el tránsito de los hidrogramas, lo desarrolla a lo largo del cauce correspondiente. El conocimiento de las características del flujo en las cuencas y una adecuada selección de áreas impermeables y del parámetro CN, sobre la base del conocimiento de las características de las cuencas de aporte, permite obtener resultados aceptables y adecuados para la aplicación del HEC-HMS en relación con el diseño de las obras de ingeniería.

Así, para la aplicación del modelo HEC-HMS, con la metodología del SCS se utilizan como parámetros el porcentaje de impermeabilidad de la cuenca, el número de curva CN, que corresponde a las condiciones de cobertura vegetal y tipo de suelo, el uso actual del suelo y su rango de pendientes. El método consiste en el cálculo de la precipitación efectiva P_e , a partir de los datos de cobertura vegetal y tipo de suelo, con la siguiente ecuación:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$

- P_e : Precipitación efectiva al tiempo t ,
- P : Precipitación acumulada al tiempo t ,
- I_a : Es la abstracción o pérdida inicial que consiste principalmente en pérdidas por intercepción, almacenamiento en depresiones e infiltración, antes de que se produzca el escurrimiento,

- S : Capacidad de almacenamiento máximo del suelo.

Resultados de la modelación

Utilizando la metodología descrita, considerando como flujo base el caudal medio mensual de los meses más húmedos y con los parámetros de la cuenca, se obtuvieron los caudales de crecida que se presentan en la Tabla 19; los hidrogramas obtenidos para un periodo de retorno de 100 años se muestran en la Figura 22.

Estimación de caudales máximos de crecida mediante método hidrológico simplificado.

Con el fin de verificar la coherencia de los caudales máximos obtenidos mediante la modelación hidrológica en HEC-HMS, se realizó un cálculo independiente empleando un método empírico simplificado, basado en una hoja de cálculo desarrollada por Sandoval (2019). Dicho método considera las principales características físicas de la cuenca y permite estimar caudales máximos para distintos periodos de retorno. Los resultados obtenidos presentan valores del mismo orden de magnitud que los generados por HEC-HMS, lo cual valida la consistencia del análisis hidrológico realizado.

La metodología requiere el ingreso de los siguientes parámetros, los cuales se describen y justifican a continuación:

Tabla 18

Variables de entrada en HEC RAS

VARIABLES DE ENTRADA
Área de la cuenca (km ²)
Precipitación media anual(mm)
Pendiente media de la cuenca
Longitud del cauce
Coeficiente de escorrentía
Factor de pendiente k1
Factor de permeabilidad K2

VARIABLES DE ENTRADA

Factor de cobertura vegetal K3

Capacidad de almacenamiento K4

Nota: Parámetros utilizados como datos de entrada en la hoja de cálculo del método de Sandoval (2019) para la estimación de caudales. Elaboración propia.

Los caudales obtenidos mediante la metodología de Sandoval (2019) se utilizaron como referencia para comparar los resultados del modelamiento hidrológico realizado en HEC-HMS, permitiendo validar el orden de magnitud de los caudales simulados y evaluar la respuesta hidrológica de la cuenca del río Toachi bajo diferentes enfoques metodológicos.

Tabla 19*Caudales máximos*

Periodo de Retorno (años)	HEC-HMS (m3/s)	Sandoval (m3/s)	Diferencia %
5	468,6	207,3	126,0
10	532,5	266,8	99,6
25	614,7	445,2	38,1
50	675,4	742,6	9,0
100	742,4	947,5	21,6
500	899,2	1423,3	36,8
1000	975,2	1628,2	40,1

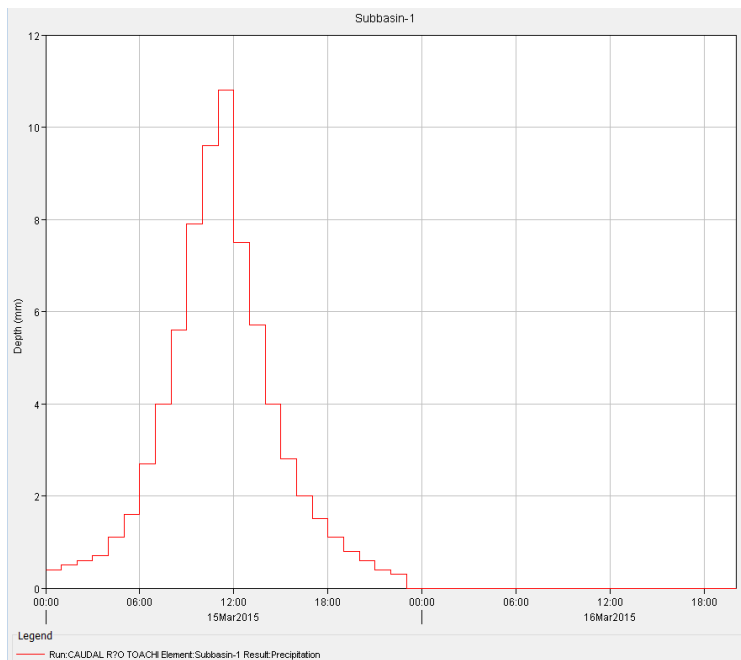
Nota. La siguiente tabla presenta la comparación de los caudales máximos obtenidos en el sitio de la presa Toachi mediante la modelación hidrológica en HEC-HMS y un método empírico simplificado desarrollado por Sandoval (2019).

Para períodos de retorno bajos, el modelo HEC-HMS arroja caudales superiores, lo cual se atribuye a una mejor representación de la respuesta hidrológica de la cuenca y de la distribución temporal de la precipitación.

Para el período de retorno de 50 años se observa una muy buena concordancia entre ambos métodos, con una diferencia inferior al 10 %, lo que valida la consistencia del modelo hidrológico. En eventos extremos, correspondientes a períodos de retorno mayores a 100 años, el método empírico presenta caudales superiores, debido a su carácter conservador y a la ausencia de procesos de almacenamiento y laminación, los cuales sí son considerados en HEC-HMS. En general, los resultados obtenidos son coherentes y se encuentran dentro del mismo orden de magnitud, confirmando la confiabilidad del modelo aplicado.

Figura 22

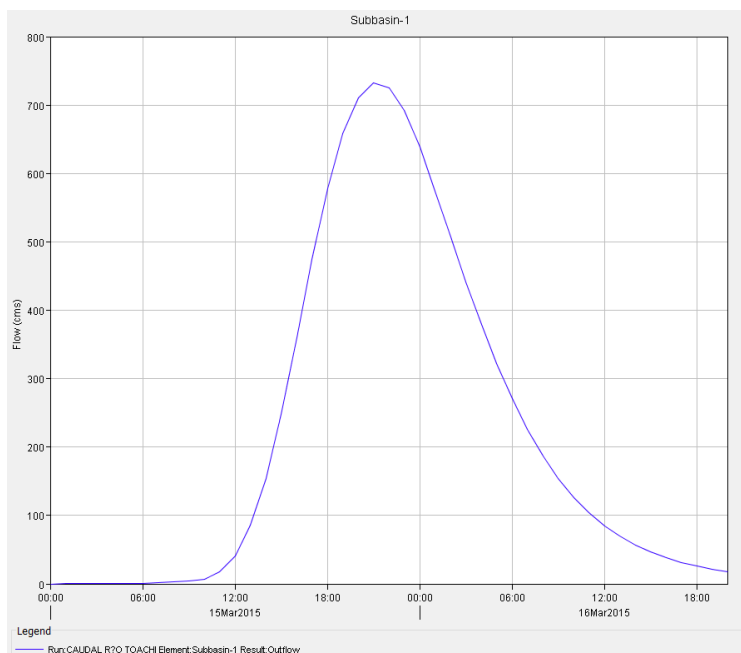
Hietograma de escorrentía superficial generado para la cuenca del Río Toachi



Nota. Hietograma obtenido a partir de la simulación hidrológica de un evento de precipitación horario con duración total de 24 horas, modelado en HEC-HMS mediante el método SCS con número de curva de 76 y un porcentaje de superficie impermeable del 2% y un tiempo de retardo de 464,39 minutos. Elaboración propia.

Figura 23

Hidrograma de caudal resultante de la simulación hidrológica en la Cuenca Toachi



Nota. Hidrograma de caudal generado en la cuenca del río Toachi como resultado del hietograma de precipitación, manteniendo la distribución temporal del evento. Elaboración propia.

Interpretación de Hidrograma e Hietograma

El modelamiento hidrológico realizado en HEC-HMS muestra, en términos generales, cómo responde la cuenca del río Toachi ante una lluvia intensa y muy concentrada en el tiempo. En la Figura 22, se ve claramente el pulso de precipitación: corto y fuerte.

Apenas empieza la lluvia, el caudal reacciona rápido, esto confirma que el tiempo de concentración calculado es correcto, lo cual es típico de cuencas de montaña. El caudal sube de forma bastante marcada y alcanza un pico que ronda los 750 m³/s, un valor alto que muestra, sin duda, que la cuenca convierte la lluvia en escorrentía con bastante eficiencia. Y sí, quizá más de lo que uno esperaría.

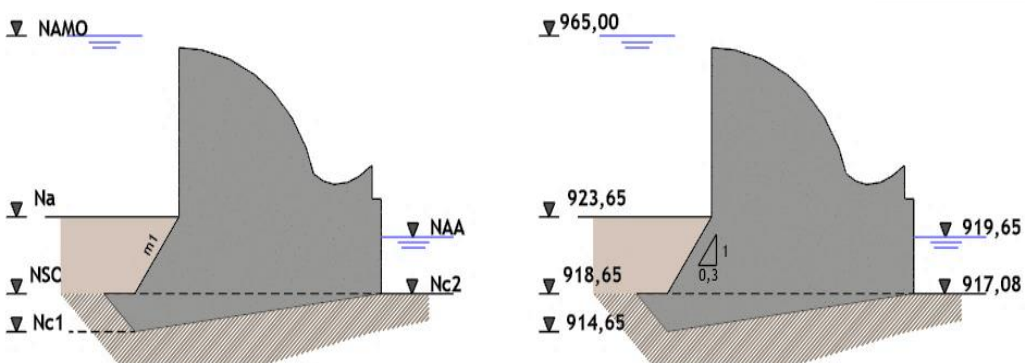
La parte de ascenso del hidrograma refleja estas pendientes medias a fuertes que ya conocíamos, además de una cobertura vegetal que no está del todo desarrollada, pero que igual influye. Luego, la recesión baja más tranquila, más larga, dejando ver esos almacenamientos intermedios. Como pequeños retardos, aportes de quebradas laterales y algo de flujo subsuperficial que va saliendo de a poco.

Todo esto, en conjunto, encaja bastante bien con la morfología de la cuenca. Recordemos que el análisis hipsométrico la clasificó como una cuenca tipo B, una cuenca madura, más o menos en equilibrio. Ni demasiado joven ni totalmente desgastada. Con procesos de erosión y sedimentación que se compensan y una red de drenaje que ya está bien formada, lo que ayuda a esta respuesta rápida pero no exagerada.

Así que, en resumen, el hidrograma muestra los resultados esperados: una cuenca montañosa que responde rápido, con un pico único y claro, y luego una disminución del caudal más pausada. Un comportamiento típico de una cuenca madura, con pendientes moderadas a altas como la del río Toachi. Y bueno, todo muy coherente con lo que se conoce del área.

Cálculos de las fuerzas actuantes en la presa

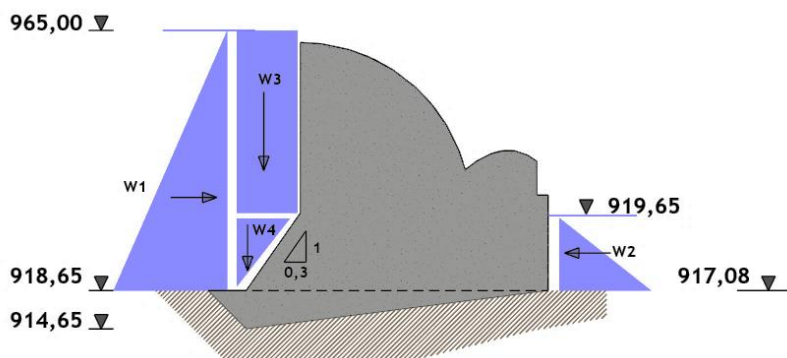
En base a los parámetros obtenidos se procede a realizar la comprobación de la estabilidad de la presa, calculando el factor de seguridad ante el deslizamiento y comprobación de los esfuerzos, en la Figura 24 se puede, observar el caso de estudio y la sección transversal del vertedero de la Presa Toachi-Pilatón, la elección del análisis en el vertedero constituye la zona crítica durante situaciones de máximo llenado.

