



Modelación hidráulica del deflector de sedimentos de la presa Manduriacu

Hernández García, Valeria Elizabeth; Moreira Pin, Josselyn Jessenia; Paredes Jumbo, Karol Yajaira; Reyes Osorio, Santiago Javier y Robles Heredia, Alejandra Belén

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 Ph.D.

10 de septiembre del 2021



Document Information

EC

Analyzed document	MODELACIÓN HIDRÁULICA PRESA MANDURIACU (1).docx (D112193547)
Submitted	9/7/2021 7:16:00 PM
Submitted by	Juan Carlos Altamirano
Submitter email	jc.altamiranoc@uta.edu.ec
Similarity	3%
Analysis address	jc.altamiranoc.uta@analysis.orkund.com

Sources included in the report

W	URL: https://repositorio.uniandes.edu.co/bitstream/handle/1992/44997/u830385.pdf?sequence=1 Gonz Fetched: 9/7/2021 7:17:00 PM		3
W	URL: https://www.elsevier.es/en-revista-revista-internacional-metodos-numericos-calculo-338-articulo-iber-herramienta-simulacion-numerica-del-S0213131512000454 Fetched: 7/20/2020 12:09:05 PM		10
W	URL: http://200.12.169.19/bitstream/25000/554/1/T-UCE-0011-28.pdf Fetched: 12/1/2020 1:55:36 AM		2
W	URL: https://repositorio.escuelaing.edu.co/bitstream/001/823/1/S%C3%A1nchez%20Guarquin%2C%20Johanna%20Michella%20-%202018.pdf Fetched: 1/15/2020 7:42:12 AM		1
SA	TESISMAURICIOBARRERA.pdf Document TESISMAURICIOBARRERA.pdf (D77662604)		3
W	URL: https://dspace.uclv.edu.cu/bitstream/handle/123456789/9536/Tesis.pdf?sequence=1&isAllowed=y Contralor Fetched: 9/7/2021 7:17:00 PM		1
W	URL: https://www.colmayor.edu.co/wp-content/uploads/2019/09/3-analisis-incertidumbre-min.pdf Fetched: 9/7/2021 7:17:00 PM		1
W	URL: https://www.celec.gob.ec/hidrotoapi/index.php/79-noticias/498-sedimentos-que-llegan-hacia-mandariacu-son-arrastradas-por-el-guayllabamba-desde-el-inicio-de-su-formacion CELEC Fetched: 9/7/2021 7:17:00 PM		3
W	URL: https://www.celec.gob.ec/hidronacion/index.php?option=com_content&view=article&id=127 Claro Fetched: 9/7/2021 7:17:00 PM		1
SA	5. Manay Mego. Rev.1.pdf Document 5. Manay Mego. Rev.1.pdf (D54439891)		1
W	URL: https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/100140/Modelizaci%C3%B3n%201D,%201D2D%20y%202D%20de%20la%20inundabilidad%20en%20el%20meandro%20de%20Sant%20Boi%20de%20Llobregat%20mediante%20la%20nueva%20aplicaci%C3%B3n%20Hec-Ras%205.0.pdf Fetched: 7/25/2020 4:05:14 PM		1



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

CERTIFICACIÓN

Certifico que el trabajo de titulación, “**Modelación hidráulica del deflector de sedimentos de la presa Manduriacu**” fue realizado por los señores **Hernández García, Valeria Elizabeth; Moreira Pin, Josselyn Jessenia; Paredes Jumbo, Karol Yajaira; Reyes Osorio, Santiago Javier y Robles Heredia, Alejandra Belén**, el cual ha sido revisado y analizado en su totalidad por la herramienta de verificación de similitud de contenido, por lo tanto cumple con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, razón por la cual me permito acreditar y autorizar para que lo sustente públicamente.

Sangolquí, 10 de septiembre del 2021.

Firma:



Firmado por

**MARCO VINICIO MASABANDA
CAISAGUANO**

EC

Ing. Masabanda Caisaguano, Marco Vinicio Ph.D.

C.C 1802179190



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

RESPONSABILIDAD DE AUTORÍA

Nosotros, **Hernández García, Valeria Elizabeth; Moreira Pin, Josselyn Jessenia; Paredes Jumbo, Karol Yajaira; Reyes Osorio, Santiago Javier y Robles Heredia, Alejandra Belén**, con cédulas de ciudadanía No. **1004742357, 2300313513, 1719065847, 1718095639 y 1720423241**, respectivamente, declaramos que el contenido, ideas y criterios del trabajo de titulación: **"Modelación hidráulica del deflector de sedimentos de la presa Manduriacu"**, 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, 10 de septiembre del 2021.

Hernández García, Valeria Elizabeth
CC:1004742357

Moreira Pin, Josselyn Jessenia
CC:2300313513

Paredes Jumbo, Karol Yajaira
CC:1719065847

Reyes Osorio, Santiago Javier
CC:1718095639

Robles Heredia, Alejandra Belén
CC:1720423241



ESPE
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN

Nosotros, **Hernández García, Valeria Elizabeth; Moreira Pin, Josselyn Jessenia; Paredes Jumbo, Karol Yajaira; Reyes Osorio, Santiago Javier y Robles Heredia, Alejandra Belén**, con cédulas de ciudadanía No. **1004742357, 2300313513, 1719065847, 1718095639 y 1720423241**, respectivamente, autorizamos a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar el trabajo de titulación: **“Modelación hidráulica del deflector de sedimentos de la presa Manduriacu”** en el Repositorio Institucional, cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra responsabilidad.

Sangolquí, 10 de septiembre del 2021.

Hernández García, Valeria Elizabeth
CC:1004742357

Moreira Pin, Josselyn Jessenia
CC:2300313513

Paredes Jumbo, Karol Yajaira
CC:1719065847

Reyes Osorio, Santiago Javier
CC:1718095639

Robles Heredia, Alejandra Belén
CC:1720423241

Dedicatoria

A mis abuelos, por su amor, ingenio, fuerza y convicción audaz, aunque nuestros caminos hayan sido, por fuerza, tan divergentes, ustedes están presentes dentro de mi corazón.

A mi madre, Rita García, mi ángel, por enseñarme que siempre hay motivos para dar las gracias e influir en mi transmutación, con admiración por su devoción y compromiso.

A mi padre, Armando Hernández, por enseñarme a ser la heroína de mi propia historia, con admiración por su astucia y agallas.

A mi hermano, José Armando, por llenar mis días de alegría e inspirarme para siempre dar lo mejor de mí.

Valeria Hernández García

A Dios, por las bendiciones y sabiduría que me brinda día a día, en especial, en mi caminar por la vida universitaria.

A mis padres, Juan y Letty, por ser el principal motor en mi vida, por su incondicional apoyo en todos los proyectos que me propongo, que sin duda han sido un éxito gracias a ellos, en general, por sus enseñanzas y amor.

A mis hermanas, Erika y Melany, por ser el motivo de mi felicidad, por su gran cariño y sustento.

A mis abuelitos, por enseñarme las cosas bellas de la vida, por su amor inquebrantable, y sus anécdotas inolvidables.

Josselyn Moreira Pin

A mis padres, es por ustedes he llegado a ser la persona que soy hoy en día y gracias a ustedes tuve el valor de alcanzar esta meta, me faltan palabras para agradecer el amor, confianza y paciencia que me han brindado incondicionalmente a lo largo de mi vida, gracias por creer siempre en mí.

A mis amigos, gracias por todo su apoyo, por compartir este camino conmigo y sobre todo gracias por los maravillosos momentos que hemos vivido.

A Anabel Vinuesa, te agradezco de todo corazón estar desde el momento que elegí esta carrera y por ser esa amiga incondicional que siempre logra iluminar mis días.

A Santiago Vargas, gracias por enseñarme que cualquier momento es mejor de tu mano y por la fuerza que me das cada día.

Karol Paredes Jumbo

Con cariño a José Reyes y Martha Osorio, mis padres, quienes son mi motor principal y que, sin duda, nada de esto sería posible sin su apoyo y esfuerzo.

Santiago Reyes Osorio

A Dios, por sus bendiciones que me han permitido culminar esta etapa académica, y por ser el creador de las personas que más amo: Mis padres Carlos y Mónica por su apoyo incondicional, mis hermanos Carlita y Carlos por su constante motivación y compañía durante este hermoso camino.

Alejandra Robles Heredia

Agradecimientos

A nuestras familias, que siempre creyeron en nosotros, por su amor y por ser el motivo principal de nuestro esfuerzo diario, esto no hubiera sido posible sin su apoyo.

A la Universidad de las Fuerzas Armadas “ESPE”, por acogernos, cultivando no solo nuestros conocimientos durante esta trascendental etapa de preparación profesional sino también nuestros sueños con coraje y fortaleza.

A nuestros docentes, con gratitud por sus largos años de devoción y compromiso, con admiración por su visión y con humildad ante su capacidad científica y académica.

A nuestros compañeros y amigos, que estuvieron presentes en este proceso, por su apoyo y motivación.

De manera especial, queremos agradecer por la confianza y apoyo al Ing. Marco Masabanda, Ph.D., y por su inspirado trabajo al Ing. Washington Sandoval, Ph.D., que, gracias a sus valiosos conocimientos, experiencias y sobre todo sus indiscutibles valores éticos, nos han guiado en la elaboración y culminación de este trabajo de integración curricular.

Valeria Hernández García

Josselyn Moreira Pin

Karol Paredes Jumbo

Santiago Reyes Osorio

Alejandra Robles Heredia

Tabla de Contenido

Certificación.....	3
Responsabilidad de autoría	4
Autorización de publicación	5
Dedicatoria	6
Agradecimientos.....	8
Tabla de Contenido	9
Índice de Tablas	14
Índice de Figuras.....	15
Resumen.....	20
Abstract.....	21
Capítulo 1	22
Planteamiento del problema	22
Antecedentes.....	23
Justificación e importancia	23
Objetivos.....	24
Objetivo general.....	24
Objetivos específicos	24
Metodología.....	25
Para el objetivo específico 1	25
Para el objetivo específico 2	25

	10
Para el objetivo específico 3	26
Capítulo 2.....	27
Generalidades de la central hidroeléctrica Manduriacu	27
Ubicación	27
Descripción de la central hidroeléctrica Manduriacu	28
Funcionamiento	33
Proceso de sedimentación.....	35
Sedimentación en los ríos.....	35
Sedimentación en los embalses.....	36
Patrones de los depósitos de sedimentos.....	37
Consecuencias de la sedimentación.....	39
Estrategias para el manejo de sedimentos.....	42
Flushing	42
Capítulo 3.....	44
Programa computacional IBER.....	44
Modelación hidráulica en IBER 2D.....	44
Ecuaciones	45
Información de entrada- Flujo uniforme y variable.....	52
Flujo uniforme	52
Flujo variable	53
Hidrograma.....	55

Preproceso	55
Modelamiento	56
Rugosidad	59
Condiciones de contorno	61
Condiciones en el tiempo.....	64
Dimensionamiento de la malla	66
Calcular	69
Postproceso.....	70
Calado [m]	71
Velocidad [m/s]	72
Tabla de Resultados.....	74
Comprobación de la descarga con HY-8.....	76
Datos de entrada	76
Resultados.....	77
Capítulo 4.....	80
Fundamentos teóricos	80
Base Teórica del HEC-RAS	81
Ecuaciones para el cálculo del perfil básico.....	82
Subdivisión de las secciones transversales	83
Evaluación de la carga de energía cinética media	84
Continuidad de flujo no permanente	85

Pérdidas por fricción	85
Coeficiente de Contracción y Expansión.....	85
Aplicaciones.....	86
Actividades para la ejecución.....	87
Geometría de la Zona de Estudio	87
Definición de los Parámetros de Diseño	88
Flujo Permanente.....	89
Modelación Hidráulica para Flujo Permanente.....	90
Evaluación de los resultados obtenidos Flujo Permanente	92
Flujo Variable.....	102
Ingreso de hidrograma para flujo variable	102
Modelación hidráulica flujo variable	103
Evaluación de los resultados obtenidos Flujo Variable.....	104
Capítulo 5.....	115
Fundamento.....	115
Propuesta de mejoramiento del deflector de sedimentos	115
Funcionamiento	119
Modelación Propuesta IBER	120
Preprocesamiento.....	120
Postprocesamiento	124
Modelación Propuesta HEC-RAS	129

Procesamiento.....	129
Condiciones para modelamiento.....	131
Resultados obtenidos para flujo permanente.	133
Resultados obtenidos para flujo variable.....	136
Capítulo 6.....	139
Resultados IBER.....	139
Comparación de resultados en la cota 469 msnm.....	139
Comparación de resultados con caudal constante	142
Resultados HEC-RAS.....	145
Comparación de resultados para flujo permanente	146
Comparación de resultados para flujo variable.	146
Capítulo 7.....	148
Conclusiones	148
Recomendaciones	149
Bibliografía	151
Anexos	158

Índice de Tablas

Tabla 1 <i>Hidrograma para datos de entrada</i>	55
Tabla 2 <i>Valores de coeficientes n para Manning</i>	59
Tabla 3 <i>Rugosidad</i>	60
Tabla 4 <i>Tabla de Resultados</i>	74
Tabla 5 <i>Resultados de calado y velocidades</i>	77
Tabla 6 <i>Coeficientes de contracción y expansión</i>	86
Tabla 7 <i>Velocidad obtenida para el caudal de diseño</i>	92
Tabla 8 <i>Velocidad obtenida para los orificios caudal de diseño</i>	93
Tabla 9 <i>Velocidad obtenida para el caudal de 40.12 m³/s</i>	93
Tabla 10 <i>Velocidad obtenida para los orificios caudal de 40.12 m³/s</i>	94
Tabla 11 <i>Velocidad obtenida para el caudal de 112.20 m³/s</i>	94
Tabla 12 <i>Velocidad obtenida para los orificios caudal de 112.20 m³/s</i>	95
Tabla 13 <i>Simbología del programa HEC-RAS</i>	95
Tabla 14 <i>Velocidades desarrolladas en la sección +321.00</i>	104
Tabla 15 <i>Velocidades desarrolladas en los orificios de entrada</i>	105
Tabla 16 <i>Velocidades desarrolladas en la sección</i>	106
Tabla 17 <i>Velocidades desarrolladas en el orificio de descarga</i>	107
Tabla 18 <i>Simbología de hidrogramas resultantes</i>	111
Tabla 19 <i>Tabla de resultados</i>	127
Tabla 20 <i>Velocidades desarrolladas en el canal principal</i>	135
Tabla 21 <i>Velocidad en el Orificio de Descarga</i>	135
Tabla 22 <i>Velocidades desarrolladas en el orificio de descarga</i>	138
Tabla 23 <i>Comparación de resultados en la cota 469 msnm</i>	141
Tabla 24 <i>Comparación de resultados con caudal constante</i>	144

Tabla 25 <i>Comparación de resultados para flujo permanente</i>	146
Tabla 26 <i>Resultados con el caudal de diseño</i>	147

Índice de Figuras

Figura 1 <i>Ubicación de la central hidroeléctrica Manduriacu</i>	27
Figura 2 <i>Sección transversal del muro del deflector</i>	31
Figura 3 <i>Vista frontal de los orificios en el muro deflector</i>	31
Figura 4 <i>Vista general del deflector de sedimentos</i>	33
Figura 5 <i>Situación del deflector previo a la operación del lavado</i>	35
Figura 6 <i>Proceso de sedimentación en los embalses</i>	37
Figura 7 <i>Tipos de patrones de depósitos de sedimentos</i>	38
Figura 8 <i>Vista área del río Guayllabamba en 1985</i>	41
Figura 9 <i>Vista aérea del río Guayllabamba en 2016</i>	41
Figura 10 <i>Proceso de remoción hidráulica de sedimentos</i>	43
Figura 11 <i>Ejemplos de Aplicación</i>	45
Figura 12 <i>Representación y Notaciones referentes al volumen finito</i>	46
Figura 13 <i>Fricción de pared</i>	50
Figura 14 <i>Condiciones de contorno abierto</i>	51
Figura 15 <i>Coeficientes para orificios y toberas</i>	53
Figura 16 <i>Modelo en 3D – AutoCAD</i>	56
Figura 17 <i>Configuración - importación de la geometría del sedimentador</i>	57
Figura 18 <i>Nube de puntos y líneas de la geometría importada en IBER</i>	57
Figura 19 <i>Geometría con superficies NURBS</i>	58
Figura 20 <i>Geometría con diferentes capas en cada superficie</i>	59
Figura 21 <i>Rugosidad en el modelo</i>	61

Figura 22 Configuración: condición de entrada del modelo	61
Figura 23 Hidrograma.....	62
Figura 24 Condición de entrada del modelo	62
Figura 25 Configuración: condición de salida del modelo	63
Figura 26 Condición de salida del modelo	63
Figura 27 Configuración: parámetros de tiempo	64
Figura 28 Configuración: general.....	65
Figura 29 Configuración: resultados	66
Figura 30 Configuración: dimensionamiento de la malla.....	67
Figura 31 Configuración: Entrar el tamaño para asignar a superficies	68
Figura 32 Malla.....	68
Figura 33 Geometría con la malla no estructurada y desagüe de fondo.	69
Figura 34 Procesamiento de datos	69
Figura 35 Calado, paso 500	71
Figura 36 Calado, paso 1600	71
Figura 37 Calado, paso 3000	72
Figura 38 Velocidad, paso 500.....	72
Figura 39 Velocidad, paso 1600.....	73
Figura 40 Velocidad, paso 3000.....	73
Figura 41 Curva de descarga	75
Figura 42 Parámetros de entrada introducidos en el programa HY-8	77
Figura 43 Alcantarilla con caudal de diseño de 147.91 m ³ /s.....	78
Figura 44 Alcantarilla con caudal de diseño de 40.12 m ³ /s	79
Figura 45 Diagrama.....	82
Figura 46 Subdivisión de las secciones transversales de HEC-RAS	84
Figura 47 Energía Cinética Media para una sección transversal.	85

Figura 48 <i>Vista Isométrica SE del deflector</i>	87
Figura 49 <i>Coeficiente de Contracción y Expansión del modelo.</i>	89
Figura 50 <i>Caudales para modelo con flujo permanente.</i>	90
Figura 51 <i>Plan de simulación para modelo de flujo permanente</i>	91
Figura 52 <i>Corrimiento Final del programa</i>	91
Figura 53 <i>Perfil longitudinal caudal: 147.91 m³/s.</i>	96
Figura 54 <i>Perfil longitudinal caudal: 40.12 m³/s.</i>	96
Figura 55 <i>Perfil longitudinal caudal: 112.20 m³/s.</i>	97
Figura 56 <i>Perfil transversal 1, para un caudal de 147.91 m³/s</i>	98
Figura 57 <i>Perfil transversal 2, para un caudal de 147.91 m³/s</i>	98
Figura 58 <i>Perfil transversal 3, para un caudal de 147.91 m³/s</i>	99
Figura 59 <i>Perfil transversal 4, para un caudal de 147.91 m³/s</i>	99
Figura 60 <i>Perfil transversal orificio descarga aguas abajo</i>	100
Figura 61 <i>Perfil transversal para un caudal de 112.20 m³/s</i>	101
Figura 62 <i>Gráfico de descarga del deflector</i>	101
Figura 63 <i>Hidrograma de inicio para modelo de flujo variable</i>	102
Figura 64 <i>Plan desarrollado para flujo variable</i>	103
Figura 65 <i>Análisis computacional del modelo de flujo variable</i>	103
Figura 66 <i>Perfil longitudinal del modelo de flujo variable</i>	108
Figura 67 <i>Perfiles transversales de los orificios de entrada del deflector</i>	109
Figura 68 <i>Perfil transversal sección +284.00m</i>	109
Figura 69 <i>Perfiles transversales sección +222.00m</i>	110
Figura 70 <i>Perfiles transversales del orificio de descarga del deflector</i>	110
Figura 71 <i>Hidrograma sección +321.00</i>	111
Figura 72 <i>Hidrograma de los orificios de entrada</i>	112
Figura 73 <i>Hidrograma sección +314.00</i>	112

Figura 74 <i>Hidrograma del orificio de descarga del deflector</i>	113
Figura 75 <i>Hidrograma sección +200.00</i>	113
Figura 76 <i>Curva de descarga del orificio de salida del deflector</i>	114
Figura 77 <i>Vista longitudinal del canal principal</i>	116
Figura 78 <i>Vista longitudinal y transversal de los canales secundarios</i>	117
Figura 79 <i>Canal de lavado</i>	118
Figura 80 <i>Protecciones de muros secundarios</i>	119
Figura 81 <i>Modelo 3D - AutoCAD</i>	120
Figura 82 <i>Geometría y superficies con diferentes capas</i>	121
Figura 83 <i>Condición sección de entrada</i>	122
Figura 84 <i>Hidrograma</i>	122
Figura 85 <i>Malla y desagüe de fondo</i>	123
Figura 86 <i>Procesamiento de datos</i>	123
Figura 87 <i>Calado, paso 1300</i>	124
Figura 88 <i>Calado, paso 1700</i>	125
Figura 89 <i>Calado, paso 4000</i>	125
Figura 90 <i>Velocidad, paso 1300</i>	126
Figura 91 <i>Velocidad, paso 1700</i>	126
Figura 92 <i>Velocidad, paso 4000</i>	127
Figura 93 <i>Curva de descarga</i>	129
Figura 94 <i>Modelo tridimensional de la propuesta de diseño</i>	130
Figura 95 <i>Geometría de la propuesta de diseño en HEC-RAS</i>	131
Figura 96 <i>Distribución de caudales</i>	132
Figura 97 <i>Análisis de flujo Variable</i>	132
Figura 98 <i>Perfil Longitudinal para flujo permanente</i>	133
Figura 99 <i>Perfiles transversales del canal principal</i>	134

Figura 100 <i>Perfiles transversales del orificio de descarga</i>	134
Figura 101 <i>Descarga flujo permanente</i>	136
Figura 102 <i>Perfil longitudinal para flujo Variable</i>	136
Figura 103 <i>Perfiles transversales aguas arriba del orificio de descarga</i>	137
Figura 104 <i>Perfiles transversales aguas abajo del orificio de descarga</i>	137
Figura 105 <i>Curva de descarga</i>	138
Figura 106 <i>Evolución de velocidades en el canal principal, paso 500</i>	139
Figura 107 <i>Evolución de velocidades en los canales secundarios, paso 500</i>	140
Figura 108 <i>Evolución de velocidades en el canal principal, paso 1300</i>	140
Figura 109 <i>Evolución de velocidades en los canales secundarios, paso 1300</i>	141
Figura 110 <i>Evolución de velocidades en el canal principal, paso 1600</i>	142
Figura 111 <i>Evolución de velocidades en los canales secundarios, paso 1600</i>	143
Figura 112 <i>Evolución de velocidades en el canal principal, paso 1700</i>	143
Figura 113 <i>Evolución de velocidades en los canales secundarios, paso 1700</i>	144
Figura 114 <i>Comparación de curva de descarga</i>	145

Resumen

Se analiza el diseño geométrico y la operación de lavado de sedimentos del deflector de la Central Hidroeléctrica Manduriacu, con el propósito de presentar una propuesta de rediseño para mejorar el funcionamiento mediante el análisis de modelaciones numéricas en softwares computacionales, con la finalidad de obtener los parámetros hidráulicos que permitan analizar la capacidad de arrastre de los sedimentos.