Figura 24*Geometría general de la sección del vertedero*

Nota. NAMO: Nivel máximo de operación normal; Na: Nivel de sedimentos; NSC: Nivel de la solera del cauce; NAA; Nivel aguas abajo. Elaboración propia.

Cálculo de fuerzas de presión hidrostática

Mediante un modelo general en base a la sección principal como se muestra en la Figura 24 en base a la inclinación del talud, se consideran todas las fuerzas de presión hidrostática que ejercen a la presa como se muestra en la Figura 25.

Figura 25*Determinación del cuerpo de presión*

Nota. Cuerpo de presiones hidrostáticas ejercidas sobre el vertedero de acuerdo con la inclinación del talud, W1, W2; W3 y W4, cuerpos de presión hidrostática. Elaboración Propia.

De acuerdo con la superficie de contacto de los diferentes cuerpos que ejercen presión, se procede a calcular la presión máxima que actúa sobre cada uno de ellos, considerando la distribución y forma característica de la presión sobre la superficie de contacto.

Tabla 20

Fuerzas hidráulicas actuantes

Cuerpos de presión	Altura [m]	Presión hidrostática [t]
W1	50,35	1.267,56
W2	2,57	3,30
W3	123,75	123,75
W4	16,35	133,66

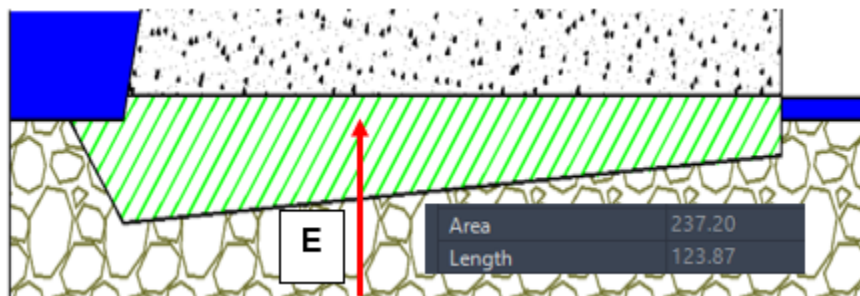
Nota. Fuerzas actuantes en el vertedero. Elaboración propia.

Empuje de flotación

El empuje por flotación es la fuerza vertical hacia arriba que ejerce el agua sobre la base de la cimentación e intenta levantar como un cuerpo sumergido, se calcula de la siguiente manera, el peso específico del agua por el área de sección a 1 metro de dovela.

Figura 26

Superficie sumergida obtenida en AutoCAD.



Nota. Elaboración propia

$$E = 237,20 \, m^2 \times 1 \, m \times 1 \frac{t}{m^3}$$

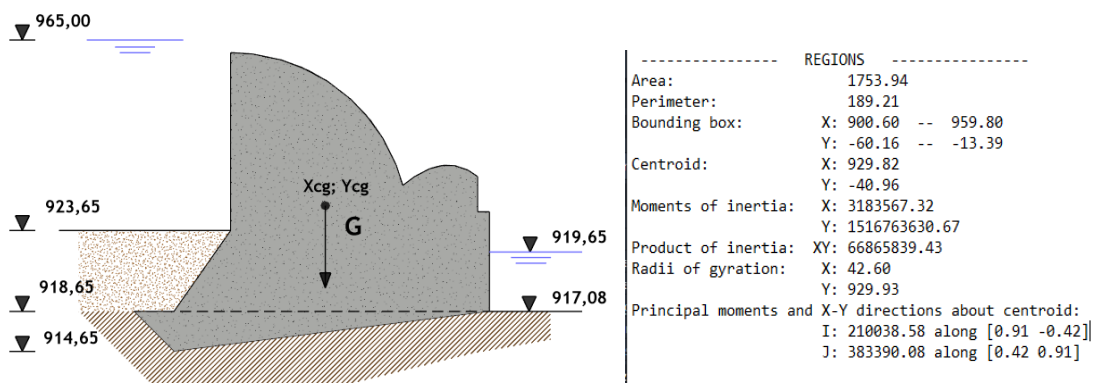
$$E = 237,20t$$

Cálculo de fuerza por peso propio.

Esta fuerza está dada por el peso propio de la estructura; se considera toda la sección por cada metro; este valor será necesario también para la obtención de las componentes verticales y horizontales de un sismo.

Figura 27

Esquema en AutoCAD



Nota. Elaboración propia

$$G = 1753,91 \text{ m}^2 \times 1\text{m} \times 2,4 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} = 4209,45 \text{ t}$$

Cálculo de fuerza de subpresión.

Para determinar esta fuerza es necesario clasificar con respecto a la altura del nivel aguas arriba y aguas abajo, la dimensión del drenaje y ancho de la presa para la clasificación y realizar el correcto uso de los coeficientes.

$$H_n = 975 - 919 = 45,35 \text{ m} \rightarrow \text{Presa a Gravedad } 25 < H < 75$$

Con este valor se usan los coeficientes de la Tabla N2, los cuales son $\alpha_1' = 0,4$; $\alpha_1'' = 0,15$; $\alpha_0 = 0,06$ $\alpha_2 = 0,8$ por lo tanto, la fuerza de subpresión se calcula aplicando la ecuación (3) de acuerdo con la clasificación.

$$W_f = 0,5 * 1 \frac{t}{m^3} * 45,35 * [4,91 * (1 - 0,06) + 54,70 * 0,15] * 0,8$$

$$W_f = 232,56 t$$

Cálculo de fuerza de presión de los azolves.

La presencia de sedimentos que se forman con el arrastre del flujo forma una fuerza adicional, estos materiales generalmente son arcillas según (Rasskazov, 2008) citado por Sandoval (2019), el coeficiente de presiones para este material lo sitúa dentro de un rango de 1 a 0,7 de acuerdo con la Tabla 3, para el caso de estudio se consideró un $k_p = 1$, la altura generada por los azolves al vertedero es de $h_a = 5 m$.

Debido a que estos materiales se encuentran sumergidos, se considera el siguiente peso específico para los azolves con una porosidad de $n = 0,3$

$$\gamma_a = (2,7 - 1) * (1 - 0,3)$$

$$\gamma_a = 1,19 t/m^3$$

Con estos valores obtenidos, la fuerza ejercida por los azolves es la siguiente.

$$W_a = 1,19 \frac{t}{m^3} * \frac{5^2}{2} * 1$$

$$W_a = 14,88 t$$

Cálculo de fuerza de presión por impacto de ola.

De acuerdo con la Figura 15, la velocidad media del viento registrada en estaciones meteorológicas del Palo Quemado es de 6 km/h correspondiente a 1,72 m/s en toda la superficie.

Se consideraron distancias desde la presa hasta los límites del embalse; se mide la distancia máxima del recorrido del viento dentro del embalse hasta la presa como se muestra en la Figura 27. La distancia obtenida es de $D = 1,57 \text{ km}$.

Figura 28

Distancia recorrido del viento



Nota. Delimitación preliminar del embalse del proyecto Toachi – Pilatón, procesada en Autodesk Civil 3D. Elaboración propia.

Altura sin sismo. Debido a ser paredes verticales, con los coeficientes referentes a la velocidad del viento y la longitud de recorrido hasta el embalse, se obtiene lo siguiente.

$$\beta = \frac{1}{9 + 19e^{-\frac{14}{1,72}}}$$

$$\beta = 0,11$$

$$k = 1 + e^{0,4 \cdot \frac{1,57}{1,62}}$$

$$k = 1,69$$

$$h = 0,073 * 1,69 * 1,72 \sqrt{1,57 * 0,11}$$

$$h_o = 0,10 \text{ m.}$$

$$\lambda = 0,073 * 1,72 * \sqrt{1,57/0,11}$$

$$\lambda = 0,01 \text{ m} \rightarrow \text{Longitud de ola}$$

Altura con sismo. Al ser un país altamente sísmico, se consideró el sismo para la obtención de la altura bajo este fenómeno natural. Como se muestra en la Figura 4. La zona de estudio pertenece a la Zona Sísmica V y su respectivo factor de aceleración $Z = 0,40$.

Bajo la condición del firme que se estableció para la cimentación, comprende a una zona de tipo de suelo A, que corresponde a rocas, el cual su periodo de vibración como en la Tabla 4, va entre 0.20s a 0.45s, para el caso de estudio se estableció un periodo de vibración $t_e = 0.45$ segundos.

$$h_1 = 0,5 * 0,40 * 0,45 * \sqrt{9,81 * 46,35}$$

$$h_1 = 1,92 \text{ m}$$

La intensidad sísmica se obtiene a partir de la escala modificada de Mercalli como se muestra en la Figura 29, la intensidad para una zona V, se evalúa con un valor de $I = 8$.

Figura 29

Escala modificada de Mercalli

ESCALA DE MERCALLI			
I - No perceptible	MICROSISMO/S ISMÓGRAFOS	VII - Severo	DAÑO MODERADO EN ESTRUCTURAS
II - Muy débil	SENTIDO EN REPOSO	VIII - Muy severo	DAÑO CONSIDERABLE EN ESTRUCTURAS
III - Débil	SENTIDO EN EDIFICIOS	IX - Destructivo	DAÑO GRAVE Y PÁNICO
IV - Moderado	SENTIDO FUERA DE EDIFICIOS	X - Totalmente destrutivo	DAÑOS GRAVES EN CONSTRUCCIONES RESISTENTES
V - Fuerte	SENTIDO POR CASI TODOS	XI - Catastrófico	CASI TODO DERRUMBADO
VI - Muy fuerte	SENTIDO POR TODOS	XII - Devastador	DESTRUCCIÓN TOTAL

Nota. Escala cualitativa que clasifica la intensidad de un sismo en función de los efectos observados en personas, edificaciones y el terreno. Obtenido de (Wood & Neumann, 1931).

$$h_2 = 0,4 + 0,76 * (8 - 6)$$

$$h_2 = 1,92 \text{ m}$$

Para el cálculo de la presión ejercida por la ola, se considera la altura del NAME hasta el nivel de los azolves $H = 41,35 \text{ m}$, la altura de ola considerada como la más alta entre los tres obtenidos y los coeficientes para la aplicación en el nomograma como se puede observar en la Figura 3.

$$\frac{\lambda}{H} = \frac{0,358}{41,35} = 0,01$$

$$\frac{h_1}{H} = \frac{1,91}{41,35} = 4,06$$

Debido a que en el rango del nomograma no se encuentran los valores se consideraron los mínimos, $K_p = 0,10$ y $K_m = 0,20$.

$$P_{max} = 0,1 * 1 * 1,92 * \left(41,35 + \frac{1,92}{2}\right)$$

$$P_{max} = 8,12 \text{ t}$$

$$M_{max} = 0,2 * 1 * 1,92 * \left(\frac{1,92^2}{6} + \frac{1,92 * 41,35}{2} + \frac{41,35^2}{2}\right)$$

$$M_{max} = 343,76 \text{ t.m}$$

Cálculo de fuerza sísmica.

Pese a que el sismo interviene en varias direcciones, para el cálculo se considera un sismo vertical y horizontal, con ello se considera el peso propio para sus respectivas componentes ante la fuerza del sismo.

$$\alpha_h = \frac{0,40}{1 + 2 * 0,40} = 0,22$$

$$\alpha_v = 2 * \frac{0,22}{3} = 0,15$$

$$S_H = 0,22 * 4209,45$$

$$S_H = 935,43 \text{ t}$$

$$S_V = 623,62 \text{ t}$$

- Fuerza hidrodinámica

$$C_e = \frac{0,0817}{\sqrt{1 - 0,72 * \left(\frac{41,35}{304,8 * 0,45} \right)^2}}$$

$$C_e = 0,85$$

$$W_{Sa} = 2,15 * 0,40 * 1,19 * 5^2$$

$$W_{sa} = 14,21 \text{ t}$$

$$W_s = \frac{2}{3} * 0,85 * 0,40 * 41,35 \sqrt{41,35 * 41,35}$$

$$W_s = 214,07 \text{ t}$$

Modelamiento de rotura en HEC-RAS

El usuario que trabaja con un software de simulación numérica requiere una comprensión teórica y de procedimientos matemáticos que el modelo aplica, en este caso el HEC- RAS se basa en las ecuaciones de Saint-Venant, las cuales constituyen un sistema compuesto por la ecuación de continuidad y la ecuación de cantidad de movimiento HEC-RAS utiliza el método de Onda Difusa, este omite los términos de aceleración local y convectiva (Brunner, 2015).

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} - g(S_0 - S_f) = 0$$

Donde

$\frac{\partial V}{\partial t}$: Término de aceleración local

$V \frac{\partial V}{\partial x}$: Término de aceleración convectiva

$g \frac{\partial y}{\partial x}$: término de fuerza de presión

$g(S_0 - S_f)$: Término de aceleración gravitacional y fricción

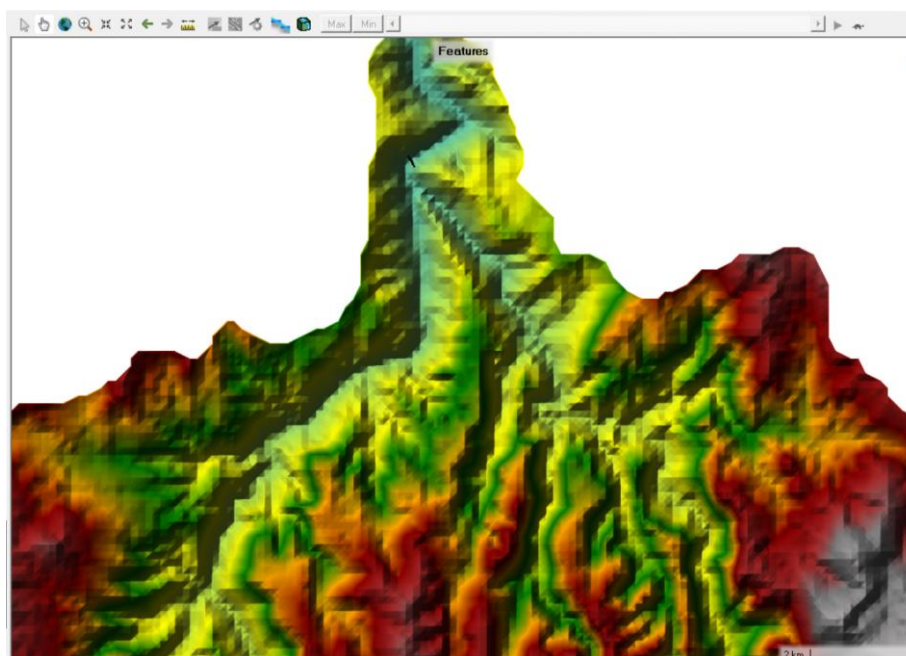
Al considerar una presión hidrostática se debe basar en: que la longitud horizontal es mucho mayor que la longitud vertical, la ausencia de cambio de densidad y la ausencia de fuerza del viento (Chow V. , 2004).

Preparación del Modelo Digital de Terreno (MDT)

La preparación del Modelo Digital de Terreno (MDT) constituye una etapa fundamental en el modelamiento hidráulico de la rotura de una presa, ya que representa de manera tridimensional la superficie del terreno sobre la cual se propaga la onda de inundación. La calidad y resolución del MDT influyen directamente en la precisión de los resultados obtenidos en el programa HEC-RAS.

En el modelo, se consideró la siguiente información cartográfica: Cartas topográficas a escala 1:50.000, obtenidas de la base de datos del repositorio digital del (Instituto Geográfico Militar del Ecuador (IGM), 2022).

La capa fue procesada utilizando Sistemas de Información Geográfica, en el modelo se estableció un mallado estructurado, en el cual se encuentra conectado al área de almacenamiento, la presa y la zona de inundación.

Figura 30*Modelo Digital del Terreno (MDT)*

Nota. Digitalización del terreno con ayuda del programa HEC-RAS. Elaboración propia.

Tabla 21*Características de la presa Toachi Pilatón*

Descripción	
Altura de la presa, m	59,80
Ancho promedio de la presa, m	161,55
Volumen del embalse m3	8'000.000,00

Nota. Elaboración propia.

Configuración de condiciones iniciales y de Contorno

La definición del modelo hidráulico en la aplicación HEC-RAS es una fase fundamental en el proceso de simulación y durante esta fase, se carga la información topográfica,

geométrica e hidrológica necesaria para que se pueda simular correctamente la propagación de la onda de inundación a lo largo del área de estudio.

Primero de todo, fue necesario cargar el Modelo Digital de Terreno (MDT) que previamente se había desarrollado para el uso en HEC-RAS a través de la herramienta RAS Mapper, definiendo así el dominio hidráulico del modelo. A partir de esta base topográfica, se procedió a la delimitación del cauce principal del río y de la zona de inundación, asegurando una correcta representación geométrica del sistema hidráulico.

Considerando el evento que se pretende modelar, se adoptó como condición inicial en el área potencialmente inundable (ubicadas aguas abajo de la presa) una profundidad de agua igual a cero; es decir, se asumió que la superficie del terreno se encontraba completamente seca al inicio de la simulación.

Como condición límite aguas arriba, se definió el área correspondiente al embalse del proyecto, considerándose un volumen de agua equivalente al nivel máximo de almacenamiento bajo diseño (cota de la corona). En el caso de la presa Toachi-Pilatón, esta estructura tiene una altura de 59,80 m y su embalse puede almacenar cerca de 7,97 millones de m³ de agua con una longitud cerca de 4 km.

Aunque esta infraestructura dispone de elementos como vertedero y obras de toma que, en operación normal permiten evacuar caudales excedentes o generación eléctrica, para plantear el escenario más crítico en el modelo hidráulico no se considera estos mecanismos de descarga durante la simulación.

Posteriormente, se configuró el tipo de modelación empleado en el estudio, correspondiente a bidimensional, se ha seleccionado esta opción en función de las características del área de estudio y de la complejidad del fenómeno de rotura de presa. Se procedió a la construcción de la malla computacional sobre la figura delimitada, eligiendo un tamaño de celda adecuado para equilibrar la precisión de los resultados y la estabilidad numérica del modelo.

Se definieron también los parámetros hidráulicos que fueron asignados de acuerdo con la tipología de la superficie del terreno y la tipología del cauce, distribuyéndose espacialmente dentro del dominio del modelo para afrontar de forma adecuada y realista las condiciones del flujo. Las condiciones hidráulicas de contorno impuestas aguas arriba del modelo, generalmente corresponden a la entrada de caudal. Para el caso de los modelos hidráulicos ejecutados en el marco de la sectorización del terreno, en (Ministerio para la Transición Ecológica, 2023).

La entrada del hidrograma aguas arriba del embalse, que corresponde al hidrograma de la condición límite o rotura de la presa de aguas arriba. La condición de contorno aguas abajo del modelo se representará por la cota que alcance la lámina de agua en la sección límite del estudio aguas abajo. Además, se configuró el régimen de flujo no permanente, seleccionando un intervalo de cálculo temporal adecuado que garantice la estabilidad y convergencia del modelo durante la simulación.

Tipos de mecanismos de falla según HEC/RAS

Overtopping. Este es el mecanismo de falla frecuente. Ocurre cuando el nivel del embalse supera la cota de coronación debido a crecidas extraordinarias, a una capacidad insuficiente del vertedero. El flujo sobre la coronación provoca procesos de erosión progresiva que pueden conducir rápidamente a la formación de una brecha (Brunner, Using HEC-RAS for Dam Break Studies, 2014).

Piping. La erosión interna se produce cuando el flujo de agua a través del cuerpo de la presa o de su fundación arrastra partículas finas, formando conductos internos. Este

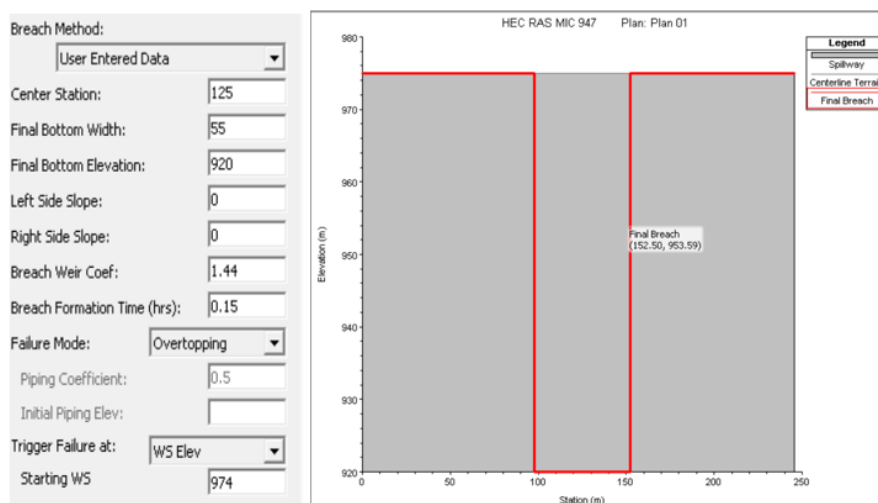
proceso puede desarrollarse de manera lenta y silenciosa hasta que la estructura pierda estabilidad y colapse (Brunner, Using HEC-RAS for Dam Break Studies, 2014).

Rotura con nivel máximo normal sin avenida (NMN). Es el máximo nivel de retención de agua que se alcanza en el embalse cuando todos los elementos mecánicos de los órganos de desagüe se encuentran cerrados (Ministerio para la Transición Ecológica, 2023).

El escenario de rotura de la presa fue definido considerando los principales mecanismos de falla descritos en la literatura técnica y las capacidades de simulación del programa HEC-RAS. (Brunner, Using HEC-RAS for Dam Break Studies, 2014) En particular, se seleccionó el tipo de rotura correspondiente a falla estructural overtopping, el cual fue considerado como el escenario más crítico en función de las características geométricas y operativas de la presa analizada.

Brecha de rotura

En el caso de presas a gravedad y contrafuertes, la forma de la brecha se considera rectangular y hasta el fondo del cauce, con un ancho del que resulte mayor entre el tercio ($1/3$) de la longitud de coronación. El tiempo de rotura se asume entre 10 y 15 minutos (Ministerio de Medio Ambiente España, 2002).

Figura 31*Brecha de rotura en la presa*

Nota. Elaboración propia.

La rotura de la presa se modeló mediante la generación de una brecha en el cuerpo de la estructura, definiendo parámetros fundamentales como la ubicación de la brecha, el ancho final, la profundidad y el tiempo de formación. Estos parámetros fueron establecidos con base en criterios empíricos recomendados por manuales técnicos, así como en las características específicas de la presa.

La ubicación de la brecha se estableció en el sector más vulnerable del cuerpo de la presa, generalmente asociado a la zona central o al punto de menor cota, de acuerdo con las condiciones geométricas de la estructura.

Asimismo, se estableció el nivel inicial del embalse, esta condición permite simular el mayor volumen de agua liberado durante la rotura, generando el escenario de mayor impacto aguas abajo.

El escenario de rotura fue incorporado en HEC-RAS dentro del régimen de flujo no permanente, permitiendo la generación automática del hidrograma de salida asociado a la falla de la presa. Este hidrograma constituye el insumo principal para el análisis de la propagación

de la onda de inundación, facilitando la evaluación de caudales máximos, profundidades, velocidades y tiempos de llegada del flujo en las zonas afectadas.