La Central Hidroeléctrica aprovecha las aguas del río Guayllabamba y genera 65MW de potencia máxima efectiva. Las aguas que abastecen al proyecto transportan los sedimentos de los ríos San Pedro, Chiche y Machángara, por lo tanto, una gran cantidad de sólidos llega al embalse y, a su vez, el deflector de sedimentos presenta una problemática que no permite, con la actual estructura, el lavado continuo del mismo.

La modelación numérica se realizó con los softwares IBER y HEC RAS, en los cuales se introdujo la geometría actual del sedimentador, considerando las condiciones de contorno, rugosidad y pendientes en cada canal, obteniendo como resultados las velocidades y calados en puntos estratégicos del deflector. De esta modelación se concluyó que la geometría actual no es la más eficiente por las singularidades que presenta. Es por ello, se propone un mejoramiento de la geometría que permita aplicar correctamente la metodología de flushing (lavado hidráulico de sedimentos). Como resultado del modelamiento se obtuvo que mejora considerablemente el funcionamiento y permite el lavado de sedimentos con mayor frecuencia, lo que, a su vez, disminuye el impacto ambiental de los lavados.

Palabras clave:

- **MODELACIÓN CON IBER**
- **MODELACIÓN CON HEC RAS**
- **LAVADO DE SEDIMENTOS**

Abstract

The geometric design and sediment washing operation of the deflector of the Manduriacu hydroelectric power plant are analyzed. A redesign proposal is presented to improve the operation of the sediment trap through the analysis of numerical modelling in computer software, in order to obtain the hydraulic parameters that allow the analysis of the sediment dragging capacity.

The hydroelectric power plant harnesses the waters of the Guayllabamba river and generates 65MW of maximum effective power. The waters supplying the project carry sediment from the San Pedro, Chiche and Machángara rivers. Therefore, a large amount of solids reaches the reservoir and, in turn, the sediment deflector presents a problem that does not allow, with the current structure, the continuous flushing of the reservoir.

The numerical modelling was carried out with the IBER and HEC RAS software, in which the current geometry of the sediment trap was introduced, considering the boundary conditions, roughness and slopes in each channel, obtaining as results the velocities and draughts at strategic points of the deflector. From this modelling, it was concluded that the current geometry is not the most efficient due to the singularities it presents. Thus, an improvement of the geometry is proposed to allow the correct application of the flushing methodology (hydraulic flushing of sediments). As a result of the modelling, it was obtained that it considerably improves the operation and allows more frequent flushing of sediments, which, in turn, reduces the environmental impact of flushing.

Keywords:

- **MODELING WITH IBER**
- **MODELING WITH HEC RAS**
- **WASHING OF SEDIMENTS**

Capítulo 1

Problema

Planteamiento del problema

El 19 de marzo del 2015, como una de las obras emblemáticas del denominado “Cambio de la matriz energética” en el Ecuador, se inauguró la Central Hidroeléctrica Manduriacu, la cual aprovecha las aguas del río Guayllabamba y genera 65MW de potencia máxima efectiva, la energía producida aporta al Sistema Nacional Interconectado favoreciendo a más de 10000 habitantes directamente (Ministerio de Energía y Recursos Naturales no Renovables).

Ubicada en el límite provincial entre Imbabura y Pichincha, en el emplazamiento de la hidroeléctrica la precipitación media anual es de 3410mm, la humedad relativa 90% y la temperatura media anual es de 23.5°C (W. Sandoval Erazo, 2019). Teniendo en cuenta que se encuentra situada en la parte baja de la cuenca del río Guayllabamba, las aguas que abastecen al proyecto transportan los sedimentos de los ríos San Pedro, Chiche y Machángara (CELEC EP, 2020).

Los sedimentos que se acumulan en el embalse de la Central Manduriacu llegan a los 3 millones de metros cúbicos anuales (CELEC EP, 2019). Para poder evacuar los sólidos es necesario detener las operaciones de la central y hacer un lavado que transporte a las partículas aguas abajo. Como consecuencia, en las poblaciones de Esmeraldas y Quinindé, se ha observado la afectación directa al ecosistema acuático causando la disminución de la biodiversidad, adicionalmente, el estado del agua no es apta para consumo humano o agrícola (Bonilla, 2019).

A pesar que a finales del 2018 se instauró una Mesa Técnica Interinstitucional con el fin de establecer una metodología para llevar a cabo acciones de control y

monitoreo, antes, durante y después del lavado, las poblaciones aún se ven afectadas por dicha problemática (Ministerio de Ambiente, 2020).

Antecedentes

En un informe realizado por Jácome Sánchez et al. (2015), se evidenció que actualmente los sedimentos se depositan en el entorno de la toma de la central, lo que pone en riesgo la protección de las turbinas de la central y no permite la auto limpieza de los elementos del deflector.

El estudio sedimentológico del embalse de la Central Hidroeléctrica Manduriacu, plantea que el parámetro crítico para el proyecto es el volumen de sedimentos que son arrastrados por el río Guayllabamba, los cuales reducen el volumen útil del embalse. El diseño del sistema de lavado de sedimentos existe una falla ya que para realizar este proceso es necesario descargar en su totalidad el agua de la presa en varias ocasiones durante el período de tiempo mayor a una semana. Se conoce que, a través de los estudios de batimetría se determinó que en el transcurso de un año se acumulan en el embalse 4 899 263 m³ de sedimento, lo que representa al 59.1% del volumen total del embalse (W Sandoval-Erao et al., 2018).

Justificación e importancia

La situación actual del proyecto evidencia que existe una inadecuada evacuación de los sólidos en el embalse, dicha condición se agrava en la zona del deflector de sedimentos, poniendo en riesgo a las turbinas de la central y por lo tanto a la generación de energía eléctrica para todo el país.

El lavado de los sólidos acumulados que se realiza de forma periódica, causa un fuerte impacto ambiental a las poblaciones que habitan aguas abajo de la central hidroeléctrica, además esta operación requiere la detención total de la producción energética en el período de limpieza.

Cuando las centrales hidroeléctricas del país pertenecientes a la vertiente amazónica entran en período de estiaje, Manduriacu, debido a su ubicación geográfica, debe funcionar en su máxima capacidad (Ministerio de Energía y Recursos Naturales no Renovables, 2021b), por ello, un diseño óptimo del deflector de sedimentos es importante para que se realicen lavados continuos, evitando que el sedimento se acumule en grandes volúmenes, y de esta forma, no se detengan las operaciones de la hidroeléctrica (Sandoval-Erazo et al., 2018).

El cálculo manual del comportamiento hidráulico de estas estructuras resulta una tarea que requiere de mucho tiempo y rigurosidad, además es muy fácil que un pequeño error genere resultados incorrectos. Es por lo que los diferentes softwares computacionales como por ejemplo IBER y HEC-RAS se presentan como la mejor opción para el modelamiento numérico de obras hidrotécnicas.

Objetivos

Objetivo general

- Analizar el diseño geométrico y el funcionamiento del deflector de sedimentos de la Central Hidroeléctrica Manduriacu mediante modelaciones numéricas en softwares computacionales.

Objetivos específicos

- Analizar teóricamente el comportamiento hidráulico de la geometría del deflector de sedimentos y proponer una alternativa de mejoramiento para la geometría actual.
- Modelar el comportamiento hidráulico del deflector de sedimentos mediante el software libre IBER y analizar los resultados.

- Modelar el comportamiento hidráulico del deflector de sedimentos mediante el software libre HEC RAS y analizar los resultados.

Metodología

Para lograr los resultados esperados es preciso realizar una propuesta metodológica la cual sirva de guía, por lo cual se sigue la siguiente metodología para cada objetivo específico.

Para el objetivo específico 1

- Analizar los componentes de la central hidroeléctrica Manduriacu y su comportamiento actual.
 - Levantar la información en AutoCAD del diseño del deflector de la central hidroeléctrica Manduriacu.
- Realizar una propuesta de mejoramiento a la geometría del deflector de sedimentos aplicando la metodología de flushing y crear los planos correspondientes.
 - Analizar el método de lavado de sedimentos en embalses, específicamente del método de limpieza por lavado hidráulico con vaciado (flushing).
 - Conclusiones y recomendaciones en base a los resultados obtenidos.

Para el objetivo específico 2

- Desarrollar la modelación hidráulica bidimensional del deflector de sedimentos de la presa Manduriacu mediante el software libre IBER para identificar la eficiencia de arrastre de sedimentos y análisis de la mejora.
 - El software libre IBER fundamentos, alcances y restricciones.
 - Base de datos e ingreso de los datos al programa.

- Verificación de la información ingresada.
- Simulación Hidráulica del deflector de sedimentos actual en 2D, y propuesta de mejora.
- Analizar la modelación numérica hidráulica del deflector de sedimentos mediante el reporte de resultados para establecer los efectos de su operatividad.
 - Resultados y herramientas de reporte.
 - Análisis de resultados.
 - Conclusiones y recomendaciones en base a los resultados de la simulación.

Para el objetivo específico 3

- Realizar la modelación hidráulica unidimensional de la geometría actual y propuesta de mejora del deflector de sedimentos de Manduriacu mediante el software HEC-RAS.
 - Fundamentos teóricos del software.
 - Ingreso de datos geométricos e hidráulicos.
 - Base de datos de simulación de inicio de la modelación.
 - Ejecución de la simulación.
 - Análisis de resultados obtenidos del modelo actual y propuesta de mejora.
 - Conclusiones y recomendaciones de resultados de la simulación.

Capítulo 2

Generalidades

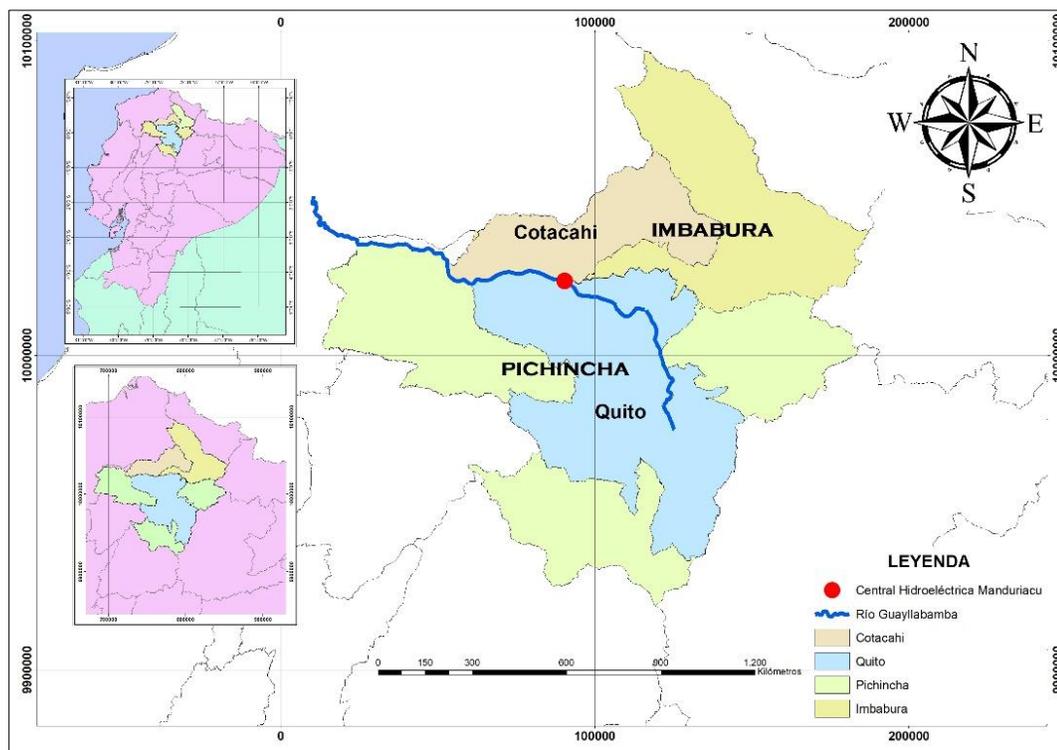
Generalidades de la central hidroeléctrica Manduriacu

Ubicación

La central hidroeléctrica Manduriacu se encuentra ubicada entre las provincias de Pichincha e Imbabura, en las parroquias de Pacto (Cantón Quito) y García Moreno (Cantón Cotacachi). Su acceso principal está en la vía Calacalí – La Independencia, desde el kilómetro 104, a través de las poblaciones de Pachijal y Guayabillas hasta llegar a Cielo Verde (CELEC EP, 2015).

Figura 1

Ubicación de la central hidroeléctrica Manduriacu



Nota. En la figura se muestra el mapa de la ubicación de la central hidroeléctrica Manduriacu.

Manduriacu está situado en la parte baja de la cuenca del río Guayllabamba, aguas arriba de los ríos Tortugo, Tigre y Llurimaguas, los cuales junto a otros ríos dan origen al río Esmeraldas (Contraloría General del Estado, 2014).

La central hidroeléctrica pertenece a la cuenca del Pacífico (Ministerio de Energía y Recursos Naturales no Renovables, 2021b). Sus afluentes son los ríos San Pedro, Pisque y Pita, que a su vez reciben el agua de los ríos Pedregal, Chiche, Guambi y Machángara (Prefectura de Pichincha, 2017).

Descripción de la central hidroeléctrica Manduriacu

La central hidroeléctrica Manduriacu es una presa de hormigón a gravedad, tiene una potencia de 65MW que genera aprovechando un caudal medio anual de 168.9 m³/s proveniente del río Guayllabamba (W. Sandoval Erazo, 2019).

A continuación, se detallan sus principales componentes y características:

Casa de máquinas.

La casa de máquinas consiste en una estructura de varios pisos de hormigón, los niveles construidos son el piso de generadores, piso de turbinas y piso de distribuidores. Además, existe una superestructura sobre la que se ubica el puente grúa que sostiene la cubierta, los equipos auxiliares y los equipos principales de generación, es decir, las dos turbinas Kaplan de 30 MW cada una (Contraloría General del Estado, 2014).

Subestación.

La subestación es un conjunto de estructuras mecánicas, sobre las que se realiza el montaje de los equipos eléctricos, son utilizadas para establecer los niveles de tensión, permitiendo al mismo tiempo que la energía eléctrica sea transportada y

distribuida. En el caso de Manduriacu la subestación es de tipo convencional a cielo abierto (Contraloría General del Estado, 2014).

Equipamiento.

- Equipamiento mecánico: Consiste en dos turbinas de eje vertical tipo Kaplan de 30MW de potencia nominal, sistemas auxiliares, puente grúa y sistema de regulación. Cada turbina necesita de 105 m³/s como caudal de generación, tiene una velocidad de rotación de 200 rpm y una altura neta nominal de 33.7 m (Contraloría General del Estado, 2014).
- Equipamiento hidromecánico: Conformado por la obra de descarga, obra de captación, vertederos de excesos y desagües de fondo (Contraloría General del Estado, 2014).
- Equipamiento eléctrico: Consiste en dos transformadores principales de 40 MVA, dos generadores de 36 MVA, equipos de media tensión y de maniobra, sistemas de protecciones, medición y auxiliares, además del sistema de telecomunicaciones (Contraloría General del Estado, 2014).

Túnel de desvío.

El túnel de desvío se encuentra ubicado en el margen izquierdo del río tiene una longitud de 358 metros, una sección de 143 m² y su capacidad de 1 230 m³/s lo que corresponde a una crecida de 50 años de período de retorno (Contraloría General del Estado, 2014).

Obras anexas a la presa.

Consiste en dos vertederos de excesos, los cuales cuentan con dos vanos y dos desagües de fondo cada uno. Adicional cuentan con dos tomas de captación que se

encuentran en el margen derecho del río, en el cuerpo de la presa y con dos tuberías de presión con un diámetro de 5 m (Contraloría General del Estado, 2014).

Embalse.

De acuerdo a (Contraloría General del Estado, 2014) las características del embalse son las siguientes:

- Capacidad máxima: 10.2 hm³.
- Área de espejo de aguas: 80.9 ha.
- Nivel máximo extraordinario: 493.80 msnm.
- Nivel normal de operación: 492.50 msnm.
- Nivel mínimo normal de operación: 489.40 msnm.
- Nivel mínimo extraordinario: 479.30 msnm.

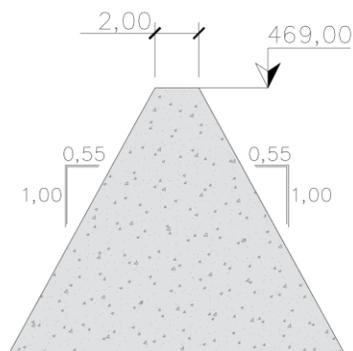
Deflector de sedimentos.

El deflector de sedimentos es la estructura que conforma una zona sobre la cual se depositan los sedimentos más finos, que podrán ser removidos durante las operaciones de limpieza o purga. En el presente trabajo se hará especial énfasis en el deflector de sedimentos, por lo que a continuación se detallan los elementos que lo componen de acuerdo a lo descrito por (Jácome Sánchez et al., 2015):

- Muros del deflector: El muro de hormigón encierra el espacio donde se ubican las entradas a la central y donde se deposita el material fino para que pueda ser arrastrado y limpiado. Su cota superior es de 469.00 msnm, tiene una longitud de 152.74 m, en ambos lados del muro el terraplén es de 0.55H:1.00V tal como se muestra en la figura 2.

Figura 2

Sección transversal del muro del deflector

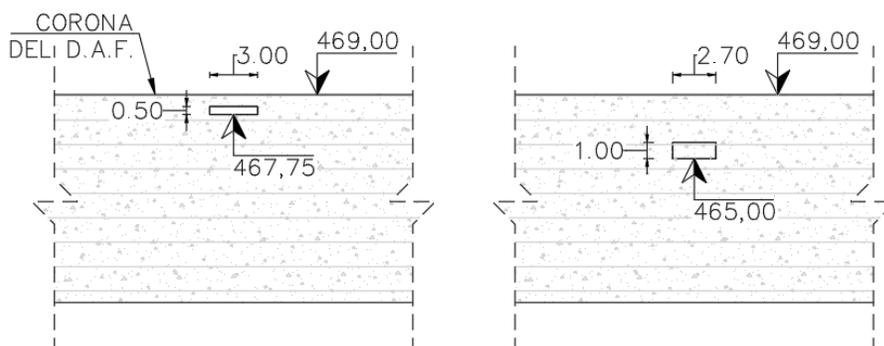


Nota. Se muestra la vista transversal del deflector, indicando su cota superior y la inclinación de sus lados.

- Orificios rectangulares en el muro del deflector: Permiten la entrada de agua al deflector, los cuatro canales secundarios cuentan con un orificio de 3 m de ancho y 0.50 m de alto, su nivel inferior se ubica en la cota 467.75 msnm; en el canal principal el orificio mide 2.7 m de ancho y 1 m de altura, siendo su cota inferior 465 msnm. En la figura 3 se puede observar los orificios descritos.