Los parámetros definidos fueron incorporados en el módulo de rotura de presas de HEC-RAS, permitiendo la simulación automática del proceso de formación de la brecha y la generación del hidrograma asociado

Criterios de simulación

Se seleccionó un intervalo de cálculo temporal acorde con la resolución espacial del modelo y la velocidad de propagación esperada de la onda de inundación. Un aumento de tiempo correcto permite captar adecuadamente la evolución del flujo durante la ruptura evitando inestabilidades numéricas y errores de convergencia en la simulación.

También se propusieron criterios de estabilidad sobre la relación entre el tamaño de la malla computacional y el incremento de tiempo tomando como base las recomendaciones técnicas del propio software HEC-RAS para la modelación bidimensional, los cuales permiten mantener el número de Courant dentro de unos rangos aceptables asegurando de esta forma una correcta propagación de la onda de rompimiento.

CAPÍTULO IV: RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En cumplimiento del objetivo específico de realizar el estudio hidrológico de la cuenca, se desarrolló la modelación hidrológica para un evento de precipitación con período de retorno de 100 años, distribuido mediante hietograma horario de 24 horas bajo el método SCS, incorporando un número de curva ponderado de 76, un tiempo de concentración de 773,99 minutos y los parámetros morfométricos obtenidos de la delimitación de la cuenca aguas arriba de la Presa Toachi; como resultado cuantitativo, el modelo generó un caudal pico de 742 m³/s, alcanzado en el tiempo crítico del evento, así como un volumen de escorrentía coherente con las características físicas y de cobertura del suelo, evidenciando que, bajo condiciones de

operación normal, el embalse presenta capacidad de regulación suficiente para amortiguar la avenida extrema, cumpliéndose así el objetivo planteado mediante la obtención de resultados numéricos verificables que sustentan técnicamente la modelación hidráulica y el análisis de seguridad posterior.

Tabla 22

Parámetros morfométricos e hidrológicos obtenidos del estudio de la cuenca del río Toachi (TR = 100 años)

Parámetro	Valor	Unidad
Área de la cuenca	1476,11	km ²
Perímetro	209,81	Km
Longitud Cauce	99,33	Km
Coeficiente de compacidad (Kc)	1,53	–
Tiempo de concentración (Tc)	773,99	min
Pendiente media de la cuenca	20,81	%
Pendiente media del cauce principal	4,5	%
Velocidad media del viento	6,2	km/h
Caudal pico (TR = 100 años)	742,4	m ³ /s

Nota. Resultados obtenidos mediante la caracterización morfométrica y la modelación hidrológica en HEC-HMS, considerando un evento de precipitación con período de retorno de 100 años, distribuido mediante hietograma horario de 24 horas bajo el método SCS.

Los parámetros morfométricos obtenidos evidencian que la cuenca del río Toachi presenta una extensión considerable (1.476,11 km²) y un coeficiente de compacidad de 1,53, lo que indica una forma ligeramente alargada y, por tanto, una respuesta hidrológica menos

abrupta en comparación con cuencas más circulares. El tiempo de concentración de 773,99 minutos es coherente con dicha morfología y con el tamaño de la cuenca, reflejando un proceso de concentración de escorrentía relativamente lento. Asimismo, la pendiente media de la cuenca (20,81 %) muestra un relieve montañoso que favorece la generación de escorrentía superficial, mientras que la pendiente del cauce principal (4,5 %) es consistente con un régimen de transporte moderado. El caudal pico obtenido para un período de retorno de 100 años (742,4 m³/s) guarda coherencia con las características físicas de la cuenca y el escenario de lluvia extrema modelado, evidenciando resultados técnicamente consistentes con el comportamiento hidrológico esperado para una cuenca andina de estas dimensiones. No obstante, es importante precisar que los valores presentados en el análisis corresponden a una modelación hidrológica de carácter preliminar y con fines de evaluación técnica educativa, por lo que no constituyen parámetros definitivos de diseño, debiendo ser validados y ajustados mediante información hidrometeorológica precisa y actualizada, estudios de mayor nivel de detalle con procesos formales de calibración y validación del modelo.

Factor de seguridad ante el deslizamiento.

En el análisis de la presa se considera el efecto de la subpresión, la cual se determina en función de la altura de la carga hidráulica actuante. Por esta razón, se incorporan todas las presiones correspondientes a la condición estática, con el fin de evaluar su influencia en la estabilidad de la estructura.

Tabla 23

Resumen de fuerzas

FUERZA	VALOR		
Fuerzas de presión agua 1	W1	1.267,56	t
Fuerzas de presión agua 2	W2	2,57	t
Fuerzas de presión agua 3	W3	123,75	t
Fuerzas de presión agua 4	W4	16,35	t

FUERZA	VALOR		
Por peso de la estructura	G	4.209,46	t
Empuje	E	237,20	t
Subpresión	Wf	232,56	t
Presión de azolves	Wa	14,88	t
Presión máxima de ola	Pmax	8,12	t
Fuerza sísmica vertical	Sv	623,62	t
Fuerza sísmica horizontal	Sh	935,43	t
Fuerza hidrodinámica.	Ws	214,07	t
Fuerza sísmica por sedimentos	Wsa	14,21	t

Nota. Elaboración Propia.

Para el cálculo del factor de seguridad ante el deslizamiento, se tiene el ángulo entre la superficie y la cimentación de $\alpha = 3^\circ$, el coeficiente de fricción en base a las condiciones del terreno en la que se apoya la estructura conforme a la Tabla 5, corresponde a un $f = 0,85$ y una cohesión de $c = 0,3$ Mpa; con estos datos se tiene el factor de seguridad ante el deslizamiento como se muestra en la Tabla 24, con las combinaciones N21, A23 y E22

Tabla 24

Factor ante el deslizamiento

Combinación	N [t]	T [t]	f	c [t/m2]	α°	Ksd	Condición	
N21	3.879,79	1.287,99	0,85	30	3	3,36	> 2	OK
A23	3.256,17	2.443,59	0,85	30	3	1,74	> 1,70	OK
E21	3.256,17	2.443,59	0,85	30	0	1,74	> 1,30	OK

Nota. Representa los valores obtenidos para el factor de seguridad ante las combinaciones normales, extremas y Accidentales. Elaboración propia.

Esfuerzos en la presa.

Se consideran los brazos de palanca para cada una de las fuerzas, tomando como punto de análisis el centro de la base de la presa, en la Tabla 25 se muestra el momento resultante ejercidas por fuerzas horizontales y verticales estáticas.

Tabla 25*Momento total resultante combinación N21*

FUERZA		Valor [t]	Brazo [m]	Momento [t.m]
Fuerzas de presión agua 1	W1	1.267,56	-16,78	-21.273,9
Fuerzas de presión agua 2	W2	2,57	0,86	2,20
Fuerzas de presión agua 3	W3	123,75	24,90	3.080,76
Fuerzas de presión agua 4	W4	16,35	25,71	420,41
Por peso de la estructura	G	4.209,46	2,63	11.070,87
Empuje	E	237,20	0,00	0,00
Subpresión	Wf	232,56	-29,81	-6.931,51
Presión de azolves	Wa	14,88	-1,67	-24,79
Presión máxima de ola	Pmax	8,12		-343,60
Momento total				-13.999,57

Nota. Elaboración propia.

Los esfuerzos generados por la combinación N21 presenta valores positivos y variables a lo largo del a base, lo que indica que son los esfuerzos verticales están netamente a compresión. En consecuencia, la resultante de fuerzas se ubica dentro del tercio medio de la base, garantizando una adecuada estabilidad y ausencia de tracción.

Tabla 26*Esfuerzos verticales*

Esfuerzo sentido vertical	
σ_{y1}	σ_{y2}
t/m2	t/m2
42,86	99,00

Nota. Elaboración propia.

Excentricidad:

$$e = \frac{\sum M - 13.999,6}{\sum N \cdot 3.879,79}$$

$$e = -3.61 \text{ m}$$

Ubicación de la línea de acción de la resultante:

$$x = \frac{54,70 \text{ m}}{2} + (-3.61 \text{ m})$$

$$x = 23,74 \text{ m}$$

$$\frac{F}{3} \leq x \leq 2 * \frac{F}{3} \rightarrow 18,23 \text{ m} \leq 23,74 \text{ m} \leq 36,47 \text{ m} \rightarrow \text{Cumple condición}$$

La Tabla 27, muestra los momentos para la combinación extrema (E22), es decir se considera la aplicación de las fuerzas en sismo, tanto vertical como horizontal.

Tabla 27

Momentos combinación E22

FUERZA		Valor [t]	Brazo [m]	Momento [t.m]
Fuerzas de presión agua 1	W1	1.267,56	-16,78	-21.273,9
Fuerzas de presión agua 2	W2	2,57	0,86	2,20
Fuerzas de presión agua 3	W3	123,75	24,90	3.080,76
Fuerzas de presión agua 4	W4	16,35	25,71	420,41
Por peso de la estructura	G	4.209,46	2,63	11.070,87
Subpresión	Wf	232,56	-29,81	-6.931,51
Presión de azolves	Wa	14,88	-1,67	-24,79
Fuerza sísmica por sedimentos	Wsa	14,21	-3,00	-42,64
Presión máxima de ola	Pmax	8,12		-343,60
Fuerza hidrodinámica.	Ws	214,07	-21,54	-4.611,17
Fuerza sísmica horizontal	Sh	935,43	-14,70	-13.750,89
Fuerza sísmica vertical	Sv	623,62	-2,63	-1.640,13
Empuje	E	237,20	0,00	0,00
Momento total				-34044,39

Nota. Elaboración propia.

Los esfuerzos generados por la combinación E22 presenta valores positivos y negativos lo que indica que son los esfuerzos verticales a tracción y compresión, pero cumple los parámetros dentro de la norma, es decir que la resultante esté dentro de la base.

Tabla 28

Esfuerzos verticales combinación E22

Esfuerzo vertical	
σ_{y1}	σ_{y2}
t/m ²	t/m ²
-8,74	127,80

Nota. Elaboración propia.

Excentricidad:

$$e = \frac{\sum M}{\sum N} = \frac{-34.044,39 \text{ t.m}}{3256,17 \text{ t}}$$

$$e = -10,46 \text{ m}$$

Ubicación de la línea de acción de la resultante:

$$x = \frac{54,70 \text{ m}}{2} + (-10,46 \text{ m})$$

$$x = 16,89 \text{ m}$$

$$\frac{F}{3} \leq x \leq 2 * \frac{F}{3} \rightarrow 0,00 \text{ m} \leq 16,89 \text{ m} \leq 54,70 \text{ m} \rightarrow \text{Cumple condición}$$

Comprobación de esfuerzos admisibles a tracción y compresión considerando un $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$.

$$\sigma_{y2} < 0,9 f'_c$$

$$127,8 < 0,9 * 350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 10$$

$$127,8 \frac{t}{m^2} < 3150 \frac{t}{m^2} \rightarrow \text{Cumple condición a compresión}$$

$$\sigma_{y1} < 1,5 f' c^{2/3}$$

$$8,74 < 1,5 * 350^{\frac{2}{3}} * 10$$

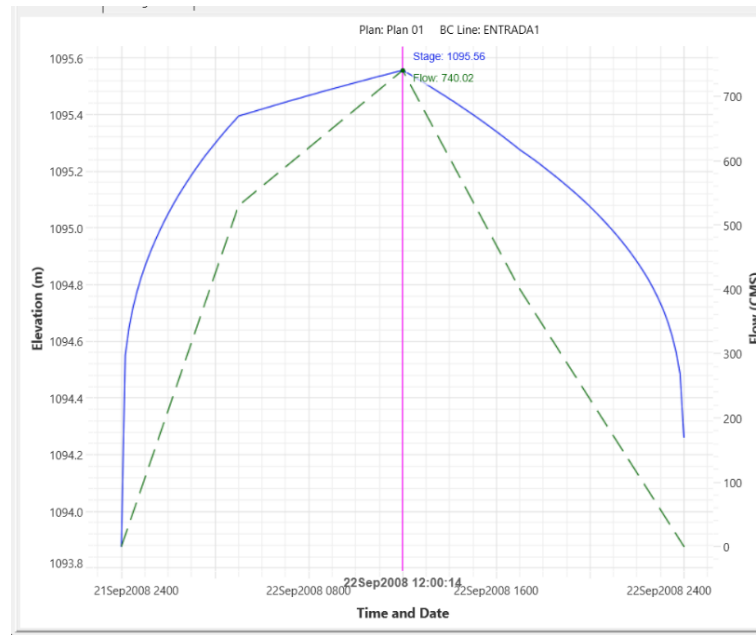
$$8,74 \frac{t}{m^2} < 746 \frac{t}{m^2} \rightarrow \text{Cumple condición a tracción}$$

Los resultados obtenidos demuestran que la estructura cumple con los criterios de estabilidad y con los límites de esfuerzos establecidos para las distintas combinaciones de carga. No obstante, deben considerarse las limitaciones del modelo adoptado, ya que el análisis se desarrolló bajo un enfoque elástico lineal y un esquema pseudoestático para la acción sísmica. En este estudio no se implementó un análisis dinámico detallado ni una modelación no lineal mediante el método de elementos finitos (FEM), que permitiría representar con mayor precisión la interacción presa-agua-fundación y el comportamiento real del concreto ante cargas extremas. En consecuencia, los resultados constituyen una verificación global dentro del método de esfuerzos admisibles.