Figura 3

Vista frontal de los orificios en el muro deflector

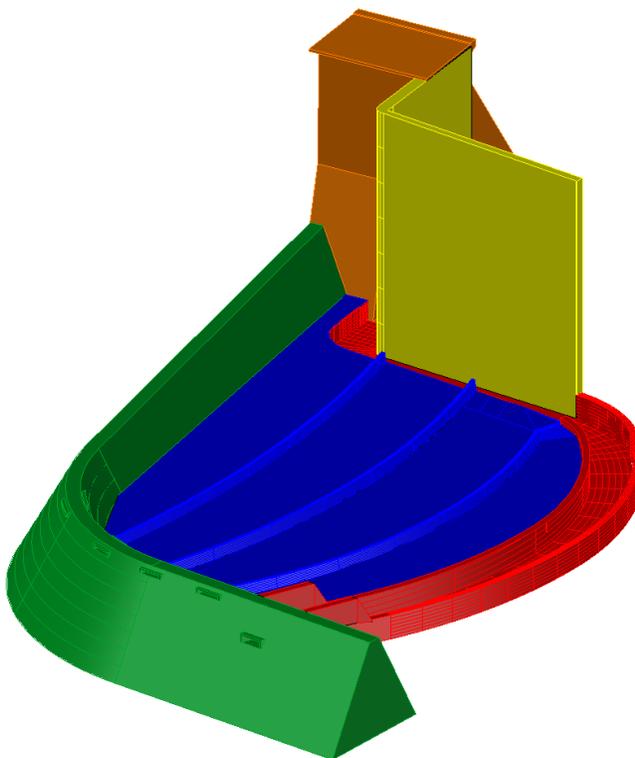


Nota. Se muestra la vista frontal de los orificios en el muro de deflector, a la izquierda se encuentra el esquema de los canales secundarios y a la derecha el orificio del canal principal.

- Canal principal: Este canal tiene una longitud de 143 m, paredes de 1 m de ancho y una pendiente del 3%, se encuentra ubicado en el margen derecho del deflector y lo recorre longitudinalmente hasta el cuerpo de la presa donde gira hacia la izquierda hasta las tomas de la central hidroeléctrica. Sus dimensiones son 6 m de ancho y 3.50 m de calado, cuenta con una sección rectangular y cajones verticales.
- Canales secundarios: Recorren de forma longitudinal al deflector, desde el pie del muro del deflector hasta desembocar en el canal principal, estos cuatro canales cuentan con paredes de sección trapezoidal, las cuales tienen 1.5m de altura y miden 1 m de ancho en su parte inferior y 0.50 m en la parte superior.
- Galería de salida del deflector: Cuenta con una sección rectangular de 4.50 m de ancho y 4.00 m de altura, a lo largo de sus 74 m de largo atraviesa el cuerpo de la presa, comunicando la sección de salida del canal del deflector al cauce del río. Su nivel en la entrada es de 458 msnm, mientras que a la salida es de 455.60 msnm.

Figura 4

Vista general del deflector de sedimentos



Nota. En la figura se puede observar de forma general los elementos del deflector de sedimentos. De color verde se encuentran los muros del deflector, de color rojo el canal principal y de color azul los canales secundarios.

Funcionamiento

Durante el funcionamiento de la central hidroeléctrica Manduriacu, se considera la cota de agua de 492.50 msnm, es decir el nivel normal de operación, esto es, por encima del deflector de sedimentos y próximo a la coronación de la presa. En dicha condición, la velocidad al interior de la galería es de 21 m/s y el caudal de desaguado es de 377 m³/s (Jácome Sánchez et al., 2015).

En su artículo Jácome Sánchez et al. (2015) describen la operación de lavado de la siguiente manera:

1. Al abrir los desagües de fondo, el nivel de agua desciende desde el nivel normal de operación (492.50 msnm) hasta el nivel máximo del muro del deflector (469.00 msnm).
2. En el interior del deflector, se abre la compuerta radial del desagüe de fondo secundario, con el objetivo de drenar el vaso y el interior del deflector.
3. Una vez que el interior del deflector y el embalse están drenados, se abre completamente la compuerta radial del desagüe secundario y al mismo tiempo se inicia el cierre de los desagües de fondo del embalse, lo que desciende el nivel del agua hasta los 467.75 msnm.
4. Después de que el agua llega a 467.75 msnm, ingresa al deflector únicamente por el orificio del canal principal, alcanzando un caudal de 15 m³/s con velocidades de 3 m/s. Después de unas horas, los orificios de los canales secundarios también comienzan a operar y en el interior del deflector se alcanza nuevamente la cota de 469.00 msnm. La corriente del agua se desplaza generando turbulencia desde los canales secundarios hasta el canal principal y posteriormente hacia la galería.
5. Por último, nuevamente se disminuye el nivel del agua hasta los 467.75 msnm, hasta que se complete el lavado del deflector.

Como indican W Sandoval-Eraza et al. (2018) un diseño óptimo del deflector de sedimentos permitiría que se realicen lavados continuos de tal forma que no se acumulen los sedimentos en grandes cantidades, sin embargo, la geometría actual genera dicha acumulación como se puede observar en la figura 5, asimismo se requiere que el proceso previamente descrito se realice reiteradamente a lo largo de más de una semana. De acuerdo a información brindada por el personal que trabaja en la central hidroeléctrica, existen sedimentos que no se desplazan al ejecutar la operación de lavado si no que es necesario retirarlos de forma manual, adicionalmente la

hiperconcentración de sedimentos en el flujo en el período de lavado provoca pérdidas en la producción de energía eléctrica y causa la muerte de las especies acuáticas que habitan aguas abajo de la presa.

Figura 5

Situación del deflector previo a la operación del lavado



Nota. En la imagen se puede observar que el deflector de sedimentos se llena casi en su totalidad antes de la operación de lavado. Tomado de *Cálculo bidimensional de un deflector de arrastre de fondo para la presa de Manduriacu, Ecuador*, por Jácome Sánchez et al., 2015.

Proceso de sedimentación

Sedimentación en los ríos

Los sedimentos son las partículas que proceden de suelos o rocas, son transportadas por el viento y el agua, y tienen como destino los propios cauces de los ríos, las lagunas, los lagos y los mares (Moreno Avalos, 2012).

El transporte de sedimentos se define como un proceso continuo en los ríos, sus efectos se pueden observar en los cambios de contorno en playas y costas, la migración de los ríos, formación y destrucción de islas y bordos. La deposición de las

partículas crea y modifica constantemente los paisajes y la forma de los ríos. De manera general, las partículas más pequeñas como los limos y arcillas se encuentran en suspensión, mientras que las partículas mayores de arena y grava se desplazan en una capa delgada cercana al fondo del río (Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, 2014).

Sedimentación en los embalses

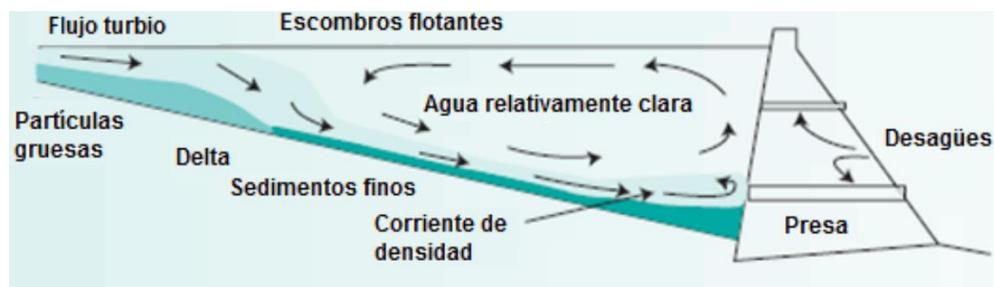
Los embalses son cuerpos de agua que interrumpen el curso natural de los ríos, la cola de los embalses tiene semejanza con los ríos mientras que la zona más cercana a la presa es similar a un lago. Constan de tres zonas, las cuales son: zona fluvial o cola, la cual corresponde a una ampliación del canal del río; zona de transición, donde se combinan las condiciones de un río y un lago; y la zona de cabeza o lacustre; donde el flujo es mucho menor con respecto al volumen embalsado (Sánchez Blum, 2014). En el caso de Manduriacu el deflector de sedimentos se encuentra en la zona de cabeza.

Al construir un embalse, el cauce de un río pierde su balance en lo que se refiere a la cantidad de sedimentos entrantes y salientes, debido a una alta eficiencia de retención de sedimentos y a la presencia de velocidades de flujo extremadamente bajas (Flores Sotomayor, 2016).

Cuando el agua entra al embalse, la velocidad de flujo disminuye, lo que permite el asentamiento de los sedimentos. Las partículas más gruesas se depositan en el extremo aguas arriba del embalse, mientras que las más finas continúan su desplazamiento hasta las zonas más cercanas a la presa donde se decantan en el fondo del embalse (Flores Sotomayor, 2016). En el presente trabajo, las partículas finas se depositan específicamente en el deflector de sedimentos. En la figura 6 se puede observar el proceso de sedimentación en los embalses.

Figura 6

Proceso de sedimentación en los embalses



Nota. La figura muestra un esquema del comportamiento del agua y los sedimentos en un embalse. Tomado de *Manejo sustentable de sedimentos en embalses* (p.14) por Flores Sotomayor, 2016.

Patrones de los depósitos de sedimentos

El estudio del patrón de sedimentación de un embalse permite obtener información para predecir los procesos de deposición y distribución de sedimentos, además de pronosticar qué problemas tendrá el embalse a causa de los mismos y cuándo se presentarán (Nole Alarcón, 2019).

De acuerdo con Flores Sotomayor (2016) los procesos de sedimentación dentro de los embalses son los siguientes:

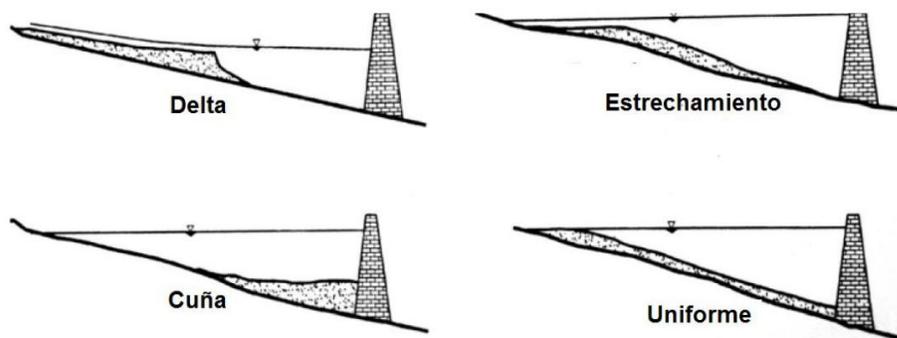
- Transporte de material grueso como transporte de fondo en la llanura del delta.
- Transporte de finos mediante corrientes de densidad.
- Transporte de finos como un flujo no estratificado.

Flores Sotomayor (2016) describe cuatro tipos básicos de patrones que dependen de la geometría del embalse, las características de los sedimentos, las descargas y la operación del embalse, los cuales se pueden observar en la figura 7, y se detallan a continuación:

- Depósitos delta: Contiene los sedimentos más gruesos, los cuales se depositan en la zona de entrada rápidamente. También pueden contener una fracción de sedimento fino.
- Depósitos en forma de cuña: Se caracterizan por aumentar su grosor a medida que el flujo se acerca a la presa.
- Estrechamiento del depósito: A medida que se avanza hacia la presa, el espesor del depósito disminuye, esto se presenta en embalses con un nivel de agua alto.
- Depósito uniforme: Si existe una fluctuación frecuente en los niveles del agua junto a una reducida cantidad de sedimentos finos se pueden dar origen a un depósito uniforme.

Figura 7

Tipos de patrones de depósitos de sedimentos



Nota. En la figura se puede observar un corte longitudinal de los diferentes tipos patrones de depósitos de sedimentos. Tomado de *Reservoir Sedimentation Handbook*, por Morris y Fan, 2010.

Conforme al estudio sedimentológico del embalse de Manduriacu realizado por (W Sandoval-Eraza et al., 2018), se puede establecer que en el embalse existe un patrón de delta, sin embargo, por tratarse de una central hidroeléctrica los sedimentos

que se encuentran cercanos a la toma de la central son potencialmente peligrosos para el funcionamiento de la misma.

Consecuencias de la sedimentación

La construcción de presas, o embalses, pueden implicar complejos impactos en la cuenca hidrográfica, estos impactos ecológicos se dan tanto aguas abajo como aguas arriba del embalse. Es por ello que un manejo adecuado de los sedimentos es fundamental para ofrecer un servicio sostenible (Morris y Fan, 2010). A continuación, se detalla las principales consecuencias de la sedimentación:

Consecuencias de la sedimentación aguas arriba.

Las consecuencias que se relacionan con lo estudiado en el presente trabajo son:

- Pérdida de almacenamiento: Se refiere a la disminución de la capacidad de almacenamiento de los embalses causada por la acumulación de sedimentos (Morris y Fan, 2010).
- Sobreelevación del fondo: Incrementa la inundación de la infraestructura, la salinización del suelo, niveles freáticos y la degradación del canal aguas arriba (Gómez Dávila, 2019).
- Amenaza sísmica: Los depósitos de sedimentos pueden incrementar la fuerza del sismo contra la estructura, además de generar licuación que afecte a los conductos que se encuentren abiertos (Flores Sotomayor, 2016).
- Abrasión: La abrasión es un fenómeno que afecta a las obras de toma, vertederos y compuertas, en el caso de las plantas hidroeléctricas, los sedimentos mayores a 0.1 mm aceleran la erosión de las turbinas (Flores Sotomayor, 2016).

- Pérdida de energía: La acumulación de sedimentos en el delta, tiende a elevar el nivel de agua, lo que reduce el cabezal de potencia disponible e incluso puede llegar a inundar la central eléctrica. La pérdida de almacenamiento ya mencionada, anula la capacidad de capturar flujos altos para la generación de energía (Morris y Fan, 2010).
- Tomas y desagües: Los sedimentos pueden bloquear las compuertas que no hayan sido diseñadas para el paso de sedimentos, también se pueden obstruir los desagües y las obras de toma que estén en los niveles bajos de la presa (Flores Sotomayor, 2016).

Adicionalmente, se pueden presentar problemáticas relacionadas a la ecología, erosión de la ribera, deslizamientos de tierra, contaminación del aire, navegación y cavitación.

Consecuencias de la sedimentación aguas abajo.

Al interrumpir el flujo de un río con una presa, se divide el proceso de transporte y sedimentación del río, debido a que el agua que la presa libera genera erosión del cauce del río, produciendo así, un descenso en el mismo. Además, la población que habite aguas abajo se ve expuesta a la falla de la estructura y sus fatales consecuencias, adicionalmente, como los caudales de crecida se reducen, las poblaciones tienen a ocupar espacios más cercanos a los cauces (Sánchez Blum, 2014).

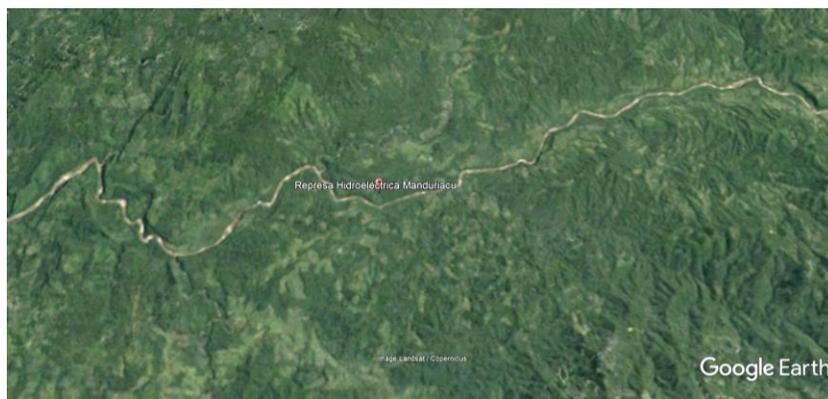
Al referirnos a Manduriacu ya se han evidenciado problemas de tipo ambiental aguas abajo de la presa, dichas problemáticas se agravan al realizar las operaciones de lavado en la central hidroeléctrica, ya que los sedimentos acumulados son liberados repentinamente, lo que afecta gravemente a la vida acuática aguas abajo y en especial a aquellas personas que necesitan del río para trabajar. Otro ejemplo de esta

problemática es que las plantas de tratamiento de agua potable no pueden depurar el agua con los sedimentos, por lo que debe cerrar sus captaciones y dejar de brindar su servicio a la comunidad (Ministerio de Ambiente, 2020).

En las siguientes figuras se pueden observar cómo ha cambiado el cauce del río Guayllabamba después de la construcción de la central hidroeléctrica Manduriacu:

Figura 8

Vista aérea del río Guayllabamba en 1985



Nota. Utilizando las fotografías históricas del software Google Earth se presenta el estado del río Guayllabamba, previo a la construcción de Manduriacu.

Figura 9

Vista aérea del río Guayllabamba en 2016



Nota. En la figura se presenta el estado actual del río Guayllabamba donde se puede observar el embalse y la modificación de su cauce.

Estrategias para el manejo de sedimentos

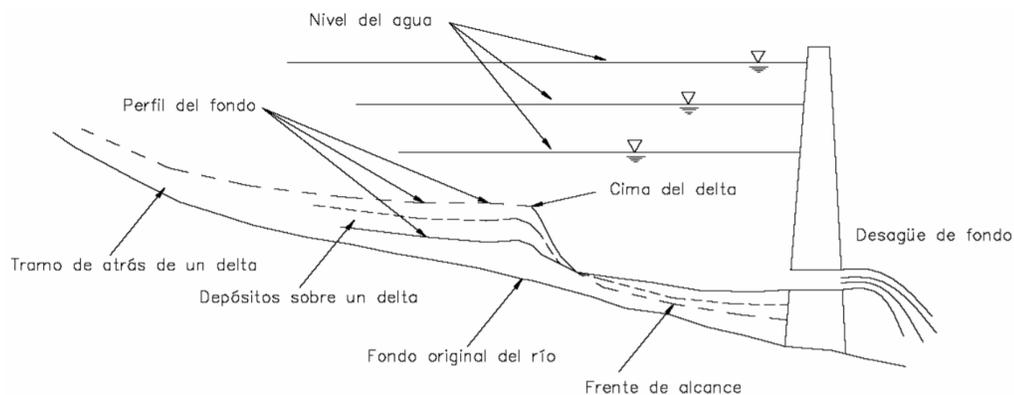
De acuerdo a Flores Sotomayor (2016) las técnicas de evacuación de sedimentos de un embalse son:

- Flushing
- Sluicing
- Desfogue de corriente de densidad
- Remoción mecánica
 - Dragado
 - Excavación en seco
 - Hidrosucción

A pesar de la variedad de métodos existentes, el presente trabajo se enfoca en la técnica de flushing por ser una solución directa para la acumulación de sedimentos que se presenta actualmente en Manduriacu. De igual manera, la técnica presenta diferentes ventajas como que puede aplicarse en cualquier tipo de embalse, no requiere de dispositivos extra o energía externa y su aplicación requiere de mínimos recursos (Sánchez Blum, 2014).

Flushing

También llamada remoción hidráulica, es una técnica que implica remover los sedimentos de los embalses aprovechando la fuerza erosiva del agua, la cual socava los depósitos y después los transporta a través del cuerpo del embalse para que puedan ser evacuados cuando las compuertas o desagües sean abiertos como se muestra en la siguiente figura (Sánchez Blum, 2014).

Figura 10*Proceso de remoción hidráulica de sedimentos*

Nota. En la figura se presenta un esquema del proceso de flushing o remoción hidráulica de sedimentos. Tomado de *Optimización de la succión de sólidos sumergidos utilizando bombas centrífugas con velocidad variable*, por Moreno Avalos, 2012.

En un embalse, la erosión de los sedimentos acumulados puede ser progresiva o retrogresiva, en el primer caso, la erosión inicia en el final de un tramo aguas arriba y avanza hacia la presa socavando los depósitos de sedimentos, mientras que en el segundo caso transcurre en la dirección opuesta y genera una erosión más fuerte y a gran escala (García Camacho, 2005).

Capítulo 3

Modelación en IBER

Programa computacional IBER

Modelación hidráulica en IBER 2D

Con el paso del tiempo y el avance de la tecnología, la modelación ha evolucionado dentro del campo de la hidráulica, donde actualmente los conceptos han sido aplicados en modelos en tamaño real (Barrera Ochoa, 2020).

IBER permite la resolución de las ecuaciones de la hidrodinámica, la turbulencia y el transporte de sedimentos con esquemas explícitos descentrados, de esta manera permite una solución eficaz para el cálculo de flujos discontinuos (resaltos hidráulicos, frentes de onda), pero sin impedir la capacidad ni precisión en zonas con soluciones más suaves tal como es el flujo en un estuario. Los esquemas numéricos utilizados se integran en una potente interfaz de preproceso y postproceso como es GiD, formando el conjunto una herramienta efectiva para dar respuesta a los requerimientos actuales, en cuanto a modelización numérica de procesos fluviales, de la legislación española (Bladé et al., 2014).

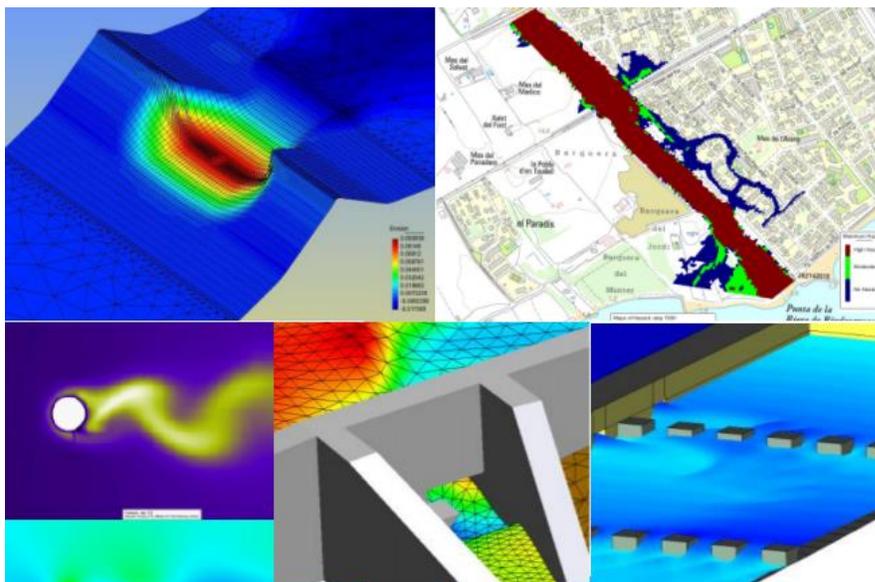
Las características de los esquemas numéricos utilizados en IBER (Iberaulla, 2021) son las siguientes:

- Esquemas conservadores de volumen finito.
- Esquema de Roe de ceñida de alta resolución para resolver las ecuaciones de aguas poco profundas.
- Capacidad para resolver flujos subcríticos y supercríticos y cambios en el régimen de flujo.
- Mallas no estructuradas formadas por elementos de 3 o 4 caras.

- Tratamiento conservador de frentes húmedo-seco.
- Esquema explícito en el tiempo.

Figura 11

Ejemplos de Aplicación.



Nota. El software nos permite construir diferentes modelamientos como: Rotura de presas, evaluación de riesgos de inundaciones, flujos turbulentos, entre otros. Tomado de *Pre- and Post-processing*, por Iberaula, 2021 y *Advanced course of IBER*, por Ibercursos, 2021.

Ecuaciones

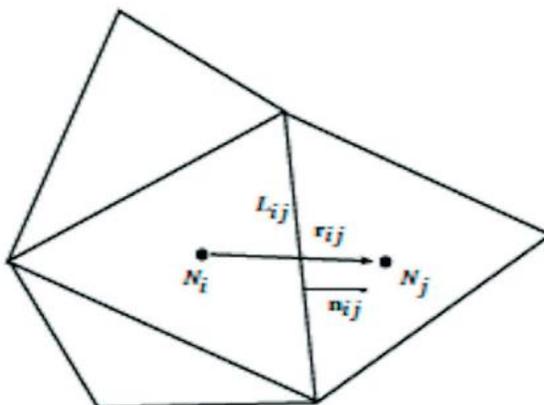
Condiciones hidrodinámicas.

IBER cuenta con un motor numérico cuyo código FORTRAN F90 (López Gómez y Rebollo Cillán, 2018), que permite la resolución por medio de las ecuaciones de Navier Stokes 2D integradas en profundidad para aguas poco profundas, distinguidas como de Saint Venant o ecuaciones en aguas someras 2D, con ecuaciones de cierre turbulento y en régimen variable. Para solucionar estas ecuaciones utiliza el método numérico de los volúmenes finitos tipo celda, determinados por medio de elementos,

como cuadrados o triángulos, envolviendo la superficie original en función de una estructura simple o compleja, los valores de las diferentes variables son almacenados en el centro de la celda (Godlewski y Raviart, 1996).

Figura 12

Representación y Notaciones referentes al volumen finito.



Nota. El baricentro de cada celda cuenta con diferentes elementos como: Nodos N_i , N_j ; fronteras de celda L_{ij} ; vector formado entre nodos r_{ij} y el vector normal unitario n_{ij} .

Tomado de *Simulación numérica de inundaciones en Villahermosa México usando el código IBER* (p. 203) por González-Aguirre et al., 2016.

IBER aprovecha el esquema numérico explícito tipo “upwind”, debido a que se adapta de mejor manera a los flujos bidimensionales en lámina libre, pues sin artificios de cálculo es capaz de resolver problemas de frentes de onda y cambios de régimen (López Gómez y Rebollo Cillán, 2018).

IBER considera en el módulo hidrodinámico la solución de las ecuaciones de momento en las dos direcciones horizontales y de conservación de la masa planteadas a continuación (Iber, 2014):

- Modelación del flujo en lámina libre en aguas poco profundas

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h U_x}{\partial x} + \frac{\partial h U_y}{\partial y} = M_s$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial hU_x}{\partial t} + \frac{\partial hU_x^2}{\partial x} + \frac{\partial hU_xU_y}{\partial y} \\ = -gh \frac{\partial Z_s}{\partial x} + \frac{\tau_{s,x}}{\rho} - \frac{\tau_{b,x}}{\rho} - \frac{g h^2}{\rho} \frac{\partial \rho}{2 \partial x} + 2\Omega \sin \lambda U_y + \frac{\partial h\tau_{xx}^e}{\partial x} + \frac{\partial h\tau_{xy}^e}{\partial y} + Mx \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial hU_y}{\partial t} + \frac{\partial hU_xU_y}{\partial x} + \frac{\partial hU_y^2}{\partial y} \\ = -gh \frac{\partial Z_s}{\partial x} + \frac{\tau_{s,y}}{\rho} - \frac{\tau_{b,y}}{\rho} - \frac{g h^2}{\rho} \frac{\partial \rho}{2 \partial y} - 2\Omega \sin \lambda U_x + \frac{\partial h\tau_{xy}^e}{\partial x} + \frac{\partial h\tau_{yy}^e}{\partial y} + My \end{aligned}$$

- Modelación de curvas de remanso y fenómenos locales

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hU_x}{\partial x} + \frac{\partial hU_y}{\partial y} = 0$$

$$\frac{\partial hU_x}{\partial t} + \frac{\partial hU_x^2}{\partial x} + \frac{\partial hU_xU_y}{\partial y} = -gh \frac{\partial Z_s}{\partial x} - \tau_{b,x}$$

$$\frac{\partial hU_y}{\partial t} + \frac{\partial hU_xU_y}{\partial x} + \frac{\partial hU_y^2}{\partial y} = -gh \frac{\partial Z_s}{\partial y} - \tau_{b,y}$$

Donde:

h =calado.

U =Velocidades.

g =gravedad.

Z =elevación de lámina libre.

τ_b =fricción debido al rozamiento.

ρ =densidad de agua.

En la modelación autoriza la consideración de superficies seco-mojado, en no estacionarios y estacionarios, permitiendo de esta manera visualizar las inundaciones en la superficie analizada, desde ríos, así como estuarios (Iber, 2014).

Fricción de fondo.

En la base se aplica una fuerza de rozamiento sobre el fluido semejante el ejercido en una pared, cabe mencionar que la rugosidad en el fondo considera valores elevados, la fuerza de fricción producida se opone a la velocidad media y puede llegar a producir turbulencias, generando de esta manera un doble efecto en las ecuaciones de flujo que se puede determinar por medio de la velocidad de fricción μ_f μ_f (Iber, 2014).

$$\mu_f = \sqrt{\frac{\tau_b}{\rho}}$$

Donde:

τ_b =módulo de la fuerza de fricción.

ρ =densidad del agua.

μ_f =velocidad de fricción.

Debido a que la velocidad de fricción no se resuelve en dirección vertical y el software mencionado permite el análisis bidimensional, se relaciona μ_f con la velocidad media promediada por medio del coeficiente de fricción (Iber, 2014).

$$\tau_b = \rho \mu_f^2 = \rho C_f |U|^2$$

Donde:

C_f =coeficiente de fricción de fondo.

No es factible definir una sección transversal

En las simulaciones bidimensionales el radio hidráulico no se puede definir como área de la sección mojada entre el perímetro mojado, ya que no es realizable definir una sección transversal. Por lo tanto, se consideran iguales al radio hidráulica y calado en análisis bidimensionales, además, mediante Manning se analiza la fricción de fondo por medio de n (Iber, 2014).

$$R_h = \frac{A}{Pm} = \frac{h \Delta x}{\Delta x} = h$$

$$C_f = g \frac{n^2}{h^{1/3}}$$

Condiciones de contorno.

Se distingue los diferentes contornos entre cerrados (tipo pared) y abiertos por los cuales ingresa y sale el agua del dominio del cómputo, los cuales se describen a continuación:

Condición de contorno cerrado.

En los contornos cerrados se puede imponer una condición de deslizamiento libre o de fricción de pared. Con la condición de deslizamiento libre se desprecia el rozamiento generado por los contornos sobre el fluido. Si se considera relevante el efecto del rozamiento generado por el contorno se debe utilizar una condición de contorno tipo fricción. En el cálculo se consideran diferentes condiciones de flujo turbulento entre las mismas se encuentra liso, rugoso, y la transición entre liso y rugoso (Bladé et al., 2014).

Se distingue el régimen en función de la turbulencia y la velocidad. La velocidad tangencial a la pared puede expresarse como:

$$|u| = \frac{\sqrt{\tau_w}}{k} \ln\left(E * \frac{y * \sqrt{\tau_w}}{v}\right)$$

Donde:

$|u|$ = velocidad tangencial

y = distancia perpendicular a la pared

E = características del flujo en función de la figura 13.

τ_w = fricción de pared

Figura 13*Fricción de pared*

Tipo de régimen	$K_s^+ = \frac{K_s u_*}{\nu}$	$ u = \frac{u_*}{\kappa} \text{Ln}(E \cdot y^+)$
Turbulento liso	$K_s^+ < 5$	$E = 9.0$
Turbulento rugoso	$5 < K_s^+ < 70$	$E = \frac{30}{K_s^+}$
Transición liso-rugoso	$K_s^+ > 70$	$E = \frac{1}{0.11 + 0.033 \cdot K_s^+}$

Nota. Para el cálculo de E, se considera el tipo de flujo en función de la fricción de pared. Tomado de *Manual de referencia del módulo de calidad de aguas* (p. 12) por Iber, 2014.

La transición entre el régimen turbulento liso y el régimen turbulento rugoso se da en función de la siguiente expresión:

$$|u| = \frac{\sqrt{\frac{\tau_w}{\rho}}}{k} \text{Ln} \left(\frac{y}{0.11 \frac{\nu}{\sqrt{\frac{\tau_w}{\rho}}} + 0.033 * K_s} \right)$$

Condición de contorno abierto.

En los contornos abiertos, se consideran diferentes alternativas en función del régimen hidráulico en el contorno (rápido/lento), así como el ingreso o salida del flujo. En los contornos de entrada se fija el caudal de agua y se asume que la dirección del flujo es perpendicular al contorno. En caso de que el flujo entre en régimen supercrítico, se impone adicionalmente el calado. La distribución del caudal unitario a lo largo del contorno se realiza de forma proporcional al calado en cada punto de este. En los contornos de salida se impone el nivel de la lámina de agua en caso de que se produzca un régimen subcrítico, mientras que no es necesario imponer ninguna

condición en el caso de que el régimen sea supercrítico (Bladé et al., 2014). Las condiciones descritas se recogen en la figura 14.

Teniendo en consideración el caudal total en el contorno de entrada, se ejecuta la siguiente fórmula en función de una distribución de caudal unitario (m^2/s):

$$q_n = \frac{h^{5/3}}{\int h^{5/3} dy} Q$$

Donde:

q_n =caudal específico en cada punto del contorno de entrada.

Q =caudal total de dicho contorno.

En el contorno de salida establece la relación descrita en la ecuación:

$$q = C_d(Z_s - Z_w)^{1.5}$$

Donde:

C_d = coeficiente de descarga

Z_s =cota de lámina libre

Z_w =cota superior del vertedero

Figura 14

Condiciones de contorno abierto

Contorno	Régimen	Condiciones impuestas
Entrada	Subcrítico / Crítico	Caudal total en dirección normal
		Caudal total en dirección normal y velocidad media
	Supercrítico	Caudal específico en dirección normal
		a) Caudal específico en dirección normal y calado b) Caudal específico en dirección normal y cota de agua
Salida	Subcrítico	a) Calado b) Cota de agua c) Vertedero d) Curva de gasto
	Supercrítico / Crítico	Nada

Nota. Las condiciones implementadas en contornos abiertos. Tomado de *Cálculo de curvas de remanso y fenómenos locales con Iber*, por Cea Gómez et al., 2018.

Información de entrada- Flujo uniforme y variable

El término uniforme se denomina al movimiento de un flujo que, en diferentes secciones, permanece constante. Al contrario, el flujo variable, o también denominado no estacionario, es aquel en el cual sus parámetros y características son diferentes respecto al tiempo (Sandoval Erazo, 2020).

El desarrollo del modelamiento hidráulico del sedimentador Manduriacu en los programas computacionales IBER y HEC-RAS se realizó en dos partes, analizando en primera instancia el comportamiento de las velocidades del flujo con un caudal constante, y en segunda instancia, con flujo variable.

Flujo uniforme

La modelación con caudal constante, se desarrolló con la condición de flujo uniforme, es decir, los parámetros del flujo en secciones diferentes permanecen constantes, por tal motivo, el caudal de entrada es igual al caudal de salida.

En este caso, se calculó el caudal en la alcantarilla y se lo determinó mediante la fórmula de descarga libre a través de un orificio grande (Sandoval Erazo, 2020):

$$Q = \left(\frac{2}{3}\right) Cq b \sqrt{2g} (H_2^{3/2} - H_1^{3/2})$$

Donde:

$$b = \text{ancho de la galería de salida} = 4,5 \text{ m}$$

$$g = \text{gravedad} = 9.8 \text{ m/s}^2$$

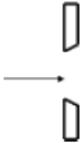
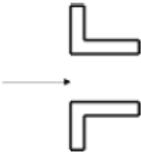
$$H_2 = \text{cota 469} - \text{cota 458} = 11 \text{ m}$$

$$H_1 = H_2 - \text{carga sobre el desagüe de fondo} = 11 \text{ m} - 4 \text{ m} = 7 \text{ m}$$

El valor de Cq se lo obtuvo de la Figura 15, adoptando la forma del desagüe de fondo como un orificio grande:

Figura 15

Coefficientes para orificios y toberas

FIGURA	ϵ	C_v	C_q	OBSERVACION
	0,64	0,97	0,62	
	1,0	0,82	0,82	

Nota. Valores de coeficientes para diferentes toberas y boquillas para números de $Re > 10^5$. Tomado de *Principios de la Hidráulica 2* (p.146) por Sandoval Erazo, 2020.

Por lo tanto,

$$C_q = 0.62$$

Entonces,

$$Q = \left(\frac{2}{3}\right) 0.62 * 4.50 \sqrt{2 * 9.80} (11^{3/2} - 7^{3/2})$$

$$Q = 147.91 \frac{m^3}{s}$$

Flujo variable

En la modelación con caudal variable, se realizó una variación de caudales desde el flujo calculado en la sección anterior, hasta llegar a un nuevo caudal.

Al nuevo caudal se lo calculó en cada orificio de entrada al dique, tomando en cuenta las consideraciones de flujo a través de una tobera (W. R. Sandoval Erazo, 2020), utilizando la siguiente fórmula:

$$Q = C_q A \sqrt{2gH}$$

Donde:

$A = \text{área del orificio}$

$g = \text{gravedad} = 9.8 \text{ m/s}^2$

$H = \text{altura del orificio}$

$Cq = 0.82$ (valor de coeficiente para una tobera, obtenido de la figura 15)

Cálculo de caudal en canal principal.

El sedimentador contiene 1 canal principal para ingreso del flujo, con dimensiones de 2,70 metros de ancho y 1 metro de alto. El caudal es:

$$Q = 0.82 * 2.70 * 1 * \sqrt{2 * 9.8 * \left(3 + \frac{1}{2}\right)}$$

$$Q = 18.34 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Cálculo de caudal en orificios.

El sedimentador contiene 4 orificios para ingreso del flujo, cada uno tiene la dimensión de 3,00 metros de ancho y 0,50 metro de alto. El caudal de cada orificio es:

$$Q = 0.82 * 3 * 0.50 * \sqrt{2 * 9.8 * \left(0.75 + \frac{0.50}{2}\right)}$$

$$Q = 5.45 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$Q_{\text{total-orificios}} = 4 * 5.45 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = 21.78 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Por lo tanto, el caudal total de los orificios y el canal principal es:

$$Q_{\text{total}} = 18.34 + 21.78 = 40.12 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Hidrograma

Al ingresar los datos iniciales con caudal variable, se realizó un hidrograma con tiempos aproximados para verificar el comportamiento del flujo mientras el caudal disminuye. El hidrograma está descrito a continuación:

Tabla 1

Hidrograma para datos de entrada

Tiempo (s)	Caudal (m³/s)
0	147.91
1600	147.91
2600	40.12
3000	40.12

Nota. El hidrograma contempla los valores de caudales calculados, considerando el flujo constante y variable.

Preproceso

Las características de la interfaz (Iberaulla, 2021) de preprocesamiento son:

- Aplicaciones CAD en el diseño de geometrías
- Generación de mallas estructuradas y no estructuradas utilizando diferentes algoritmos de mallado
- Posibilidad de importar imágenes georreferenciadas
- Definición de propiedades y parámetros de cálculo espacialmente variables
- Posibilidad de importar automáticamente la rugosidad del lecho a partir de datos de uso de la tierra georreferenciados
- Posibilidad de reanudar un cálculo desde un archivo de inicio en caliente

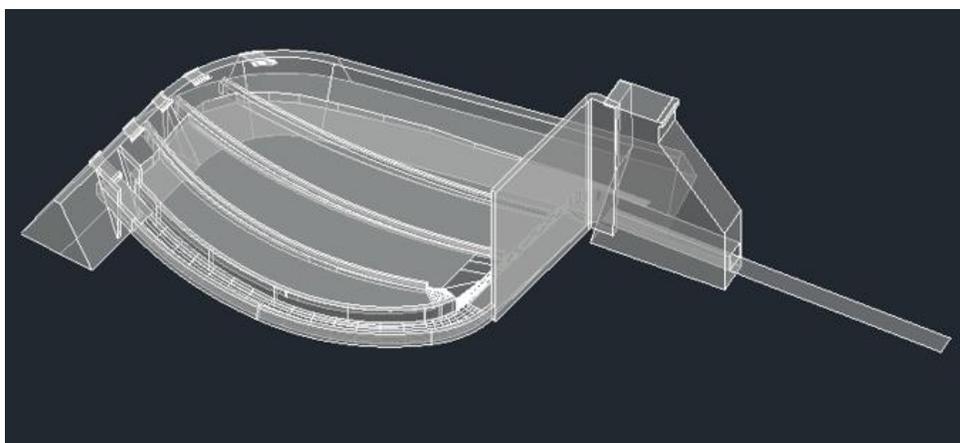
Modelamiento

En la modelación propuesta se establece la geometría en software de diseño asistido AutoCAD para posteriormente importarlo por medio del formato DXF. Es importante considerar que la geometría debe estar georreferenciada.

AutoCAD tiene la facilidad de poder plasmar diferentes estilos visuales para obtener perspectivas con aristas resaltadas en blanco; secuencias en 3D, o bien, exponer unidades; activar y desactivar capas; entre otros. La combinación de recursos permite proyectar los cuerpos de manera dinámica (Viejo Díez, 2014).

Figura 16

Modelo en 3D – AutoCAD

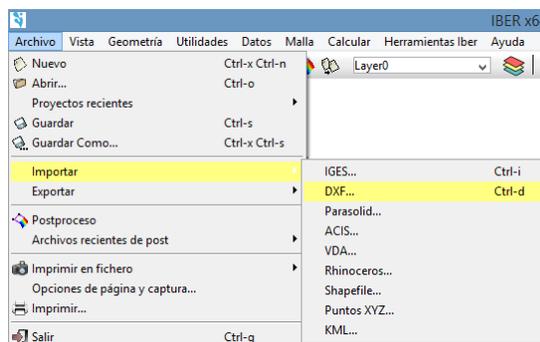


Nota. Después de obtener la geometría: vista en planta y perfiles transversales y longitudinales, se realiza el modelo del sedimentador en tres dimensiones, con la finalidad de importarlo al programa computacional IBER.

El programa computacional IBER permite la importación de diferentes geometrías y mallas 3D, en formatos adicionales al DXF, como: IGES, VDA, MDT, ACIS, STEP, Parasolid, SHAPEFILE, KML, MALLA 3D STUDIO, RÁSTER GDAL, PUNTOS XYZ entre otros (Rebolledo y Ortega, 2020).

Figura 17

Configuración - importación de la geometría del sedimentador

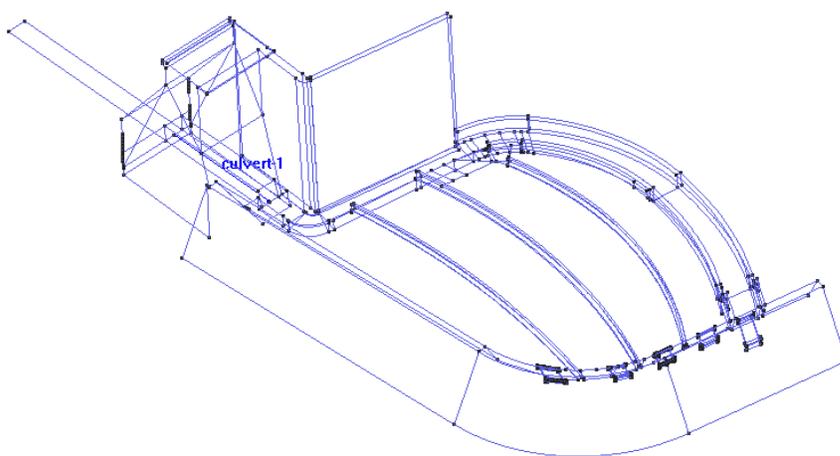


Nota. Para importar la geometría en formato DXF al programa IBER, se selecciona Archivo → Importar → DXF, o de forma directa se introduce el comando Ctrl-d.