Simulación por desbordamiento

Con el objetivo de evaluar el comportamiento hidráulico del sistema ante diferentes condiciones de operación y falla de la presa, se definieron tres escenarios de simulación, los cuales permiten comparar los efectos del desbordamiento y la rotura de la presa sobre la propagación de la onda de inundación aguas abajo.

El primer escenario corresponde a la condición en la que la presa mantiene su integridad estructural, considerando únicamente el desbordamiento del agua sobre la coronación, generado por un hidrograma de entrada representativo del evento analizado, permitiendo evaluar el comportamiento hidráulico del sistema bajo condiciones extremas en un periodo de retorno de 100 años, pero sin la ocurrencia de una falla estructural.

Figura 32*Hidrograma para la presa por desbordamiento*

Nota. En la presente figura se indica el caudal máximo de desbordamiento en la presa.

El escenario sin rotura de presa presenta un comportamiento hidráulico estable y controlado, en el cual el embalse actúa como un elemento de regulación frente al evento hidrológico analizado. Durante la fase de ascenso, el nivel del agua en el embalse se incrementa progresivamente desde valores cercanos a 1093,9 m hasta alcanzar un nivel máximo de 1.095,6 m.

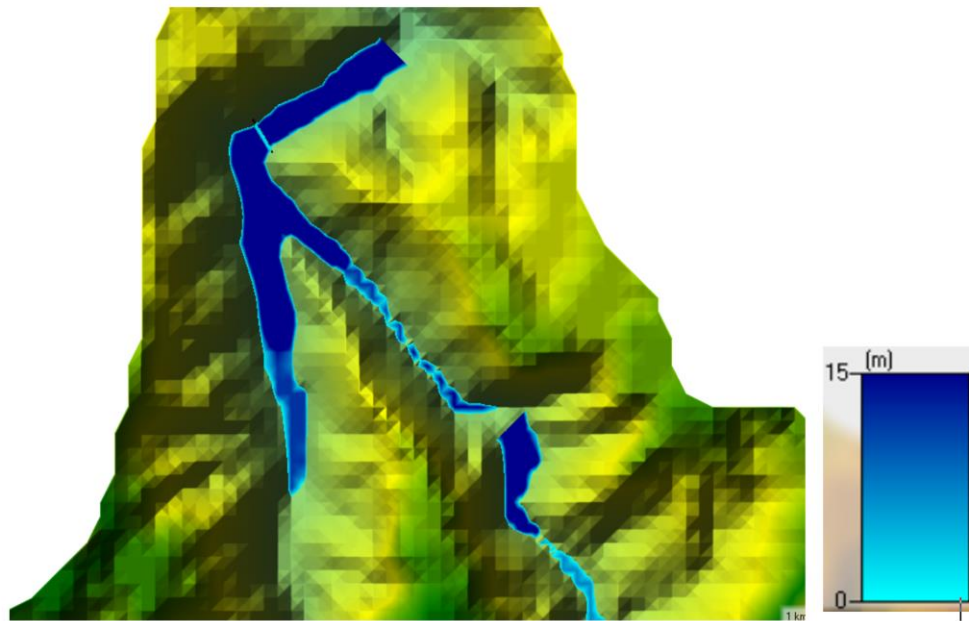
El incremento del nivel produce una descarga progresiva hacia aguas abajo, presentando un caudal creciente hasta alcanzar un valor máximo de aproximadamente 742 m³/s, el cual se da a las 12h00 y coincide temporalmente con el nivel máximo del embalse. La coincidencia del caudal con el nivel máximo indica que la descarga está restringida por el proceso de vertimiento.

A continuación, en la fase de decrecimiento del embalse, también se observa una descarga progresiva a medida que se extingue el aporte del hidrograma de entrada y se disminuye el caudal desde el caudal máximo a valores bastante inferiores a su finalización.

La forma suave y continua del hidrograma de salida confirma que, bajo este escenario, la presa mantiene su integridad estructural, generando un comportamiento hidráulico significativamente menos severo en comparación con los escenarios de rotura de presa analizados posteriormente.

Figura 33

Simulación ante un desbordamiento en la presa



Nota. En la siguiente figura se muestra la simulación hidráulica del escenario sin rotura de presa, en el cual el caudal entrante excede la cota de coronación, produciendo un sobrepaso controlado del flujo sobre la presa.

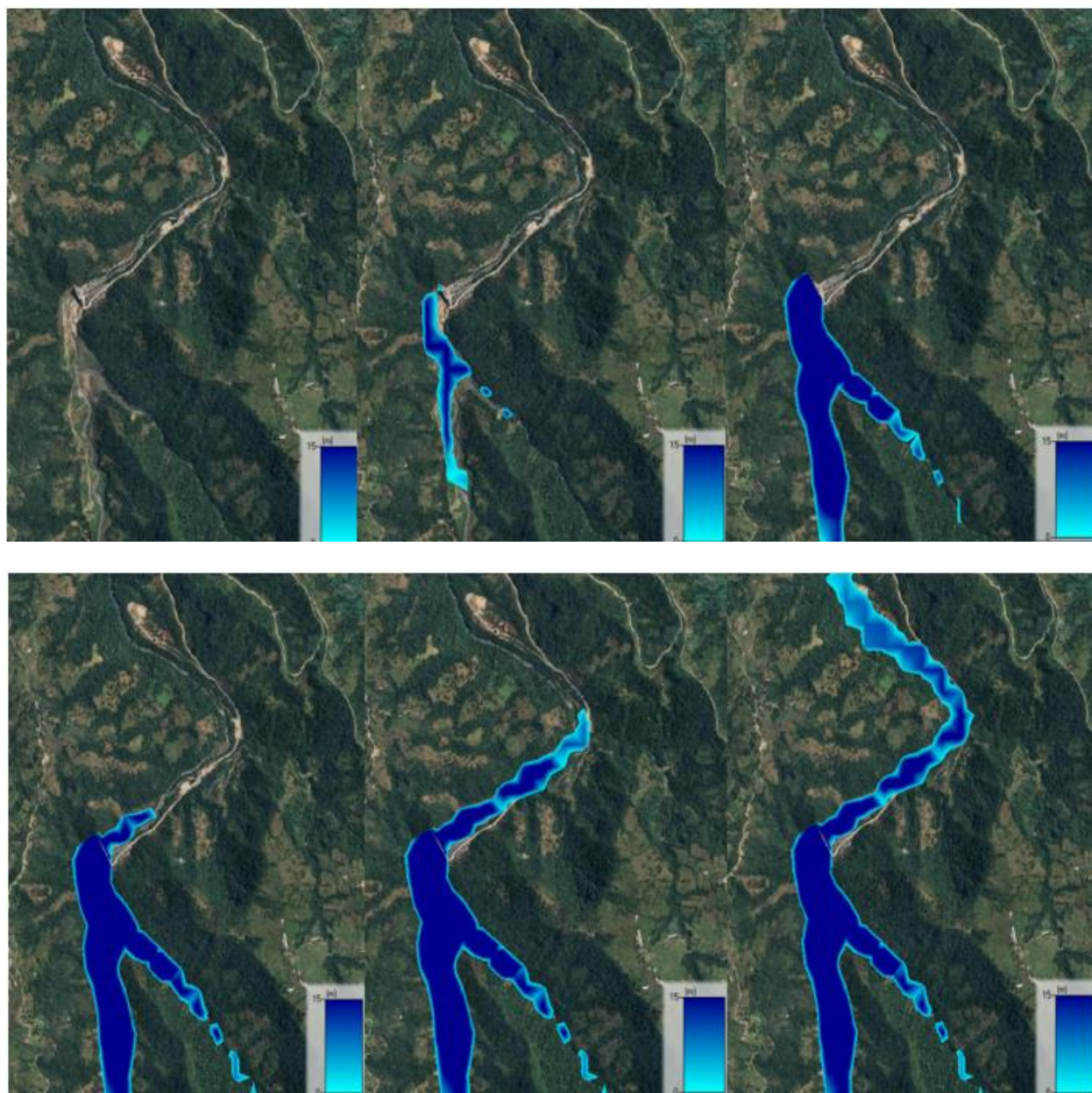
Simulación Rotura de presa

Es importante señalar que la modelación de la rotura de presa realizada mediante HEC-RAS presenta ciertas limitaciones inherentes al enfoque hidráulico del software. Si bien el programa permite simular la propagación de la onda de inundación a partir de parámetros como la topografía, las condiciones de caudal y las características geométricas de la brecha, no incorpora de manera explícita un análisis estructural detallado del comportamiento del cuerpo de la presa. Es decir, el modelo no evalúa esfuerzos, deformaciones, resistencia de materiales ni mecanismos internos de falla, sino que trabaja principalmente sobre la definición paramétrica del proceso de formación de la brecha. En consecuencia, los resultados obtenidos representan una aproximación hidráulica del escenario de rotura y dependen significativamente de los supuestos adoptados en los parámetros de brecha.

El segundo escenario considera la rotura de la presa, la cual se produce como consecuencia del incremento progresivo del nivel del embalse asociado a un hidrograma de entrada específico basado en periodos de retorno para 100 años. En este caso, la falla se modela mediante la definición de una brecha, cuyos parámetros geométricos y temporales representan un proceso de colapso progresivo. Esto permite analizar el efecto directo de la rotura de la presa sobre la generación del hidrograma de salida, así como la propagación de la onda de inundación aguas abajo.

Figura 34

Simulación rotura de presa

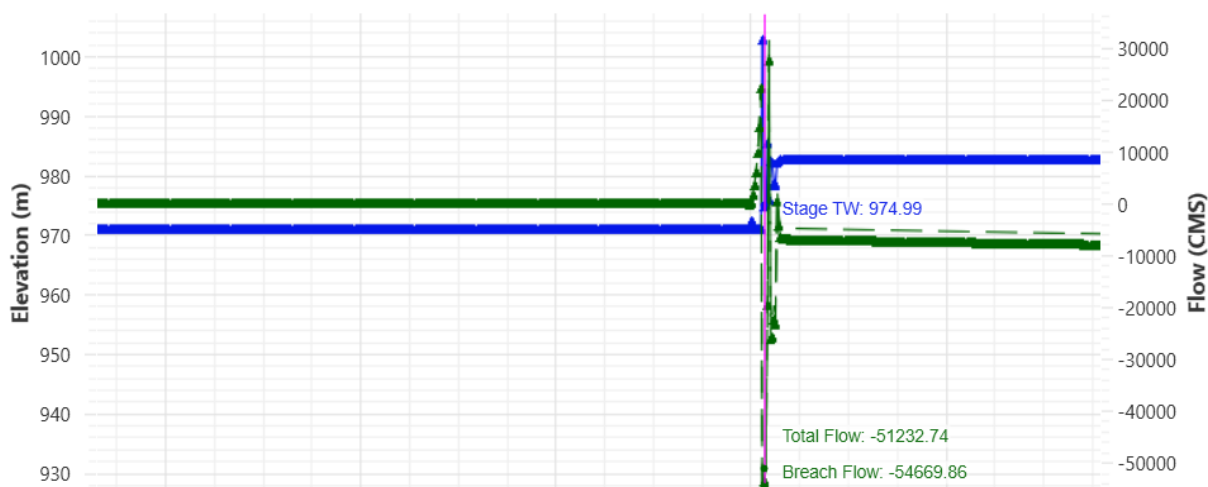


Nota. Elaboración propia con ayuda del software HEC-RAS.