IBER, al ser un programa computacional en dos dimensiones, no permite ocupar secciones que se encuentren a 90° del plano horizontal, por tal motivo se realizó una modificación en la sección superior de la galería, que no afecta a los resultados finales, para contrarrestar los problemas que pudieran presentarse por la geometría perpendicular.

Figura 18

Nube de puntos y líneas de la geometría importada en IBER



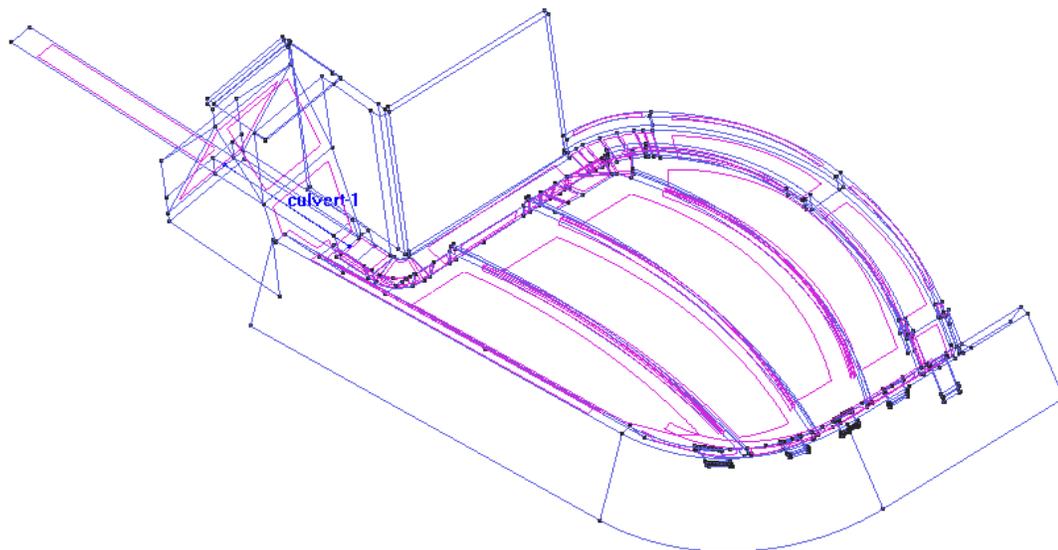
Nota. Al importar la geometría en IBER, es necesario verificar que la unión entre cada punto y línea sean coincidentes.

Es necesario colapsar la geometría con el objetivo de eliminar las líneas duplicadas, para ello se accede a través del menú Geometría → Edición → Colapsar → Modelo (Hernandez Regalado, 2018).

A continuación, se generan las superficies sobre la geometría ingresada, contemplando que la superficie es establecida en la zona donde pasará el flujo del agua, limitándose al plano horizontal e inclinado. Bladé et al. (2014) indican que “IBER considera a las superficies como entidades NURBS (Non Uniform Rational B-Splines). Este método puede proporcionar mallas de gran calidad cuando la superficie resultante está bien condicionada”, por ello, debido a las irregularidades que presenta el sedimentador, es importante generar las superficies de manera minuciosa para obtener un mallado sin errores, además, se crean diferentes capas para facilitar el uso del programa bidimensional IBER (Figura 20).

Figura 19

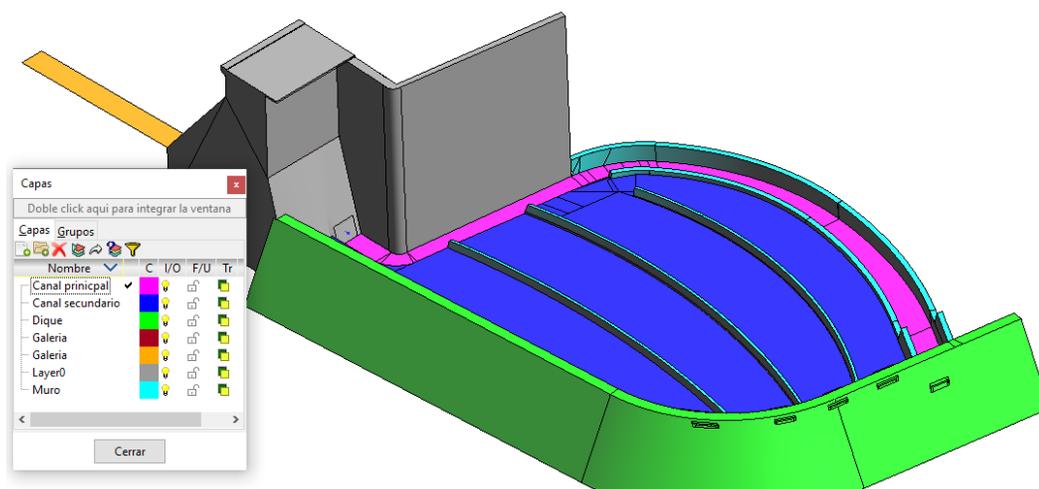
Geometría con superficies NURBS



Nota. Las superficies se crean utilizando cada capa en la geometría correspondiente.

Figura 20

Geometría con diferentes capas en cada superficie



Nota. Es importante considerar diferentes capas en la geometría irregular identificando cada sector del sedimentador para garantizar el buen uso del programa.

Rugosidad

La rugosidad del canal representado por el coeficiente de Gauckler- Manning, en la modelación del flujo en canales, es un parámetro que se relaciona de forma dinámica con otros parámetros en el comportamiento del líquido en un sistema de drenaje (Alexander & Durán, 2008). Es importante mencionar que la rugosidad no puede ser uniforme en la longitud del tramo estudiado y debe variar en el tiempo, considerando a la dinámica de los sistemas.

Tabla 2

Valores de coeficientes n para Manning

Descripción	n
Mampostería de piedra bruta	0.020
Mampostería de piedras rectangulares	0.017
Mampostería de ladrillos, sin revestido	0.015
Mampostería de ladrillo, revestida	0.012

Descripción	<i>n</i>
Canales de concreto, terminación ordinaria	0.014
Canales de concreto, con revestimiento liso	0.012
Canales con revestimiento muy liso	0.010
Canales de tierra en buenas condiciones	0.025
Canales de tierra con plantas acuáticas	0.035
Canales irregulares y muy mal conservados	0.040
Conductos de madera cepillada	0.011
Barro (vitrificado)	0.013
Tubos de acero soldado	0.011
Tubos de concreto	0.013
Tubos de hierro fundido	0.012
Tubos de asbesto cemento	0.011

Nota. Esta tabla indica los coeficientes de Manning para diferentes materiales. Tomado de *Manual de Hidráulica*, por Azevedo y Acosta, 1976.

Por lo tanto, considerando que el sedimentador es de hormigón, pero se encuentra recubierto parcialmente por lodo en la sección del deflector y la galería cuenta con una tubería de concreto rectangular, los valores utilizados para la rugosidad se describen en la Tabla 3.

Tabla 3

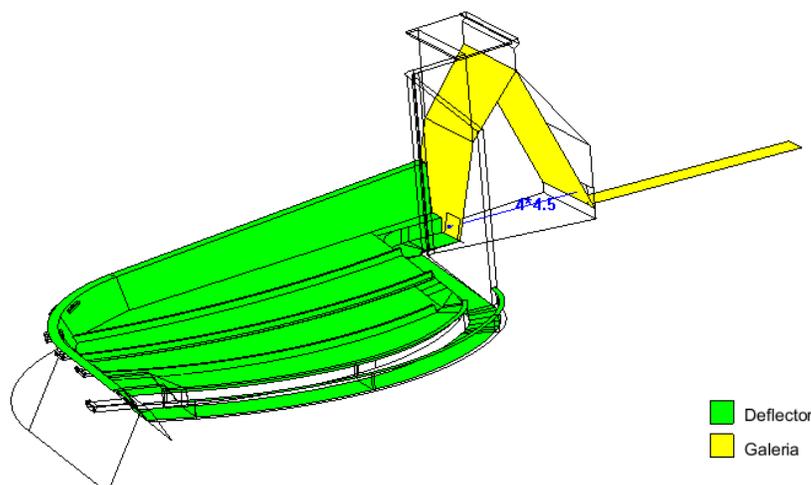
Rugosidad

Sección	Rugosidad
Deflector	0.040
Galería	0.013

Nota. La tabla indica los coeficientes de Manning que se utilizaron para la modelación del deflector.

Figura 21

Rugosidad en el modelo



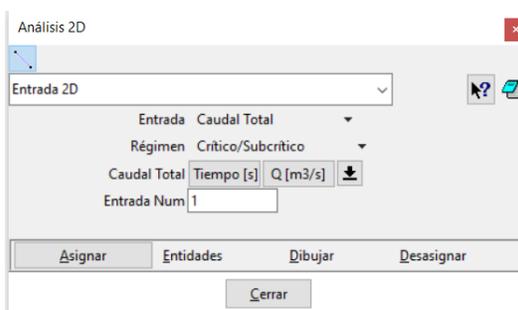
Nota. La imagen muestra las superficies que cuentan con los diferentes valores de rugosidad descritos anteriormente.

Condiciones de contorno

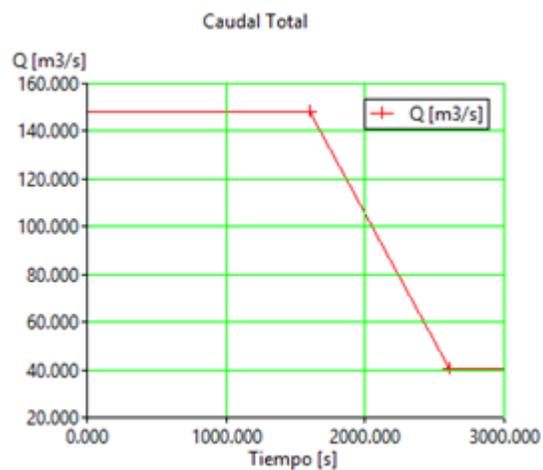
En el modelamiento del sedimentador Manduriacu se consideró una condición de entrada de régimen Crítico/Subcrítico (Figura 22), ingresando el hidrograma especificado en la Figura 23, y en la condición de salida se consideró el régimen Supercrítico/Crítico (Figura 25).

Figura 22

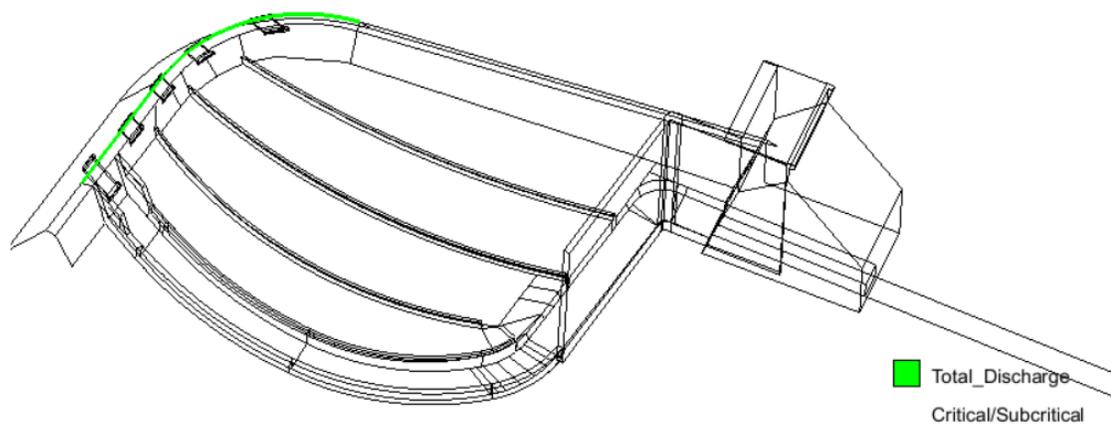
Configuración: condición de entrada del modelo



Nota. Para ingresar los datos de las condiciones de entrada al modelo se accede con el menú Datos → Hidrodinámica → Condiciones de Contorno.

Figura 23*Hidrograma*

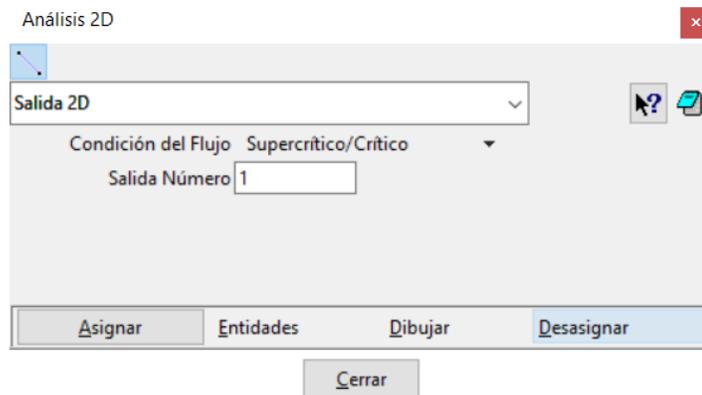
Nota. El hidrograma utilizado para la condición de entrada es obtenido de la .

Figura 24*Condición de entrada del modelo*

Nota. El ingreso de la condición de entrada en el modelo se lo asignó en la parte superior de los orificios y el canal principal del sedimentador.

Figura 25

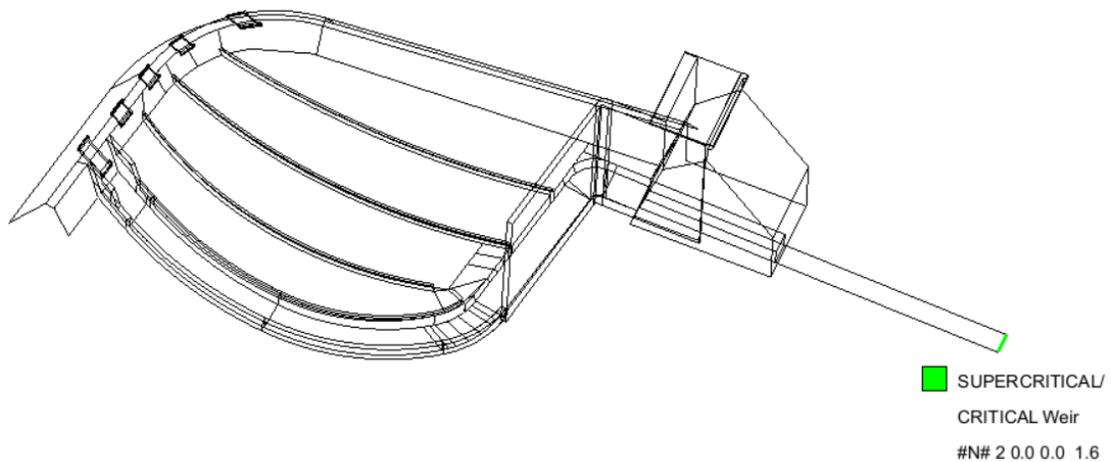
Configuración: condición de salida del modelo



Nota. En la configuración de salida se asignó una salida con la condición de flujo Supercrítico/Crítico.

Figura 26

Condición de salida del modelo



Nota. La condición de salida se la asignó al final del desagüe de fondo implantado en la geometría.

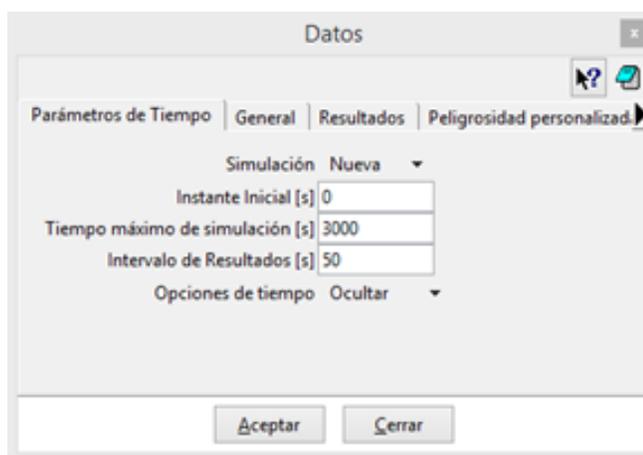
Condiciones en el tiempo

Dentro de IBER en la barra de herramientas *Datos* → *Datos del problema*, se puede manipular los siguientes parámetros de tiempo:

- Instante inicial: es el instante en el que se quiere que inicie la simulación del modelamiento ingresado.
- Tiempo máximo de simulación: define el tiempo en el que finalizará la simulación.
- Intervalo de resultados: establece el incremento de tiempo entre cada uno de las iteraciones.

Figura 27

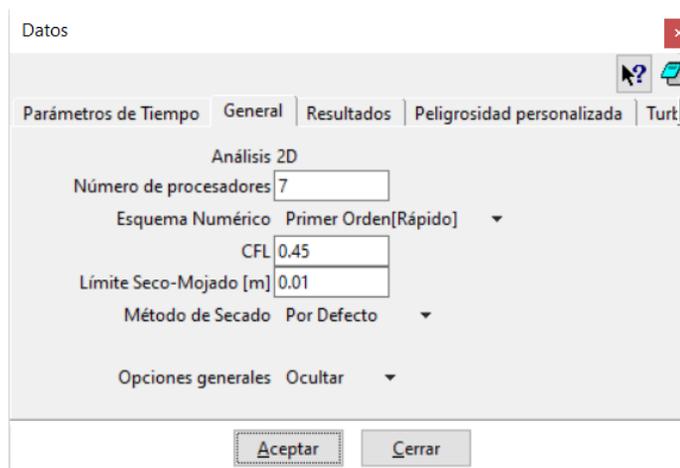
Configuración: parámetros de tiempo



Nota. Para designar los parámetros de tiempo se accede con el menú *Datos* → *Datos del problema* → *Parámetros de Tiempo*. En este caso se introdujo el valor de 3000 segundos al tiempo máximo de simulación por ser el valor coincidente al final del Hidrograma de la tabla 1, con intervalo de resultados de 50 segundos.

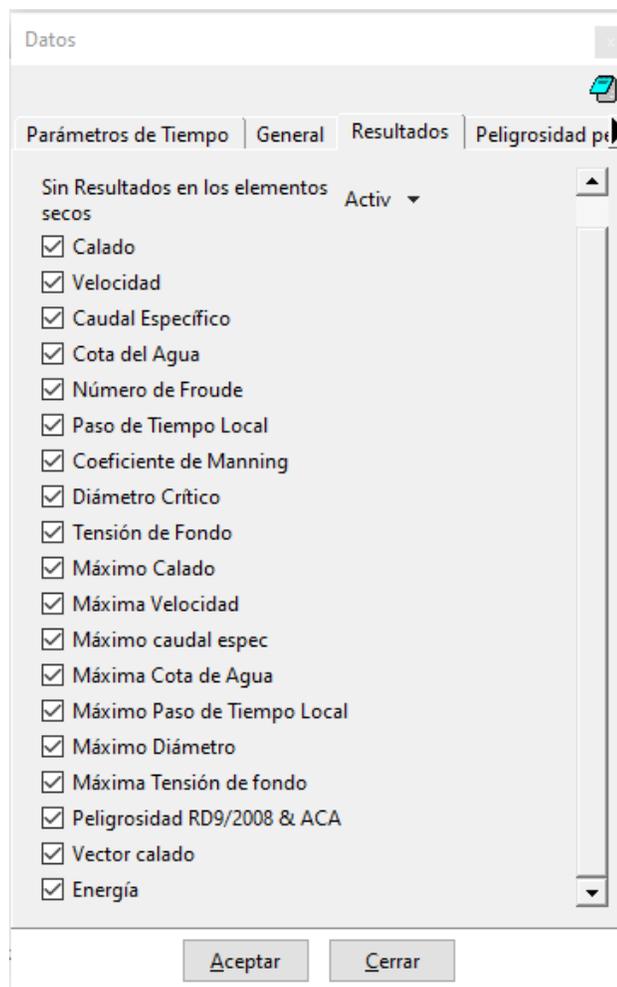
Figura 28

Configuración: general



Nota. En la configuración general el único aspecto a considerar es el número de procesadores lógicos, el cual depende de la computadora en la que se realice la modelación. En este caso se utilizó una computadora con 8 procesadores lógicos.

IBER facilita un gran número de resultados y variables, entre ellos se puede destacar: calado, velocidad, caudal específico, cota de agua, número de Froude, paso de tiempo local, coeficiente de Manning, diámetro crítico, tensión de fondo, máximo calado, máximo diámetro, peligrosidad RD9/2008 & ACA, energía, entre otros (Rebolledo y Ortega, 2020). Si se requiere visualizar el movimiento dinámico de la lámina de agua es necesario activar la opción de vector calado.

Figura 29*Configuración: resultados*

Nota. Esta sección sirve para indicar los resultados a visualizar cuando la modelación se encuentre en postproceso.

Dimensionamiento de la malla

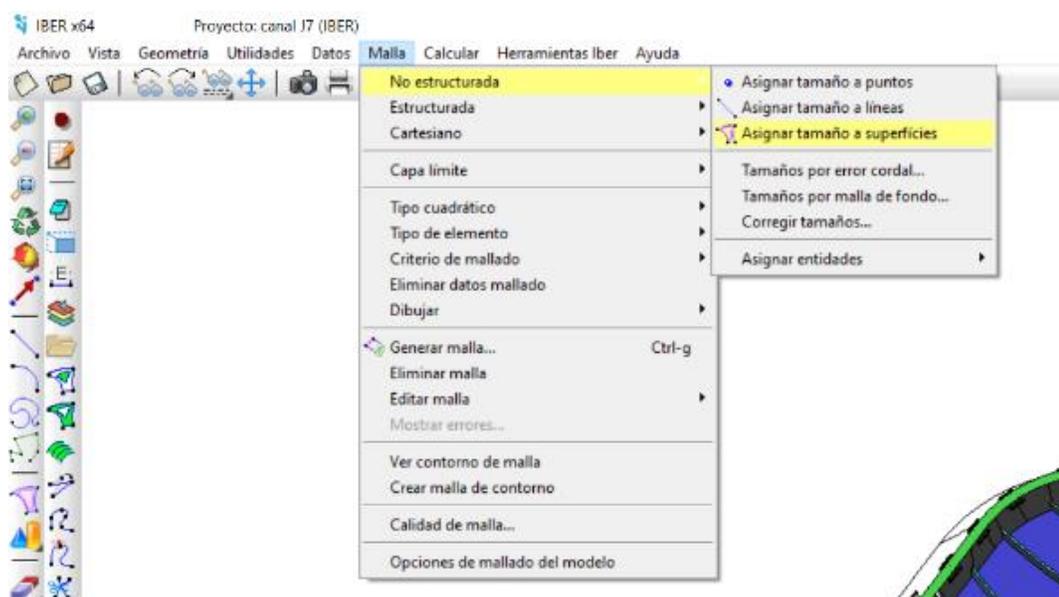
Bladé et al. (2014) mencionan que “IBER incorpora las capacidades estándar de mallado de GiD, como la creación de mallas estructuradas y no estructuradas, de triángulos y de cuadriláteros, mediante el uso de diversos algoritmos de mallado” (p. 4). Las mallas mixtas formadas por elementos triangulares y cuadrangulares se discretizan

en el dominio espacial con volúmenes finitos y se realizan con la opción de mallas no estructuradas (Bladé et al., 2014).

En esta modelación se utilizó el mallado no estructurado, siendo su principal ventaja la generación automática de la malla en geometrías muy complejas (Álvarez Codobés, 2008), como la que presenta el sedimentador, y se asignó un valor unitario para el tamaño de las superficies.

Figura 30

Configuración: dimensionamiento de la malla

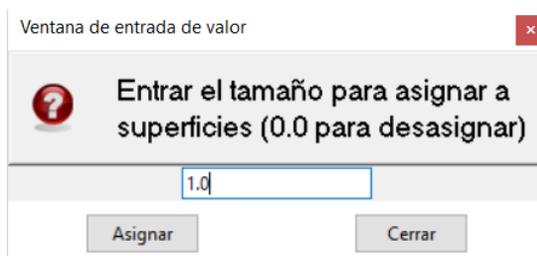


Nota. Por la geometría irregular que presenta el sedimentador, se utilizó una malla no estructurada. Para realizar esta acción se debe acceder al menú Malla → No estructurada → Asignar tamaño a superficies.

El tiempo de cálculo que requiere el programa computacional IBER es elevado si se utiliza una malla con discreción mínima (Guaya y Montalván, 2018), es decir, se asigna un tamaño pequeño a las superficies.

Figura 31

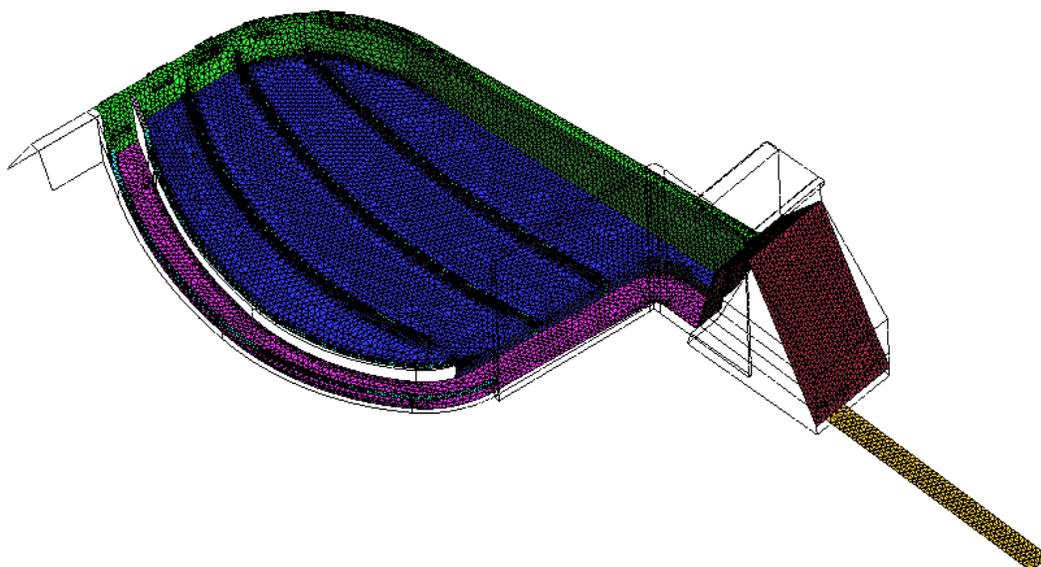
Configuración: Entrar el tamaño para asignar a superficies



Nota. Se asignó el valor unitario para obtener un mallado eficiente debido a la complejidad de la geometría del sedimentador.

Figura 32

Malla

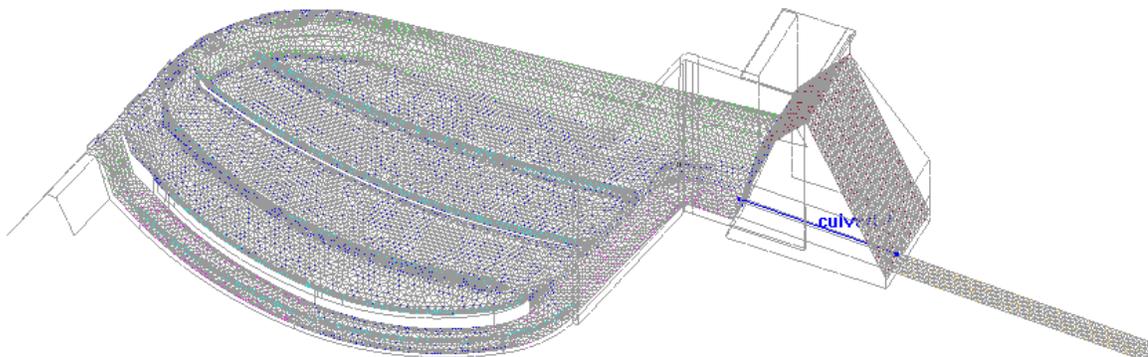


Nota. El mallado asignado a las secciones del sedimentador identificadas por el color de capa establecido en el proceso previo.

El desagüe de fondo tiene una condición de contorno que se la genera después del mallado de la geometría. Las dimensiones del orificio son 4.50 metros de ancho y 4 metros de alto, y el coeficiente de rugosidad es de 0.013 como se especificó en la Tabla 3.

Figura 33

Geometría con la malla no estructurada y desagüe de fondo.



Nota. El desagüe de fondo fue modelado como una alcantarilla rectangular en el programa bidimensional. Para realizar esta acción se debe acceder al menú Datos → Hidrodinámica → Estructuras → Alcantarilla.

Calcular

Cuando la información ingresada previamente está correcta, se procede a realizar el procesamiento de datos. Esta acción es realizada con el comando *Calcular*.

Figura 34

Procesamiento de datos

Información de salida para 'current'				
2450.000	0.00105	23:40:27:52	56.289	90.703
2500.000	0.00108	23:46:15:51	50.899	85.810
2550.000	0.00112	23:51:52:56	45.510	80.977
2600.000	0.00117	23:57:08:15	40.120	76.190
2650.000	0.00122	0:02:17:69	40.120	71.765
2700.000	0.00127	0:07:16:62	40.120	67.776
2750.001	0.00132	0:11:51:05	40.120	64.193
2800.000	0.00136	0:16:34:13	40.120	61.299
2850.001	0.00141	0:21:02:37	40.120	58.599
2900.001	0.00146	0:25:17:74	40.120	56.412
2950.001	0.00150	0:29:16:94	40.120	54.331
3000.000	0.00154	0:33:14:88	40.120	52.417
COMPUTATION FINISHED SUCCESSFULLY!				

Nota. IBER permite realizar el seguimiento del procesamiento de datos. Para realizar esta acción se debe acceder al menú Calcular → Ver información proceso.

Postproceso

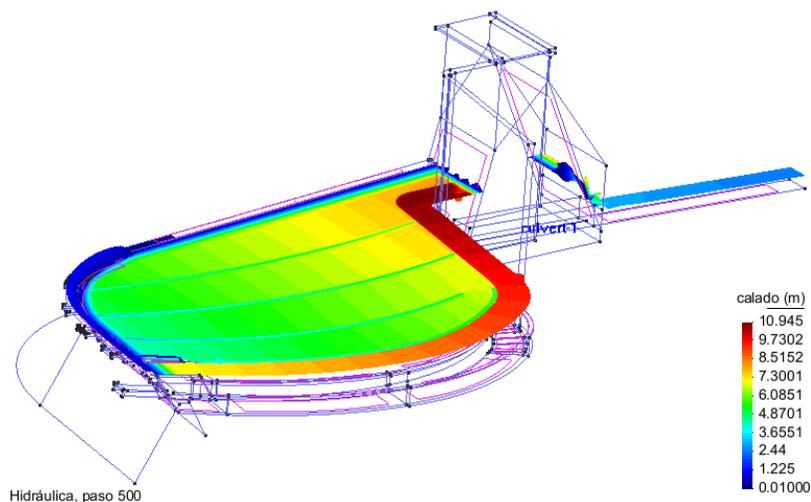
Los resultados de IBER son primordialmente de tipo ráster, y están asociados a un instante determinado de tiempo y a una localización del modelo, de tal forma es factible analizar la evolución del flujo del agua e interpretar de mejor modo el fenómeno de la geometría modelada (Rebolledo & Ortega, 2020).

Las características de la interfaz de postprocesamiento son (Iberaula, 2021):

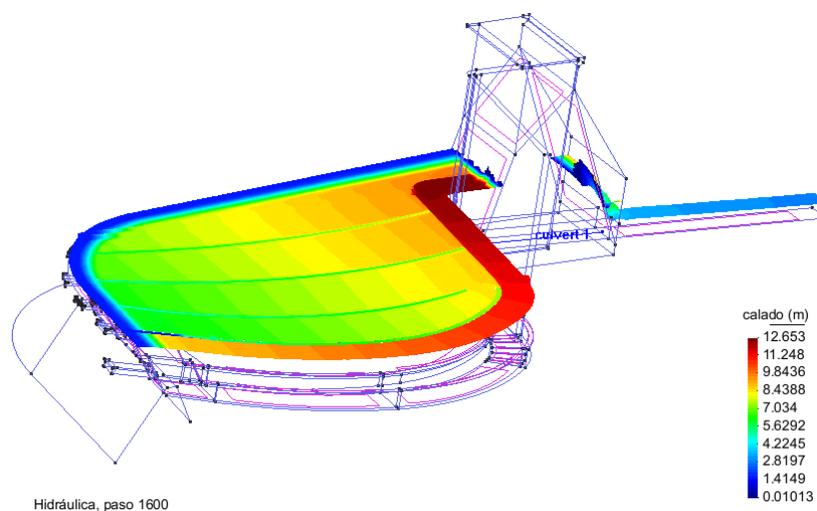
- Visualización de campos vectoriales y escalares 2D.
- Visualización de perfiles y secciones longitudinales.
- Visualización de resultados temporales mientras se realiza la simulación.
- Visualización de las zonas de riesgo de inundaciones.
- Herramientas para mostrar los resultados en formato GIS.
- Resultados exportados en formato ráster para visualizarlos directamente en entornos GIS.
- Visualización de los resultados sobre imágenes georreferenciadas.
- Creación de videos con resultados animados inestables.

También, se puede generar una variedad de resultados representados por gráficos, con los comandos en la barra de herramientas *ventana* → *ver resultados*, asimismo se puede incluir etiquetas, leyendas, áreas coloreadas, áreas coloreadas suaves y vectores, entre otros (Barrera Ochoa, 2020).

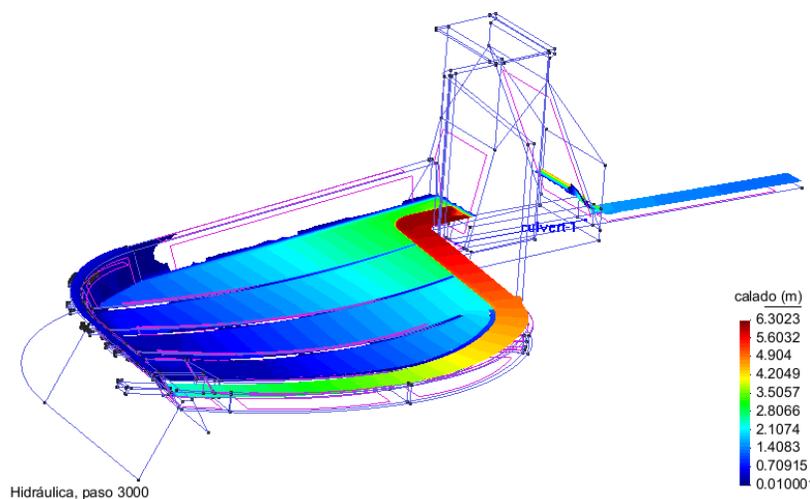
En esta modelación se manipuló los comandos de Áreas coloreadas suaves y Vector calado para visualizar los resultados de Calado y Velocidad en los pasos de 500, 1600 y 3000 segundos. El primer paso indica el comportamiento del flujo cuando la cota se aproxima a la altura del dique que es de 469 msnm.; el segundo paso refleja los resultados cuando el caudal de entrada y el caudal de salida son similares; y, el tercer paso es el final y exhibe el vaciado parcial del dique.

Calado [m]**Figura 35***Calado, paso 500*

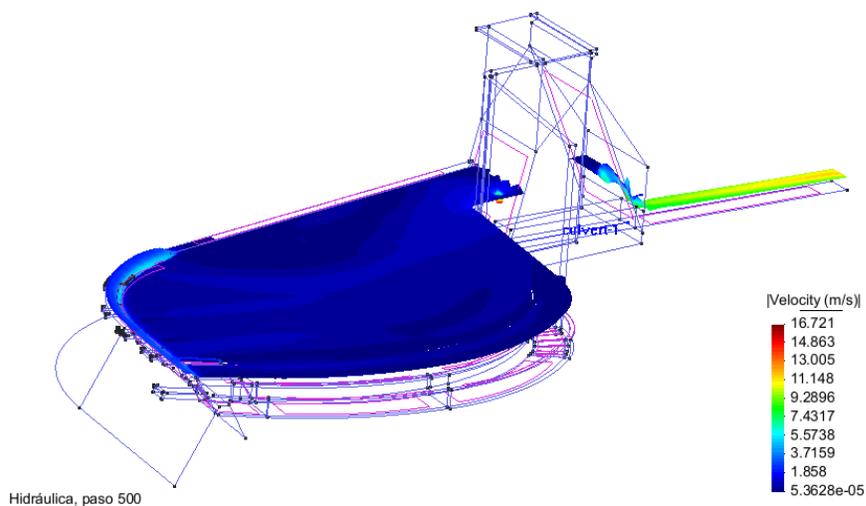
Nota. El calado máximo en este paso es de 10.95 metros el cual se aproxima a la altura del dique y se encuentra en la entrada al desagüe de fondo.

Figura 36*Calado, paso 1600*

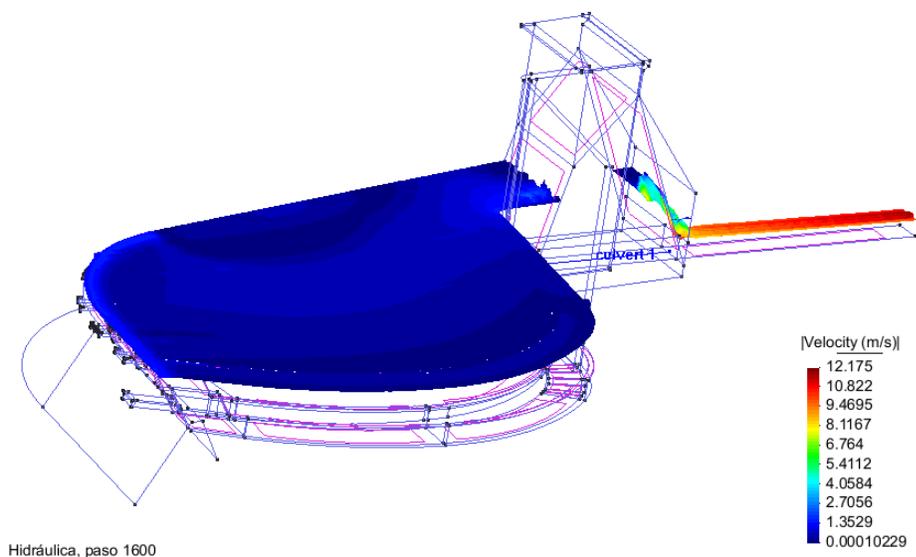
Nota. El calado máximo en este paso es de 12.65 metros el cual excede la altura del dique y se encuentra en la entrada al desagüe de fondo. En este paso el caudal de entrada se aproxima al caudal de salida.

Figura 37*Calado, paso 3000*

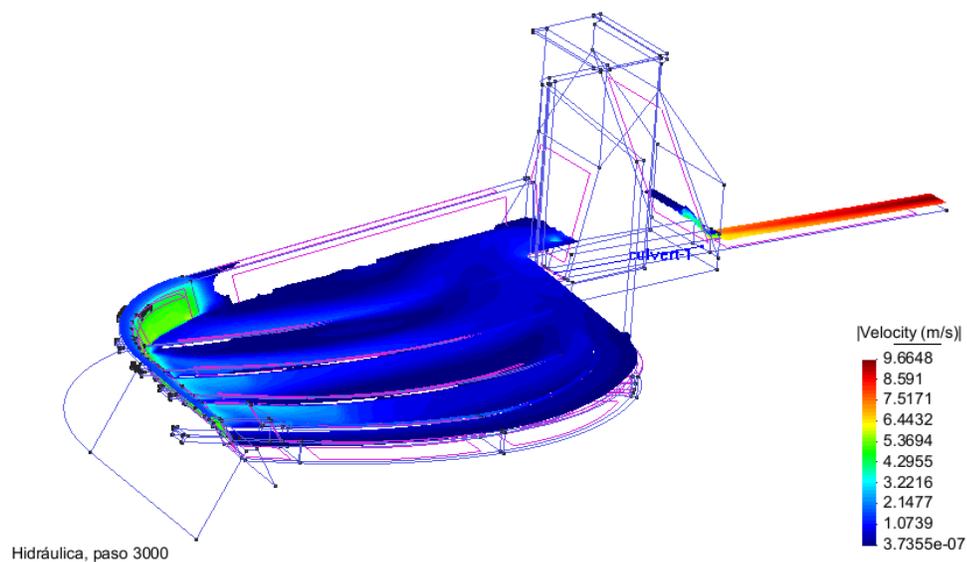
Nota. El calado máximo en este paso es de 6.30 metros el cual se encuentra en la entrada al desagüe de fondo y está comprendido por el caudal de entrada de $40.12 \text{ m}^3/\text{s}$ y el caudal de salida de $52.42 \text{ m}^3/\text{s}$ (Tabla 4).

Velocidad [m/s]**Figura 38***Velocidad, paso 500*

Nota. En este paso, la velocidad a la entrada de la galería es de 1.68 m/s , a su vez, la velocidad máxima se encuentra en la zona de descarga del desagüe de fondo.

Figura 39*Velocidad, paso 1600*

Nota. En este paso, la velocidad a la entrada de la galería es de 1.70 m/s.

Figura 40*Velocidad, paso 3000*

Nota. En este paso, la velocidad a la entrada de la galería es de 1.41 m/s, a su vez, la velocidad máxima se encuentra en la zona de descarga del desagüe de fondo con el valor de 9.66 m/s.