Hidrograma de salida de la rotura

Figura 35

Hidrograma de salida



Nota. En la siguiente figura, se aprecia la cota máxima de agua y caudal máximo a la que llega el embalse antes de producir la rotura. Elaboración propia.

Previo a la rotura, el nivel del agua aguas arriba se mantiene prácticamente constante alrededor de la cota 974,50 m, mientras que el nivel aguas abajo presenta valores cercanos a 976,84 m, lo que evidencia una condición inicial estable del sistema. La rotura total de la presa se produce a las 07h58, momento a partir del cual se observa un cambio abrupto en el comportamiento hidráulico.

Durante el evento de rotura, el caudal total evacuado alcanza un valor máximo de 51.250 m³/s, mientras que el caudal que atraviesa la brecha llega a 54.490 m³/s, lo que refleja una liberación súbita y concentrada del volumen almacenado en el embalse. Este incremento repentino del caudal es característico de los procesos de falla de presa y constituye el principal factor generador de inundaciones aguas abajo.

Los resultados de la simulación hidráulica evidencian que ciertas zonas presentan incrementos significativos en la profundidad del flujo tras la rotura. En los tramos con mayor

pendiente longitudinal, la energía potencial del agua se transforma rápidamente en energía cinética, generando un aumento considerable de la velocidad de flujo, esto se observa en varios sectores aguas abajo.

Cuando la sección transversal se reduce, el principio de continuidad establece que, para un mismo caudal, la velocidad debe incrementarse. Estos estrechamientos naturales concentran el flujo y provocan picos de velocidad.

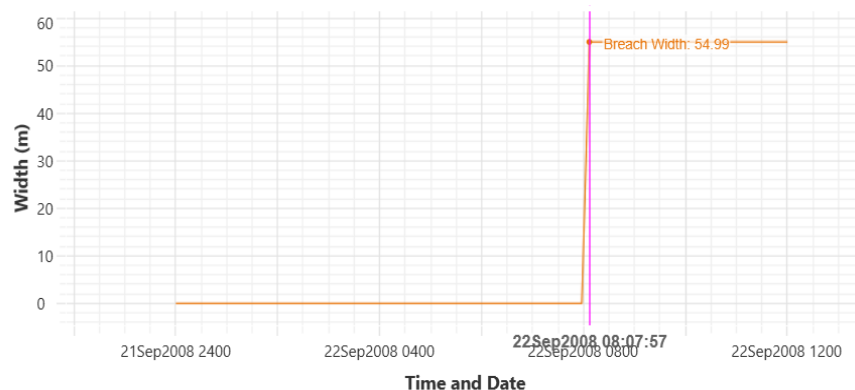
En el momento de formación de la brecha, el embalse almacena una gran cantidad de energía potencial. Su liberación repentina genera un flujo altamente no permanente, caracterizado por un frente de onda con altas velocidades, lo cual produce socavación al pie de la presa. En sectores donde el valle se amplía y la pendiente disminuye, la velocidad tiende a reducirse y la energía se disipa, produciendo mayores profundidades por efecto de almacenamiento temporal del agua.

Formación de la brecha

La evolución de la brecha constituye uno de los aspectos más relevantes en el análisis de la rotura de la presa, ya que controla directamente la magnitud y la rapidez de la descarga del embalse.

Figura 36

Diagrama durante la formación de la brecha



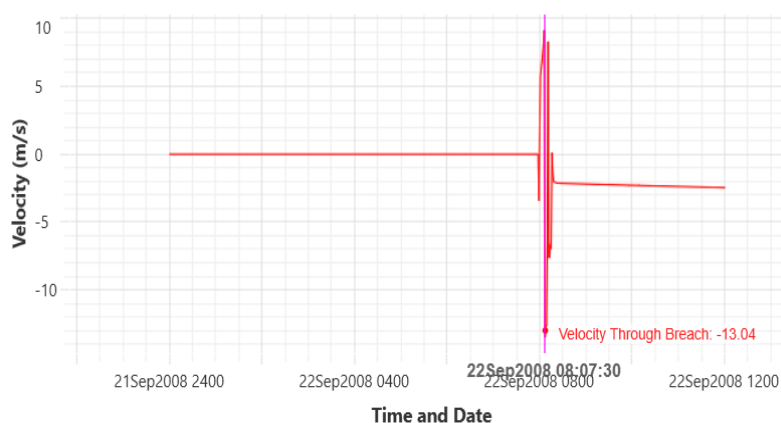
Nota. En la figura se observa la ruptura de la brecha. Elaboración propia

El aumento de la brecha se produce en un periodo de tiempo corto, lo cual establece una apertura hidráulica cada vez mayor y se deja sumir el embalse de manera repentina. Este comportamiento permite explicar el repentino crecimiento del caudal liberado durante el evento, ya que la sección efectiva de salida aumenta rápidamente y con ello la posibilidad de la presa para controlar el flujo se reduce con rapidez.

Velocidades máximas del flujo

Figura 37

Diagrama de velocidades durante la rotura de la presa



Nota. En la siguiente figura se observa la variación de las velocidades desde que inicia la rotura de la presa. Elaboración propia.

La evolución de las velocidades del flujo a través de la brecha refleja la alta energía asociada al proceso de rotura de la presa. Durante la fase inicial, las velocidades se incrementan rápidamente. En el instante crítico del evento, la velocidad a través de la brecha alcanza valores de 8,65 m/s, lo que evidencia un flujo altamente turbulento y con elevado potencial erosivo.

Las velocidades superiores a 4 m/s pueden movilizar gravas y bloques; valores mayores a 8 m/s tienen capacidad de transportar rocas de gran tamaño, árboles y escombros, incrementando el poder destructivo del flujo. Las altas velocidades generan esfuerzos cortantes

elevados sobre el lecho y las márgenes del río, favoreciendo la erosión regresiva, socavación y posibles cambios en la morfología del cauce. Los flujos con velocidades mayores a 2 m/s ya representan peligro para personas; valores superiores a 5 m/s implican una amenaza extrema, con muy baja posibilidad de evacuación segura.

Tiempos de llegada de la onda de inundación

Considerando una distancia de 3 km aguas abajo de la presa hasta llegar a la hormigonera de la presa, y una velocidad máxima del flujo a través de la brecha de 8,65 m/s, el tiempo mínimo estimado de llegada de la onda de rotura es del orden de 6 minutos.

Usando la fórmula para velocidad media de propagación de olas.

$$V = F_m \cdot V_{max}$$

$$V = 0,65 \cdot 8,65 = 5,62 \text{ m/s}$$

$$t = \frac{3000}{5,62} = 534 \text{ s} \approx 9 \text{ minutos}$$

Donde:

V = Velocidad media

F_m = Factor de minoración [0,6-0,7]

V_{max} = Velocidad máxima

No obstante, adoptando un enfoque más realista y conservador, se estima que la onda de avenida alcanzaría dicha sección en un intervalo aproximado de 9 a 11 minutos, lo que evidencia una capacidad de respuesta extremadamente limitada para las infraestructuras ubicadas aguas abajo.

Profundidades de inundación

Una vez iniciado el proceso de rotura, el nivel de la lámina de agua presenta un incremento abrupto, alcanzando cotas máximas del orden de 974–975 m. Considerando que la

elevación media del terreno aguas abajo se encuentra alrededor de la cota 938–940 m, se infiere que las profundidades máximas de inundación alcanzan valores aproximados entre 15m y 5m durante el pico del evento.

Extensión del área afectada

La delimitación de la longitud de inundación modelada a 3 km aguas abajo de la presa se fundamenta en las características geomorfológicas y topográficas del área de estudio. A partir del análisis del modelo digital del terreno, se identificó que el cauce del río presenta una sección profunda y confinada, con márgenes pronunciadas que limitan la expansión lateral del flujo en gran parte del tramo analizado. Esta condición natural reduce significativamente la probabilidad de afectación directa a zonas pobladas alejadas del cauce, ya que la onda de inundación tendería a mantenerse encauzada dentro del valle fluvial.

Bajo este criterio, se consideró técnicamente adecuado modelar un tramo de 3 km, dado que en dicho sector se localiza infraestructura crítica correspondiente a la hormigonera perteneciente al Cuerpo de Ingenieros del Ejército, la cual se encuentra emplazada en las faldas de la pendiente y a escasa distancia del cauce del río. Debido a su proximidad al eje hidráulico y a la posible magnitud de los caudales y velocidades generados en un escenario de rotura, esta infraestructura sí presenta un nivel significativo de vulnerabilidad. Por lo tanto, la modelación se concentró en el tramo donde existe mayor exposición y riesgo real, optimizando el análisis hacia el sector más crítico desde el punto de vista técnico y operativo.

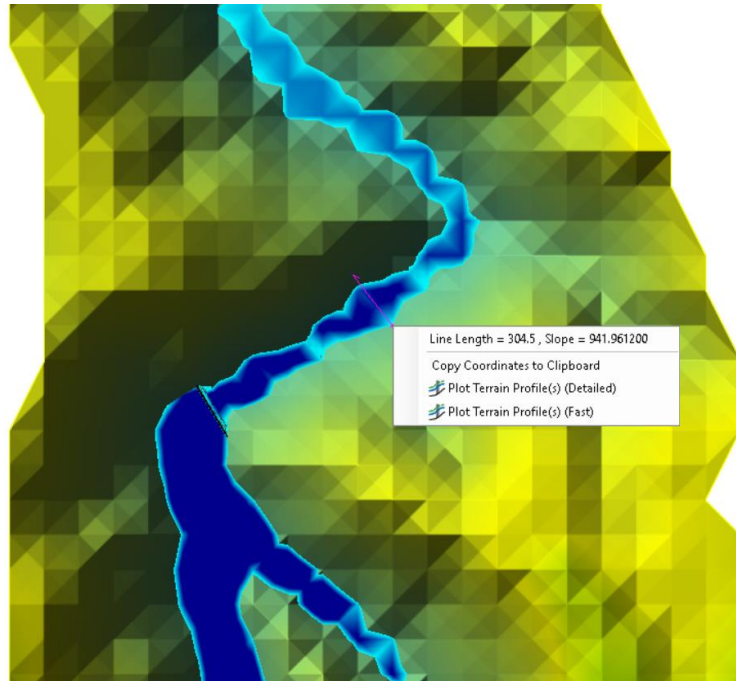
De acuerdo con los resultados obtenidos, la presa analizada se clasifica como una infraestructura de alto riesgo hidráulico, dado que su rotura generaría una onda de inundación con caudales elevados, altas velocidades y tiempos de llegada muy reducidos, lo que implica consecuencias potencialmente catastróficas.

El tramo analizado presenta un ancho promedio de la zona inundada de 220 m, teniendo en cuenta la expansión del flujo hacia las márgenes en función de la geometría del

valle. Con estos valores, se obtuvo un área total de afectación cercana a 660 000 m², lo que equivale a 66,0 hectáreas.