Tabla de Resultados**Tabla 4***Tabla de Resultados*

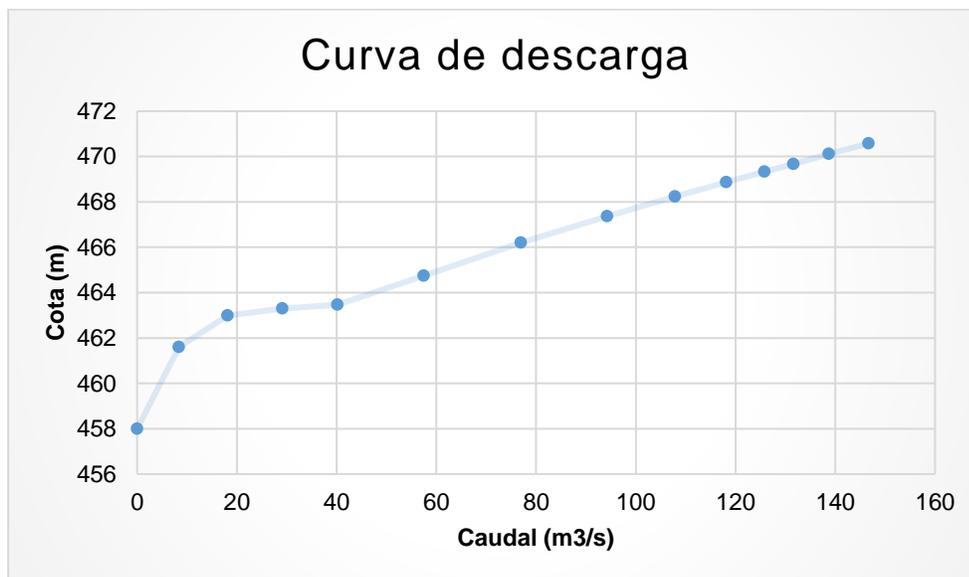
TABLA DE RESULTADOS						
Paso	Caudal de entrada	Caudal de salida	Velocidad en la entrada de la galería	Velocidad en la salida de la galería	Cota de agua	Evolución de calado
(segundos)	(m³/s)	(m³/s)	(m/s)	(m/s)	(m)	(m)
100	147.91	57.48	1.50	8.02	464.75	6.77
200	147.91	77.00	1.58	8.75	466.20	8.22
300	147.91	94.27	1.65	9.27	467.37	9.40
400	147.91	107.87	1.65	9.62	468.23	10.25
500	147.91	118.17	1.68	9.91	468.86	10.95
600	147.91	125.85	1.70	10.11	469.33	11.34
700	147.91	131.61	1.68	10.23	469.67	11.68
800	147.91	135.78	1.70	10.32	469.92	11.93
900	147.91	138.69	1.68	10.39	470.11	12.13
1000	147.91	141.19	1.69	10.45	470.25	12.26
1100	147.91	142.86	1.70	10.47	470.35	12.36
1200	147.91	144.22	1.70	10.53	470.42	12.44
1300	147.91	145.14	1.70	10.55	470.48	12.49
1400	147.91	145.91	1.70	10.56	470.52	12.53
1500	147.91	146.36	1.70	10.57	470.55	12.56
1600	147.91	146.72	1.70	10.57	470.58	12.59
1700	137.131	145.78	1.69	10.54	470.51	12.52
1800	126.352	142.20	1.69	10.46	470.29	12.30
1900	115.573	136.83	1.68	10.33	469.96	11.97
2000	104.794	130.17	1.66	10.16	469.55	11.56
2100	94.015	122.32	1.67	9.97	469.06	11.08
2200	83.236	113.88	1.64	9.75	468.52	10.54
2300	72.457	104.81	1.61	9.49	467.93	9.95
2400	61.578	95.46	1.58	9.22	467.31	9.33
2500	50.899	85.81	1.54	8.92	466.66	8.68

Paso (segundos)	Caudal de entrada (m ³ /s)	Caudal de salida (m ³ /s)	Velocidad en la entrada de la galería (m/s)	Velocidad en la salida de la galería (m/s)	Cota de agua (m)	Evolución de calado (m)
2600	40.12	76.19	1.50	8.60	465.98	8.01
2700	40.12	67.78	1.48	8.31	465.36	7.39
2800	40.12	61.30	1.45	8.07	464.89	6.92
2900	40.12	56.41	1.45	7.93	464.52	6.54
3000	40.12	52.42	1.41	7.79	464.22	6.24

Nota. La tabla indica los resultados de las velocidades máximas y en la entrada de la galería, la cota de agua y el calado.

Figura 41

Curva de descarga



Nota. La curva representa la descarga en el desagüe de fondo, cuando el agua se moviliza entre la cota 458 y la 470.58 de lámina de agua en el deflector.

Comprobación de la descarga con HY-8

Para comprobar el funcionamiento del desagüe de fondo se utiliza el software HY-8, el cual simula el funcionamiento del desagüe como si fuera una alcantarilla de sección rectangular.

El programa computacional HY-8 utiliza una serie de características primordiales para facilitar el diseño y análisis de las alcantarillas, con la finalidad de automatizar los cálculos hidráulicos (Federal Highway Administration, 2019).

HY8 se compone de módulos que son necesarios para el diseño y análisis de alcantarillas, entre ellos están los módulos de generación y tránsito de histogramas, análisis de alcantarillas, diseño de estructuras de disipación de energía, entre otros (Garavito y Rodriguez, 2017).

El software HY-8 permite analizar (HY-8 Culvert Analysis Program, 2014):

- El rendimiento óptimo de las alcantarillas,
- El diseño de múltiples barriles de alcantarilla en un solo cruce, así como varios cruces,
- El desbordamiento de carreteras en el cruce, y
- Las tablas de desempeño, los gráficos y la información clave con respecto a las variables de entrada.

Datos de entrada

A continuación, se describen los datos de entrada necesarios para el diseño de la alcantarilla que se encuentra en la galería del sedimentador:

- En este caso se utilizaron los caudales de 40,12 m³/s y 147,91 m³/s.
- El coeficiente de Manning se lo establece de acuerdo a la Tabla 3.
- Es una alcantarilla rectangular con dimensiones de 4500 mm de ancho y 4000 mm de alto.

Figura 42

Parámetros de entrada introducidos en el programa HY-8

The image shows two overlapping dialog boxes from the HY-8 software. The 'Crossing Properties' dialog is on the left, and the 'Culvert Properties' dialog is on the right. Both dialogs contain tables of parameters and their values.

Crossing Properties

Parameter	Value	Units
DISCHARGE DATA		
Discharge Method	Minimum, Design, and Maximum	
Minimum Flow	40.120	cms
Design Flow	147.910	cms
Maximum Flow	147.910	cms
TAILWATER DATA		
Channel Type	Rectangular Channel	
Bottom Width	4.500	m
Channel Slope	0.0450	m/m
Manning's n (channel)	0.013	
Channel Invert Elevation	456.581	m
Rating Curve	View...	
ROADWAY DATA		
Roadway Profile Shape	Constant Roadway Elevation	
First Roadway Station	0.000	m
Crest Length	12.000	m
Crest Elevation	495.422	m
Roadway Surface	Paved	
Top Width	3.000	m

Culvert Properties

Parameter	Value	Units
CULVERT DATA		
Name	Culvert 1	
Shape	Concrete Box	
Material	Concrete	
Span	4500.000	mm
Rise	4000.000	mm
Embedment Depth	0.000	mm
Manning's n	0.013	
Culvert Type	Straight	
Inlet Configuration	Square Edge (90°) Headwall	
Inlet Depression?	No	
SITE DATA		
Site Data Input Option	Culvert Invert Data	
Inlet Station	0.000	m
Inlet Elevation	457.906	m
Outlet Station	29.644	m
Outlet Elevation	456.581	m
Number of Barrels	1	

Nota. Los parámetros utilizados en este programa fueron obtenidos de la geometría descrita en las secciones previas.

Resultados

Tabla 5

Resultados de calado y velocidades

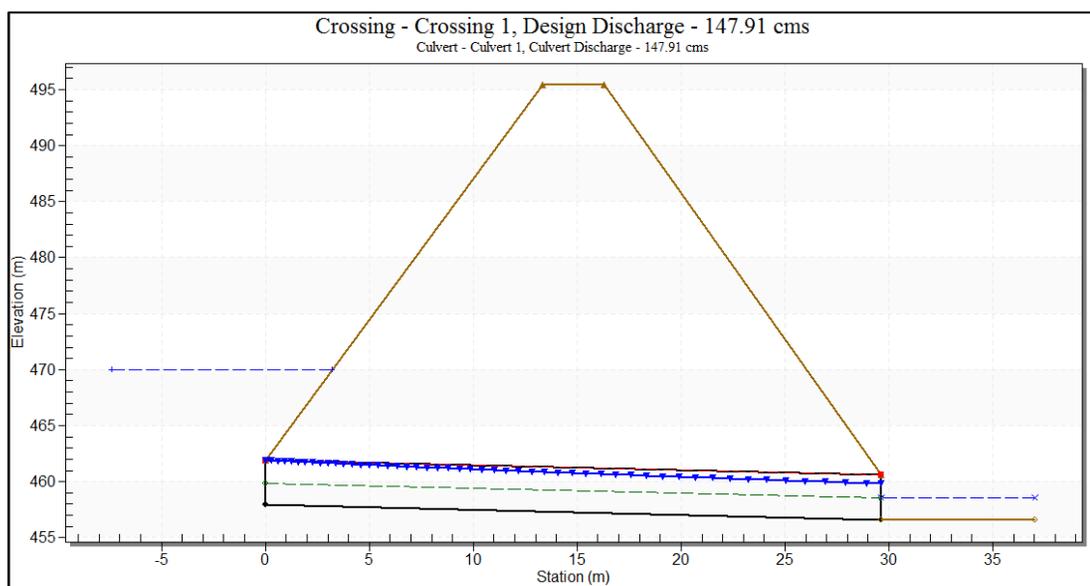
Caudal total (m ³ /s)	Calado a la entrada de la galería (m)	Calado dentro de la alcantarilla (m)	Velocidades a la salida de la alcantarilla (m/s)
40.12	3.31	2.01	7.52
50.90	3.90	2.35	7.88
61.68	4.51	2.67	8.18
72.46	5.15	2.98	8.45
83.24	5.85	3.27	8.69

Caudal total (m ³ /s)	Calado a la entrada de la galería (m)	Calado dentro de la alcantarilla (m)	Velocidades a la salida de la alcantarilla (m/s)
94.02	6.63	3.54	8.92
104.79	7.51	3.81	9.12
115.57	8.48	4.00	9.31
126.35	9.56	4.00	9.54
137.13	10.74	4.00	9.82
147.91	12.04	4.00	10.14

Nota. La tabla indica los resultados de calado y velocidad, con los caudales de diseño para flujo variable en intervalos de 10.78 m³/s.

Figura 43

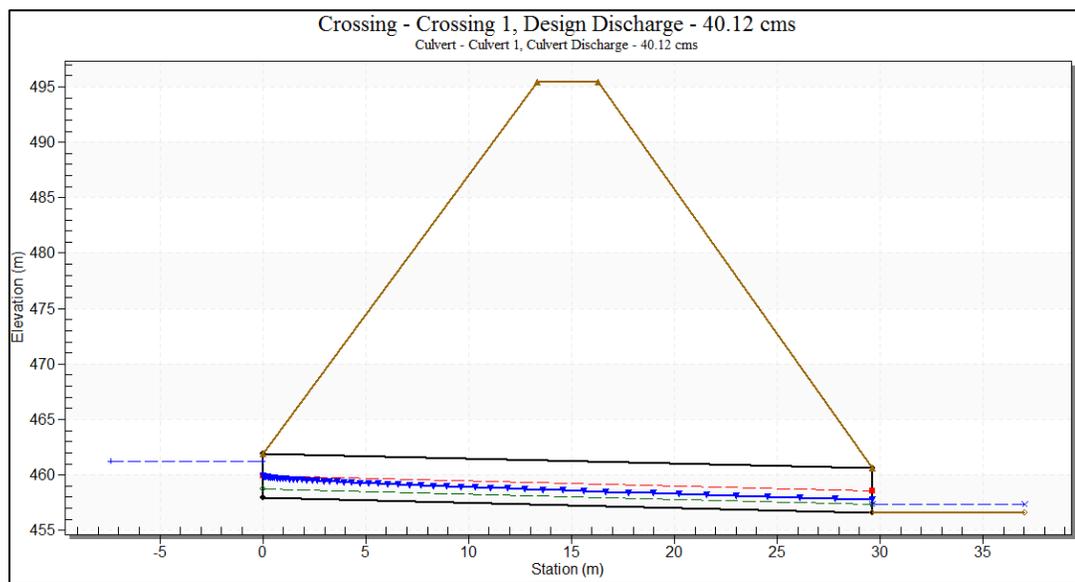
Alcantarilla con caudal de diseño de 147.91 m³/s



Nota. Perfil longitudinal del desagüe de fondo cuando la alcantarilla se encuentra con el caudal de diseño: 147.91 cms o m³/s.

Figura 44

Alcantarilla con caudal de diseño de 40.12 m³/s



Nota. Perfil longitudinal del desagüe de fondo cuando la alcantarilla se encuentra con el caudal de diseño: 40.12 cms o m³/s.

Capítulo 4

Modelación En Hec-Ras

Fundamentos teóricos

El software computacional HEC-RAS fue desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (Hydrologic Engineering Center, HEC) el cual pertenece al Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos, (US Army Corps of Engineers, 2021). El software es de dominio público y para el cual existen varias versiones para realizar diferentes análisis de estudios hidráulicos, los cuales son: HEC-1, Analiza la hidrología en cuencas; HEC-2, Estudia la hidráulica fluvial; HEC-3, Analiza yacimientos para la conservación; HEC-4, Realiza el estudio de caudales.

El principio y ética del HEC es realizar avances en los estudios hidrológicos e hidráulicos, y se han desarrollado una serie de documentos para ingeniería y planificación hidrológica, siendo el GIS el último soporte para georreferenciación, la nueva familia de software es conocida como “NexGen” que contiene los programas: HEC-HMS, HEC-ResSim, HEC-RAS, HEC-FDA, que siguen la línea HEC (US Army Corps of Engineers, 2021).

HEC-RAS ha pasado por varias modificaciones que han mejorado sus versiones con la finalidad de actualizar su sistema operativo el cual ha pasado de la versión 3.1 hasta la versión 6.0 en el 2021, y por ser la última versión se la utiliza en el presente proyecto.

El software HEC-RAS 6.0 permite simular flujos en cauces artificiales o naturales en régimen permanente, no permanente, transporte de sedimentos y análisis de calidad de agua, se puede incluir incluso obras hidráulicas como puentes, presas, orificios; entre otros, para determinar zonas inundables. El resultado de la simulación se presenta en forma de tablas, gráficos y animaciones (GEASIG, 2021).

El programa HEC-RAS fue diseñado mediante lenguaje de programación C++ con un entorno gráfico conocido como Galaxy, que hace que se formen diferentes ventanas para la introducción de datos, de esta manera facilita la utilización al usuario (Kuroiwa, 2010).

Para realizar una simulación en el programa es necesario tener los perfiles transversales del cauce natural o artificial que se va a estudiar, distancias de cada sección transversal, el valor de coeficiente de Manning para cada sección, las condiciones de borde y caudales de diseño, el diseño de modelos en HEC-RAS GEASIG (2021) resume el procedimiento en los siguientes pasos:

- Crear un nuevo proyecto.
- Introducir los datos geométricos.
- Introducir los datos hidráulicos.
- Desarrollo de un plan seleccionado a la geometría y datos hidráulicos para ejecutar la simulación.
- Ejecutar la simulación.
- Ver los resultados.

Para el presente estudio, mediante el programa se visualizará las velocidades generadas por el caudal del río Guayllabamba dentro del deflector, el cual está cubierto parcialmente por lodo, el primer modelo está desarrollado en base al diseño actual del deflector de la presa de Manduriacu el cual se observa el comportamiento de velocidades con flujo permanente y flujo variable.

Base Teórica del HEC-RAS

El software HEC-RAS utiliza algunos fundamentos teóricos para realizar las diferentes simulaciones unidimensionales en canales artificiales y naturales, con distintos tipos de régimen, por medio ecuaciones que desarrollan un perfil base, el

coeficiente de Manning “ n ” para los canales principales, el coeficiente alfa por medio de la ponderación de la velocidad, las pérdidas por expansión, contracción o fricción, aplicaciones para la ecuación de momentos, etc (US Army Corps of Engineers, 2021).

Ecuaciones para el cálculo del perfil básico

En base a la resolución de la ecuación de la energía con el método interactivo, el programa realiza el perfil básico y calcula la altura de la superficie del agua en una sección transversal, con la siguiente:

$$Z_2 + Y_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e$$

Donde:

Z_1 , Z_2 elevaciones del canal principal invertido

Y_1 , Y_2 profundidades de agua en las secciones transversales

V_1 , V_2 velocidades promedio de descarga

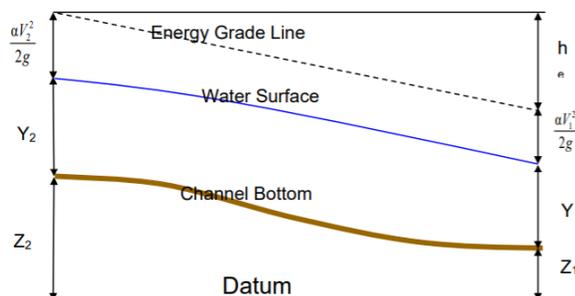
α_1 , α_2 coeficientes de ponderación de velocidad

g aceleración de la gravedad

h_e energía de pérdida de carga, (US Army Corps of Engineers, 2021).

Figura 45

Diagrama



Nota. Diagrama que contiene los términos de la ecuación de energía. Tomado de *US Army Corps of Engineers - Hydrologic Engineering Center*, por US Army Corps of Engineers, 2021.

Subdivisión de las secciones transversales

El programa trabaja mediante secciones transversales del cauce y para poder determinar el transporte total y el coeficiente de velocidad, es necesario dividir el flujo en unidades o áreas, de tal forma que la velocidad este uniformemente distribuida. El software realiza divisiones del flujo en áreas que las denomina “overbank”, esto se logra con diferentes valores del coeficiente “n” en la sección transversal de entrada, entonces el transporte es calculado mediante la ecuación de Manning (US Army Corps of Engineers, 2021).

$$Q = KS_f^{1/2}$$

$$K = \frac{1.486}{n} AR^{2/3}$$

Se hace referencia a los siguientes coeficientes para cada subdivisión:

K, transporte para la subdivisión

n, Coeficiente de Manning de rugosidad

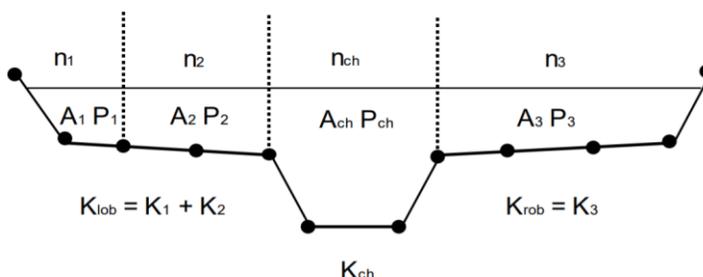
R, radio hidráulico

A, área de flujo

En la Figura 46 se observa la subdivisión de las secciones transversales overbank, el cual divide las secciones en izquierda, principal y derecha.

Figura 46

Subdivisión de las secciones transversales de HEC-RAS



Nota. Tomado de *US Army Corps of Engineers - Hydrologic Engineering Center*, por US Army Corps of Engineers, 2021.

Evaluación de la carga de energía cinética media

Al ser un modelo unidimensional en el cual HEC-RAS subdivide a las secciones la altura de velocidad se calcula con el coeficiente alfa de energía cinética media, el cual permite enlazar las diferencias entre las alturas de velocidades de las subsecciones, por lo tanto, para una sección principal a una elevación dada el programa pondera el valor del coeficiente de las subsecciones de una sección transversal, es decir la capacidad de conducción total de una sección principal es igual a la suma de las conducciones de las subsecciones, ver Figura 47 (US Army Corps of Engineers, 2021).

$$\alpha = \frac{(At^2) \left[\frac{(klob)^3}{(Alob)^2} + \frac{(KCh)^3}{(ACH)^2} + \frac{(KRob)^3}{(ARob)^2} \right]}{(Kt^3)}$$

En donde:

At , área total de la sección transversal

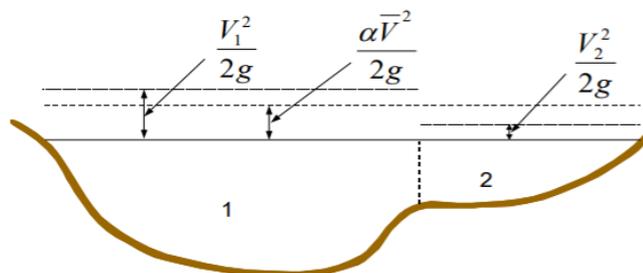
$Alob$, Ach , $Arob$; área de flujo izquierdo, principal y derecho.

Kt , capacidad de conducción total

$Klob$, Kch , $Krob$; medios de transporte de flujo izquierdo, principal y derecho

Figura 47

Energía Cinética Media para una sección transversal.



Nota. Energía cinética media. Tomado de *US Army Corps of Engineers - Hydrologic Engineering Center*, por US Army Corps of Engineers, 2021.

Continuidad de flujo no permanente

El programa HEC-RAS resuelve las ecuaciones de Saint Venant en una dimensión para el cálculo del perfil de la lámina de agua en el régimen variable, este consiste en un sistema de derivadas parciales la que forma una ecuación de continuidad y la conservación de la cantidad de movimiento (Tapia Cueva, 2012).

$$\left(\frac{\partial Q}{\partial x}\right) dx \cdot dt + T \cdot dx \left(\frac{\partial y}{\partial t}\right) dt = \left(\frac{\partial Q}{\partial x}\right) dx \cdot dt + dx \left(\frac{\partial A}{\partial t}\right) dt = 0$$

Pérdidas por fricción

Las pérdidas friccionales se calculan mediante la ecuación de Manning que está definida por la siguiente expresión:

$$S_f = \left(\frac{Q}{K}\right)^2$$

Para la cual S_f , es la pendiente de fricción entre dos secciones, (US Army Corps of Engineers, 2021).