Figura 38

Ancho máximo de inundación



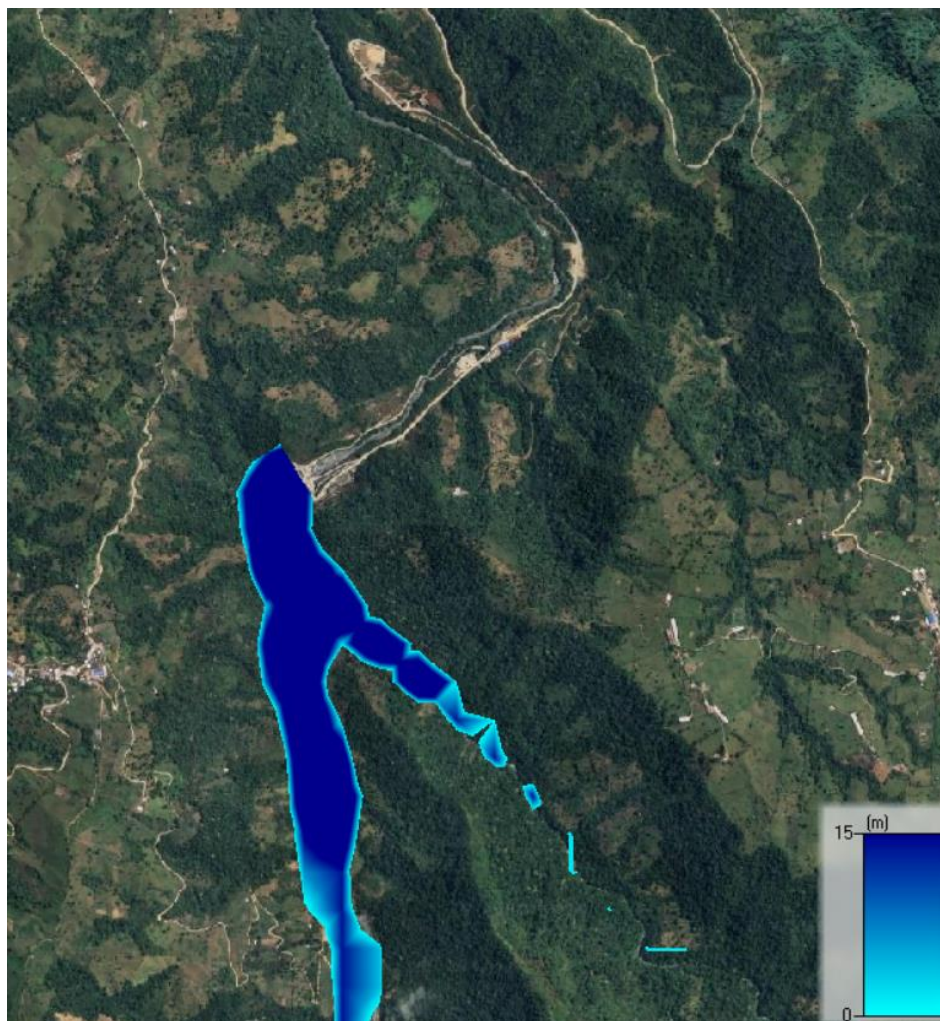
Nota. En la siguiente imagen se puede observar el ancho máximo que tiene el cauce cuando existe la inundación. Elaboración propia.

Simulación Rotura de la presa

Las siguientes figuras muestran la evolución espacial de las profundidades de inundación aguas abajo en dos instantes representativos del proceso de rotura de la presa. El análisis permite identificar claramente dos etapas diferenciadas: el inicio de la rotura y la fase de rotura completamente desarrollada.

Figura 39

Simulación en el momento inicial de la rotura de presa

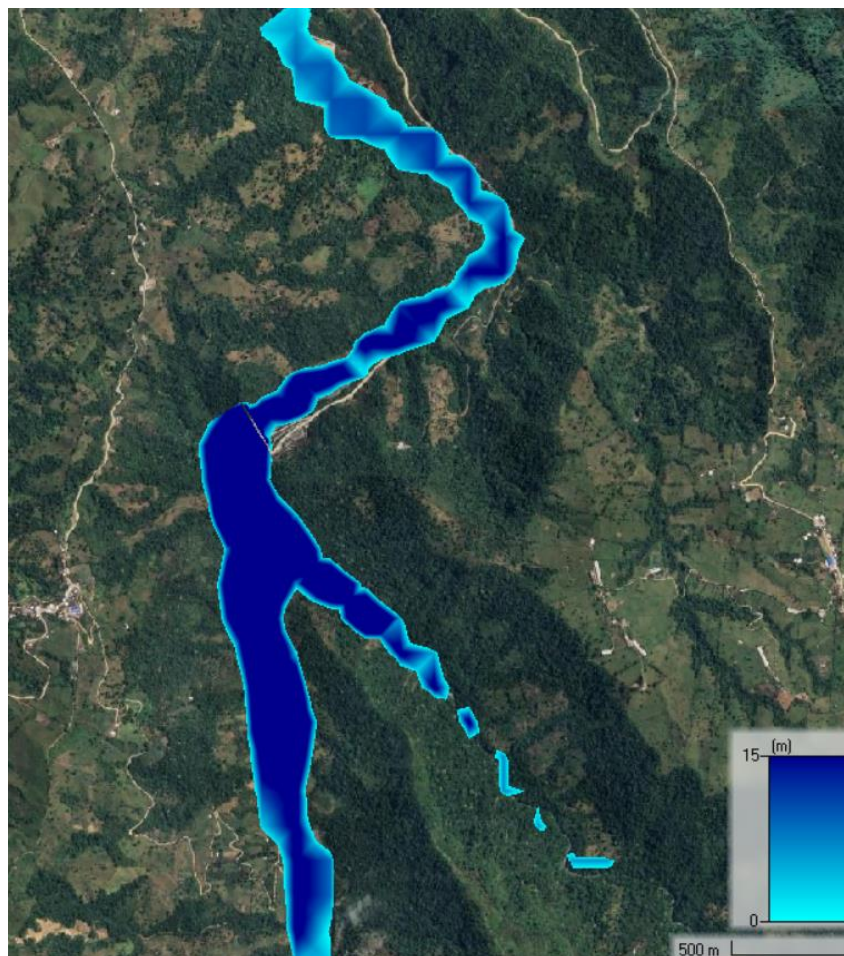


Nota. En la siguiente figura se puede observar la simulación cuando la presa inicia a romperse

En la primera imagen a las 07h58, se observa que la inundación se encuentra confinada principalmente al cauce natural, con profundidades elevadas concentradas inmediatamente aguas abajo de la presa. En esta etapa, la brecha se encuentra en proceso de formación, por lo que la descarga del embalse aún es parcial y controlada por una abertura reducida.

Figura 40

Simulación al momento final de la rotura de presa

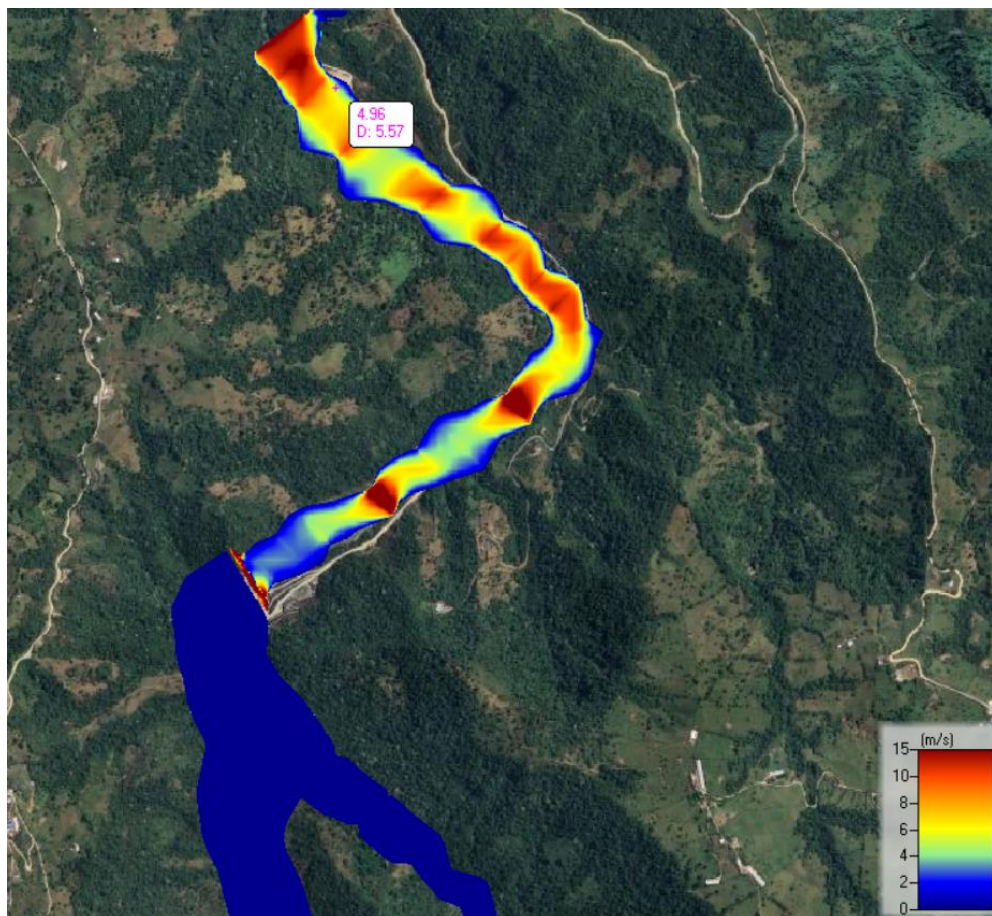


Nota. La siguiente figura demuestra la simulación cuando existe la rotura total de la presa

En la segunda imagen 08h13, se evidencia un cambio brusco en el comportamiento hidráulico. La brecha ha alcanzado su geometría final, permitiendo la descarga de un volumen considerable del embalse en un corto intervalo de tiempo. Como consecuencia, se observa una expansión notable del área inundada, tanto a lo largo del cauce como hacia sectores laterales del valle.

Figura 41

Representación de velocidad y profundidad del flujo



Nota. Elaboración propia

En el punto de control ubicado en las inmediaciones de la hormigonera perteneciente al cuerpo de Ingenieros del Ejército, los resultados de la modelación hidráulica evidencian que, ante el escenario de rotura, la inundación alcanza una profundidad máxima de 5,57 m y una velocidad de 4,96 m/s.

Una lámina de agua superior a cinco metros implica la sumersión total de edificaciones de un solo nivel y la generación de presiones hidrostáticas importantes sobre muros y estructuras. A esto se suma el efecto de la presión hidrodinámica asociada a la velocidad del flujo, que incrementa significativamente las cargas actuantes sobre las superficies expuestas.

Una velocidad cercana a 5 m/s supera ampliamente los umbrales críticos de estabilidad tanto para personas como para maquinaria y vehículos, lo que puede provocar desestabilización, arrastre y colapso estructural.

Acción de prevención de riesgos

En el Ecuador, la gestión del riesgo asociado a infraestructuras hidráulicas se rige principalmente por el Sistema Nacional Descentralizado de Gestión de Riesgos (SNDGR), coordinado por la Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos (SNGR), así como por los lineamientos del Código Orgánico de Organización Territorial, Autonomía y Descentralización (COOTAD) y las políticas de prevención establecidas en la Constitución de la República del Ecuador.

Conforme a este marco normativo, la prevención del riesgo por roturas de presas se irá orientando hacia los aspectos de reducción de la vulnerabilidad y de la preparación ante emergencias y la protección de la vida humana, dando preeminencia a la alerta temprana y a la planificación de aquellas zonas donde se produzca el riesgo de inundación.

Las acciones de prevención de riesgos de roturas de presas (en el contexto ecuatoriano) deberán ser coherentes con los principios del Sistema Nacional de Gestión de Riesgos, recayendo sobre la prevención, la mitigación y la preparación ante eventos adversos. Teniendo en cuenta que el escenario de rotura a partir de un modelo proporciona caudales superiores a los 54.000 m³/s, velocidades de 8,6 m/s y tiempos de llegada de la onda de inundación inferiores a los 15 minutos a una distancia de 3 km aguas abajo, se infiere que la creación de medidas preventivas integradas en los sistemas de alerta temprana, en planes de emergencia y ordenamiento territorial es necesaria e imprescindible si se quiere reducir el impacto en la población, en el patrimonio y en el ambiente.

Con base en los resultados de la modelación hidráulica de la presa, se establecen las siguientes zonas de riesgo:

Tabla 29*Zonificación de áreas de riesgo*

Zona	Características	Nivel de riesgo
Zona de Alto Riesgo	Inundación rápida, altas velocidades (>6 m/s)	Muy alto
Zona de Riesgo Medio	Inundación progresiva	Medio
Zona de Riesgo Bajo	Inundación leve	Bajo

Nota. En la siguiente tabla se puede clasificar la zona de riesgo en base a la velocidad de inundación. Obtenido de (ICOLD, 2007)

Sistema de alerta temprana

Dado el corto tiempo de llegada de la onda de rotura, el sistema de alerta debe ser automático y no depender exclusivamente de la intervención humana, debido a que la zona de inundación no llega hasta la población, se usarán los diferentes componentes en la emergencia.

Componentes:

- Sensores de nivel de agua en el embalse, que permiten detectar incrementos anormales que puedan provocar sobre vertimiento.
- Piezómetros para el control de presiones en el cuerpo y la cimentación de la presa.
- Inclínómetros y fisurómetros para el monitoreo de deformaciones estructurales.
- Sirenas de alta potencia, ubicadas estratégicamente en las zonas pobladas, aguas abajo.
- Mensajes automáticos enviados a autoridades y organismos de respuesta como el ECU 911.
- Señalización acústica y visual que indique claramente la necesidad de evacuar de inmediato.

CAPÍTULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

Una vez caracterizado los parámetros físicos, meteorológicos y morfológicos de la cuenca del río Toachi con un Área=1.476 km² se determinó el caudal de diseño correspondiente a un período de retorno de 100 años. A partir de la modelación hidrológica realizada mediante el modelo HEC-HMS, se obtuvo un caudal pico de 742,4 m³/s, valor que fue adoptado como caudal máximo de diseño. Este caudal resulta fundamental y necesario para la modelación del escenario de rotura de la presa, la cual fue desarrollada posteriormente mediante el modelo hidráulico HEC-RAS, permitiendo evaluar el comportamiento del flujo ante eventos extremos de precipitación y garantizar criterios adecuados de seguridad hidráulica para la infraestructura analizada.

El análisis efectuado demuestra que la presa satisface plenamente los criterios de estabilidad al deslizamiento establecidos por el USACE. En condición normal, correspondiente a la combinación N21, se obtuvo un factor de seguridad de 3,36 mientras que en condición extrema el valor alcanzado fue de 1,74, ambos superiores a los mínimos exigidos por la normativa vigente. De igual manera, los esfuerzos máximos y mínimos calculados se encuentran dentro de los límites admisibles establecidos, lo que confirma un comportamiento estructural estable y seguro frente a las combinaciones de carga evaluadas.

La evaluación pseudoestática del sismo permitió estimar de manera conservadora los efectos sísmicos sobre la estructura, confirmando que no se superan los valores permisibles de esfuerzo ni se compromete la estabilidad global. No obstante, debe considerarse que este análisis se desarrolló bajo un enfoque elástico lineal, por lo que no incorpora un modelamiento dinámico detallado ni una simulación no lineal mediante elementos finitos, que podrían representar con mayor precisión la respuesta estructural ante eventos sísmicos severos.

La modelación hidráulica de la rotura de la presa a gravedad de hormigón realizada mediante el software HEC-RAS permitió evidenciar un escenario de alto riesgo hidráulico, con un caudal máximo de 54.500 m³/s al atravesar la brecha, velocidades superiores a 8,6 m/s y un ancho final de brecha aproximado de 55 m. Los resultados obtenidos confirman que la rotura de la presa genera una onda de avenida catastrófica, caracterizada por una rápida liberación del volumen almacenado y una propagación acelerada aguas abajo, lo que incrementa significativamente el potencial de daño sobre la población, la infraestructura y el entorno natural.

RECOMENDACIONES

Se recomienda complementar el presente estudio con un análisis dinámico más detallado, como un análisis modal espectral o tiempo – historia, que permita representar con mayor precisión la respuesta sísmica de la presa. Además, sería conveniente desarrollar una modelación no lineal mediante el método de elementos finitos (FEM) para considerar la fisuración del concreto, la posible pérdida parcial de contacto en la base y la interacción presa–agua–fundación. De igual manera, se sugiere ampliar el alcance del análisis hacia el estudio detallado de posibles mecanismos de falla y la simulación de escenarios de rotura, con el propósito de profundizar en la comprensión del comportamiento estructural ante eventos extremos.

De tal manera, resulta técnicamente indispensable desarrollar procesos de calibración y validación del modelo mediante eventos históricos registrados en la cuenca del río Toachi, utilizando información hidrométrica, marcas de inundación y series pluviométricas verificadas. La calibración futura deberá incluir la actualización periódica de los coeficientes de rugosidad de Manning, parámetros hidrológicos del modelo lluvia escorrentía y condiciones iniciales que

garantice coherencia entre la representación numérica y el comportamiento hidrodinámico real del sistema fluvial.

En cuanto al marco normativo, se recomienda fortalecer los lineamientos técnicos nacionales alineándolos con estándares internacionales más rigurosos, como los aplicados en Brasil por la Agencia Nacional de Aguas e Saneamiento Básico y en España por el Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico, donde los estudios de rotura de presas incorporan análisis probabilísticos, clasificación de riesgo más estricta y exigencias detalladas para la definición de parámetros de brecha. La adopción de criterios técnicos comparables contribuiría a elevar los estándares de seguridad hidráulica y gestión del riesgo en el contexto nacional.

Finalmente, se recomienda la actualización periódica de los insumos técnicos del modelo, incorporando Modelos Digitales de Elevación de mayor resolución de preferencia derivados de tecnología LIDAR y la ampliación y depuración de series pluviométricas, así como la evaluación de escenarios bajo condiciones de cambio climático que proyecten incrementos en la intensidad de precipitación extrema. De esta manera, el modelamiento de la rotura de la Presa Toachi se consolidará como una herramienta técnica dinámica, adaptable y estratégicamente útil para la planificación territorial, la gestión del riesgo y la toma de decisiones institucionales.

Bibliografía

Bedient, P. B., & Huber, W. C. (2002). *Hydrology and Floodplain Analysis*. Upper Saddle River, New Jersey: Prentice Hall.

Bedient, P., & Huber, W. (2002). *Hydrology and Floodplain Analysis*. Upper Saddle River, New Jersey: Prentice Hall.

Bejarano, F. T. (2015). La modelación hidrodinámica para la gestión hídrica del embalse del.
10.

Brunner, G. (2014). *Using HEC-RAS for Dam Break Studies*. U.S Army Corps of Engineers :
UNILIMITED.

Brunner, G. (2015). Combined 1D and 2D Hydraulic Modeling within HEC-RAS. *World
Environmental and Water Resources Congress*, (pág. 15).

CELEC. (2026). *CELEC EC*. Obtenido de <https://www.celec.gob.ec/hidrotoapi/informacion-tecnica/informacion-general/>

Centro de Estudios Hidrográficos (CEH) – CEDEX. (1982). *Instrucción para el cálculo de
avenidas en pequeñas cuencas naturales*. Madrid: Ministerio de Obras Públicas y
Urbanismo.

Chow, V. (2004). *Hidraulica de canales abiertos* . Nomos S.A.

Chow, V. T., Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1994). *Hidrología aplicada*. México: McGraw-Hill.

Comisión Federal de Electricidad. (2015). *Manual de Diseño de Obras Civiles*. México:
Comisión Federal de Electricidad.

Dasallas, L. (2019). *Case Study of HEC-RAS 1D–2D Coupling Simulation*. Korea.

ESRI. (2026). *World Topographic Map*. Obtenido de <https://www.arcgis.com>

Grishin, M. M. (1979). *Estructuras Hidráulicas*. Moscú: Escuela Superior.

Holdridge, L. R. (1967). *Libro científico / sistema de clasificación ecológica*. San José, Costa
Rica: Tropical Science Center.

ICOLD. (1987). *DECLARACIÓN DE ICOLD SOBRE LAS PRESAS Y EL MEDIO AMBIENTE*.
ESPAÑA: CIGB ICOLD.

ICOLD. (2007). *Las presas y el Agua en el Mundo*. París, Francia: CIGB ICOLD.

Instituto Geográfico Militar del Ecuador (IGM). (2022). *Geoportal del Instituto Geográfico Militar*.

Obtenido de <https://www.geoportaligm.gob.ec/portal/index.php/cartografia-de-libre-acceso-escala-50k/>

Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI). (2017). *Caracterización del*

fenómeno El Niño 2015–2016 y sus impactos hidrometeorológicos en el Ecuador. Quito, Ecuador: INAMHI.

Kirpich, Z. P. (1940). Time of concentration of small agricultural watersheds. *Civil Engineering*, 362.

Maidment, D. R. (1993). *Handbook of Hydrology*. New York: McGraw-Hill.

Maidment, D. R., Chow, V. T., & Mays, L. W. (1988). *Applied Hydrology*. New York: McGraw-Hill.

Ministerio de Ambiente y Energía. (Julio de 2022). *ambienteyenergia.gob*. Obtenido de <https://www.ambienteyenergia.gob.ec/proyecto-hidroelectrico-toachi-pilaton/>

MINISTERIO DE CONSTRUCCIÓN Y SERVICIOS PÚBLICOS DE VIVIENDA Y COMUNIDAD DE LA FEDERACIÓN DE RUSIA. (2020). *ESTRUCTURAS HIDROTÉCNICAS*. Moscú: Standartinform.

Ministerio de Medio Ambiente España. (2002). *Clasificación de presas en función del riesgo potencial*. Zaragoza.

Ministerio para la Transición Ecológica. (2023). *Planes de emergencia de presas*. Madrid:

SUBSECRETARIA. Obtenido de

https://www.miteco.gob.es/content/dam/miteco/es/agua/publicaciones/GT%20PlanesEmergenciaPresasV2.pdf?utm_source=chatgpt.com

- National Oceanic and Atmospheric Administration. (2026). *Geospatial Data Service*. Obtenido de <https://www.noaa.gov>
- Nedriga, V. P. (1979). *Manual de diseño de estructuras hidráulicas*. Moscú: Stroyizdat.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción . (2015). *Peligro Sísmico Diseño Sismoresistente*. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/2.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-1.pdf>
- Novak, P., Moffat, A. I., Nalluri, C., & Narayanan, R. (2010). *Hydraulic Structures*. London: CRC Press / Taylor & Francis Group.
- Philip B., B., & Huber , W. (2002). *Hydrology and Floodplain Analysis*. Upper Saddle River: Prentice Hall.
- Pilotti, M. (2020). *Dam-Break Wave Propagation in Alpine Valley with HEC-RAS 2D*. ASCE.
- Poliakov. (1983). *Construcciones Sismorresistentes (en ruso)*. Moscú: Educación Superior.
- Pourrut, P. (1994). *El agua en el Ecuador: clima, precipitaciones y escorrentía*. Quito: Corporación Editora Nacional.
- Rasskazov, L. (2008). *Estructuras Hidráulicas T.1*. Moscú: Instituto de Educación Superior.
- Sandoval, W. (2019). *Diseño de obras Hidrotécnicas*. Sangolqui: EDIESPE.
- Strahler, A. N. (1952). Hypsometric (area-altitude) analysis of erosional topography. *Geological Society of America Bulletin*, 1117–1142.
- Témez, J. R. (1978). *Cálculo hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales*. España: Ministerio de Obras Públicas.
- U.S. Army Corps Of Engineers EM. (2012). *Gravity Dam Design EM110-2-2200*. Washington DC: Departament of the Army.

Unite State Geological Survey. (2026). *Digital Elevation Model*. Obtenido de <https://earthexplorer.usgs.gov>

Viessman, W., & Lewis, G. L. (2002). *Introduction to Hydrology*. Upper Saddle River: Prentice Hall.

Winkell, C., Célleri, R., & Hofstede, R. (1997). *Los páramos del Ecuador: particularidades, problemas y perspectivas*. Quito, Ecuador: Ediciones Abya-Yala.

Wood, H. O., & Neumann, F. (1931). Modified Mercalli Intensity Scale of 1931. *Bulletin of the Seismological Society of America*. Obtenido de <https://www.usgs.gov>