Coefficiente de Contracción y Expansión

El software HEC-RAS supone contracción cuando la velocidad aguas abajo es mayor que la carga de velocidad aguas arriba y ocurre una expansión de forma

viceversa; HEC RAS asigna por defecto coeficiente de expansión y contracción de 0.3 y 0.1 para cada sección transversal, el cual sirve para determinar las pérdidas de energía entre secciones adyacentes

$$h_{ce} = C \left[\frac{a_1 V_1^2}{2g} - \frac{a_2 V_2^2}{2g} \right]$$

Los valores del coeficiente de contracción y expansión se visualizan en la tabla 6, descrita en el manual de HEC-RAS 6.0.

Tabla 6

Coefficientes de contracción y expansión

CASOS	CONTRACCIÓN	EXPANSIÓN
Sin pérdida de transición	0.0	0.0
Transiciones graduales	0.1	0.3
Secciones de puente típicas	0.3	0.5
Transiciones abruptas	0.6	0.8

Nota. Tomado de *US Army Corps of Engineers - Hydrologic Engineering Center*, por US Army Corps of Engineers, 2021.

Aplicaciones

El HEC- RAS realiza simulaciones de posibles áreas inundables o áreas afectadas por deslizamientos, realiza cálculos hidráulicos de estructuras, permite rediseñar proyectos existentes mediante simulaciones con diferentes escenarios y de esta manera se puede administrar los recursos hídricos y mitigar los efectos de desastres naturales en zonas vulnerables e implementar sistemas de alerta temprana en dichas zonas. El presente proyecto utiliza HEC-RAS para determinar las velocidades que se desarrollan en el deflector de la presa de Manduriacu debido al lodo existente en la zona.

Actividades para la ejecución

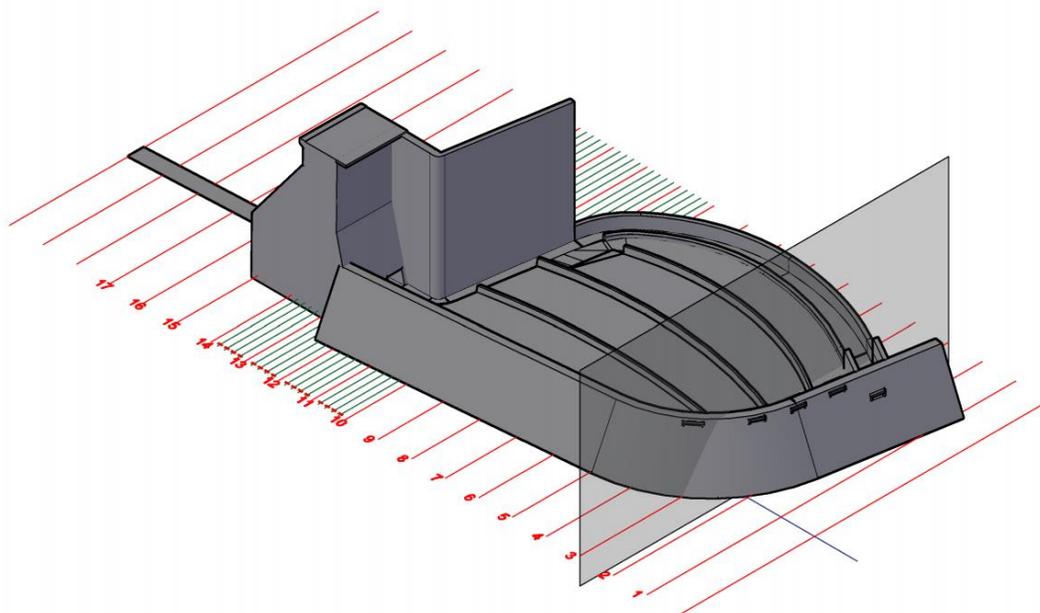
Para el presente proyecto se describe de manera ordenada las actividades que permitirán alcanzar los objetivos planteados.

Geometría de la Zona de Estudio

De acuerdo con la información disponible del deflector se obtuvo su geometría, del cual se hizo un modelo en 3D para generar secciones transversales, en total se generaron 10 secciones principales cada 10m y 10 secciones secundarias cada 2m, para de esta manera tener la geometría lo más aproximada al deflector existente como se muestra en la Figura 48.

Figura 48

Vista Isométrica SE del deflector



Nota. El deflector mostrado en la Figura 48 pertenece a la presa de Manduriacu, en el cual se observa: de color azul la línea del eje principal de los cortes transversales que es longitudinal al orificio de salida, de color rojo las secciones transversales principales, las líneas verdes pertenecen a las secciones secundarias, y el plano de color gris representa el plano de corte para todas las secciones.

Definición de los Parámetros de Diseño

Se definen los siguientes parámetros de diseño para la modelación hidráulica:

Coeficiente de Manning.

El coeficiente de rugosidad n de Manning es un parámetro fundamental e importante en el modelo hidráulico, por tanto, este valor debe ser elegido adecuadamente para obtener resultados que sean satisfactorios, este valor depende de una serie de factores como perímetro mojado, vegetación, sedimentación, socavación, obstrucción. Un error en la n afecta directamente a la velocidad o gasto del modelo (Fernández de Córdova Webster et al., 2018).

El valor de rugosidad se ha elegido en función del material que conforma el deflector de la presa de Manduriacu el cual es de hormigón, pero se encuentra recubierto parcialmente por lodo para lo cual se eligió un coeficiente de rugosidad de 0.04 para la simulación hidráulica descrito en la tabla 3.

Coeficientes de contracción y expansión.

Para el caso del modelo se toma los coeficientes por defecto que corresponden a una transición gradual en el deflector 0.1 y 0.3 y transición abrupta 0.6 y 0.8 a la entrada de la galería.

En la Figura 49 se visualiza los coeficientes para cada sección del deflector.

Figura 49

Coefficiente de Contracción y Expansión del modelo.

	River Station	Contraction	Expansion
2	321	0.1	0.3
3	317.5	Culvert	
4	314	0.1	0.3
5	304	0.1	0.3
6	294	0.1	0.3
7	284	0.1	0.3
8	274	0.1	0.3
9	264	0.1	0.3
10	254	0.1	0.3
11	244	0.1	0.3
12	242	0.1	0.3
13	240	0.1	0.3
14	238	0.1	0.3
15	236	0.1	0.3
16	234	0.1	0.3
17	232	0.1	0.3
18	230	0.1	0.3
19	228	0.1	0.3
20	226	0.1	0.3
21	224	0.1	0.3
22	222	0.6	0.8
23	211	Culvert	
24	200	0.1	0.3
25	0	0.1	0.3

Nota. La sección +222.00 presenta coeficientes de 0.6 y 0.8 debido al cambio de geometría por presencia del orificio en la sección +211.00.

Flujo Permanente

La primera parte del modelo se ha realizado para un flujo permanente para condiciones de un régimen subcrítico y supercrítico es decir un flujo mixto.

Para determinar las velocidades que se desarrollan en el canal como primer modelo se lo hace con flujo permanente con un caudal de 147.91 m³/s, el cual se lo obtuvo mediante la ecuación de descarga libre a través de un orificio grande (Sandoval Erazo, 2020).

Adicional se modela con el caudal total de entrada de los orificios que se le obtiene de la siguiente manera; se suma el caudal del orificio del canal principal que es

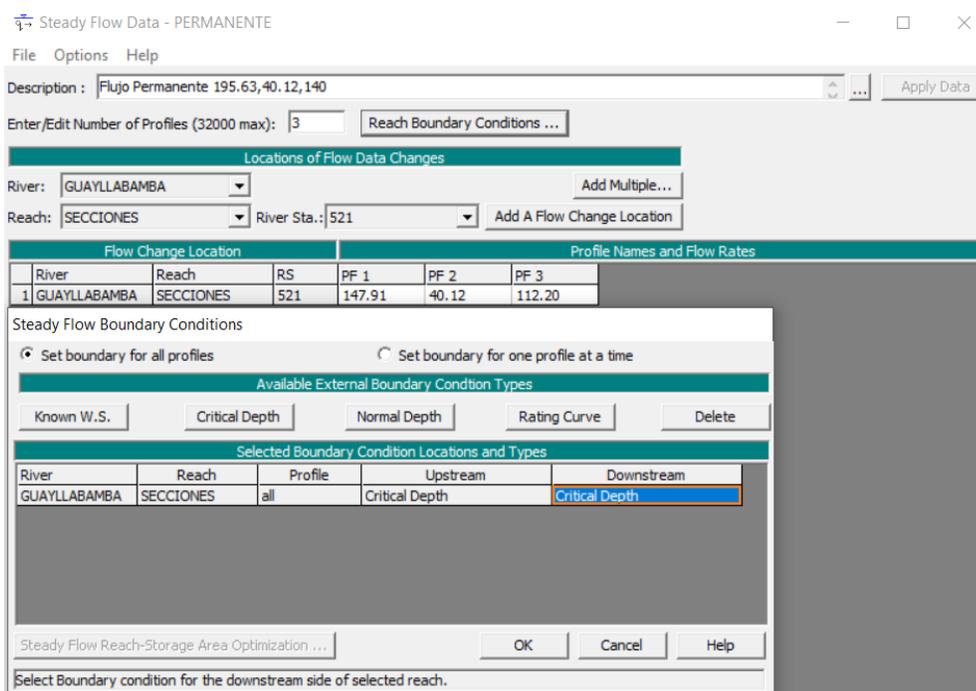
de $18.43 \text{ m}^3/\text{s}$ más el caudal total de los 4 orificios de los canales secundarios $21.78 \text{ m}^3/\text{s}$, dando como resultado un caudal total de $40.12 \text{ m}^3/\text{s}$.

Para observar qué velocidades se desarrollan en el deflector lleno a los 469.0 msnm se incluye al modelo un caudal de $112.20 \text{ m}^3/\text{s}$, el mismo que se obtiene mediante el software HEC-RAS a los 11m de altura desde la base hacia la cabeza del muro del deflector.

En la Figura 50 se observan los datos de entrada descritos anteriormente para el modelo con flujo permanente.

Figura 50

Caudales para modelo con flujo permanente.



Nota. PF1, PF2, PF3, presentan los perfiles con sus respectivos caudales para la primera modelación de flujo permanente.

Modelación Hidráulica para Flujo Permanente

El software HEC-RAS mediante la información proporcionada de geometría y parámetros de diseño inicia la modelación hidráulica de la siguiente manera:

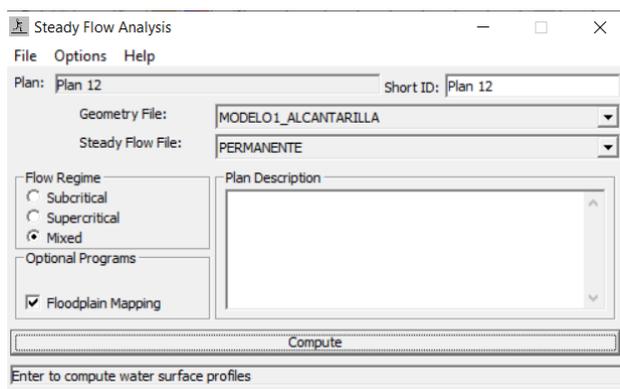
Plan de simulación y modelamiento.

El plan de simulación que requiere el programa el cual se lo hace con un régimen mixto y finalmente para modelar el programa revisa que la geometría y parámetros antes mencionados estén correctos como se observa en la figura 52.

El régimen de flujo se considera mixto porque va de subcrítico a supercrítico, o viceversa; haciendo que el programa no restrinja valores mayores a la altura de borde crítica (Torres Sanchez, 2017).

Figura 51

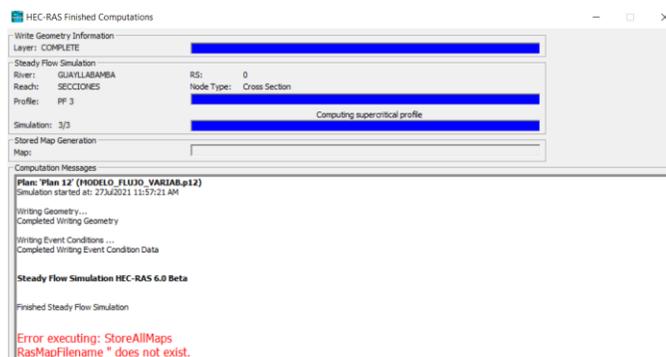
Plan de simulación para modelo de flujo permanente



Nota. Ventana para simular el modelo cuando el flujo es permanente.

Figura 52

Corrimiento Final del programa



Nota. El error existente que muestra la modelación es por falta de un archivo ráster del embalse, el mismo que no afecta a los resultados hidrológicos obtenidos.

Evaluación de los resultados obtenidos Flujo Permanente

Velocidades y tirantes en cada sección.

Tabla 7

Velocidad obtenida para el caudal de diseño

Sección	Q total	Tirante	Velocidad
	m ³ /s	m	m/s
521.00	147.91	15.46	0.17
321.00	147.91	15.45	0.41
317.50		Orificio	
314.00	147.91	14.73	0.52
304.00	147.91	14.74	0.46
294.00	147.91	14.74	0.40
284.00	147.91	14.74	0.36
274.00	147.91	14.74	0.34
264.00	147.91	14.74	0.32
254.00	147.91	14.74	0.32
244.00	147.91	14.74	0.32
242.00	147.91	14.74	0.31
240.00	147.91	14.74	0.30
238.00	147.91	14.74	0.30
236.00	147.91	14.73	0.36
234.00	147.91	14.73	0.50
232.00	147.91	14.70	0.86
230.00	147.91	14.64	1.36
228.00	147.91	14.64	1.34
226.00	147.91	14.64	1.31
224.00	147.91	14.64	1.28
222.00	147.91	14.61	1.45
211.00		Orificio	
200.00	147.91	6.37	9.32
0.00	147.91	3.99	2.37

Nota. Las velocidades obtenidas en la sección 317.50 y 211.00 se refieren a los orificios que se detallan en la tabla 8.

Tabla 8

Velocidad obtenida para los orificios caudal de diseño.

Localización del Orificio	Sección	Q total	Velocidad U.S	Velocidad D.S
		m ³ /s	m/s	m/s
Canal Principal	317.50	8.06	0.72	2.99
Canales Secundarios	317.50	17.68	0.72	2.95
Descarga	211.00	147.91	6.57	8.22

Nota. Las velocidades descritas corresponden al caudal de diseño 147.91 m³/s.

Tabla 9

Velocidad obtenida para el caudal de 40.12 m³/s.

Sección	Q total	Tirante	Velocidad
	m ³ /s	m	m/s
521.00	40.12	14.69	0.05
321.00	40.12	14.69	0.14
317.50		Orificio	
314.00	40.12	8.90	3.81
304.00	40.12	8.82	3.42
294.00	40.12	8.71	3.02
284.00	40.12	8.39	3.12
274.00	40.12	7.77	4.04
264.00	40.12	7.28	4.48
254.00	40.12	6.78	4.74
244.00	40.12	5.96	5.27
242.00	40.12	7.03	1.23
240.00	40.12	7.06	0.67
238.00	40.12	7.07	0.46
236.00	40.12	7.07	0.43
234.00	40.12	7.06	0.58
232.00	40.12	7.02	1.06
230.00	40.12	6.83	2.08
228.00	40.12	6.83	2.01
226.00	40.12	6.84	1.94
224.00	40.12	6.84	1.87
222.00	40.12	6.84	1.81
211.00		Orificio	
200.00	40.12	6.13	2.75
0.00	40.12	3.66	1.53

Tabla 10

Velocidad obtenida para los orificios caudal de 40.12 m³/s.

Localización del Orificio	Sección	Q total	Velocidad U.S	Velocidad D.S
		m ³ /s	m/s	m/s
Canal Principal	317.50	16.69	5.79	3.19
Canales Secundarios	317.50	19.12	5.79	6.18
Descarga	211.00	40.12	0.71	3.41

Nota. U.S – Aguas arriba y D.S – Aguas abajo.

Tabla 11

Velocidad obtenida para el caudal de 112.20 m³/s.

Sección	Q total	Tirante	Velocidad
	m ³ /s	m	m/s
521.00	112.20	15.19	0.13
321.00	112.20	15.18	0.33
317.50		Orificio	
314.00	112.20	11.16	1.44
304.00	112.20	11.17	1.12
294.00	112.20	11.18	0.84
284.00	112.20	11.18	0.70
274.00	112.20	11.19	0.61
264.00	112.20	11.19	0.55
254.00	112.20	11.19	0.51
244.00	112.20	11.19	0.49
242.00	112.20	11.19	0.45
240.00	112.20	11.19	0.41
238.00	112.20	11.19	0.39
236.00	112.20	11.19	0.44
234.00	112.20	11.18	0.62
232.00	112.20	11.13	1.09
230.00	112.20	11.01	1.83
228.00	112.20	11.01	1.79
226.00	112.20	11.02	1.74
224.00	112.20	11.02	1.70
222.00	112.20	11.00	1.77
211.00		Orificio	
200.00	112.20	6.37	6.94
0.00	112.20	3.89	2.15

Tabla 12

Velocidad obtenida para los orificios caudal de 112.20 m³/s

Localización del Orificio	Sección	Q total	Velocidad U.S	Velocidad D.S
		m ³ /s	m/s	m/s
Canal Principal	317.5	17.99	6.66	6.66
Canales Secundarios	317.5	24.03	4.01	4.01
Descarga	211	112.20	6.23	8.45

Nota. La velocidad aguas arriba del orificio se encuentra en la columna US, y en la columna DS, velocidades aguas abajo del orificio.

Perfil longitudinal.

La leyenda en el margen derecho superior de cada perfil se detalla en la Tabla 13.

Tabla 13

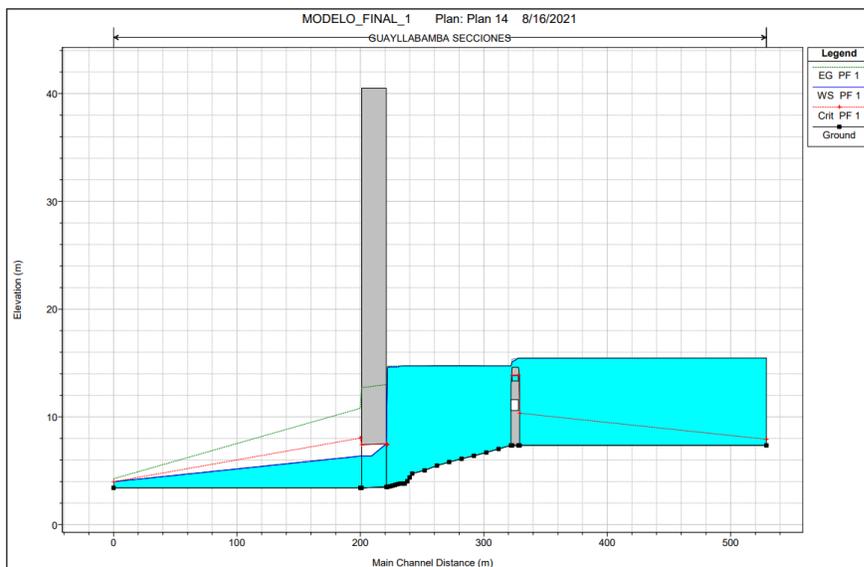
Simbología del programa HEC-RAS

Identificador	Significado	Símbolo
EG	Cota de la línea de energía de una sección a la siguiente según la distancia de las mismas.	
WS	Cota en la que se encuentra la superficie de la lámina de agua.	
CRIT	Cota del calado o tirante crítico.	
GROUND	Suelo o superficie del deflector.	

Nota. La simbología mostrada identifica las líneas de resultados en los perfiles.

Figura 53

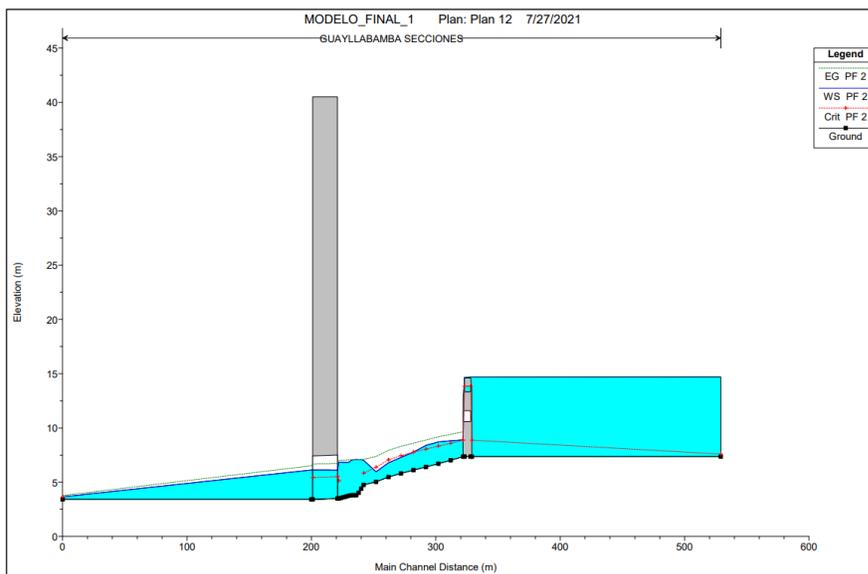
Perfil longitudinal caudal: 147.91 m³/s.



Nota. El perfil longitudinal mantiene una altura de 15.0 m a lo largo del deflector.

Figura 54

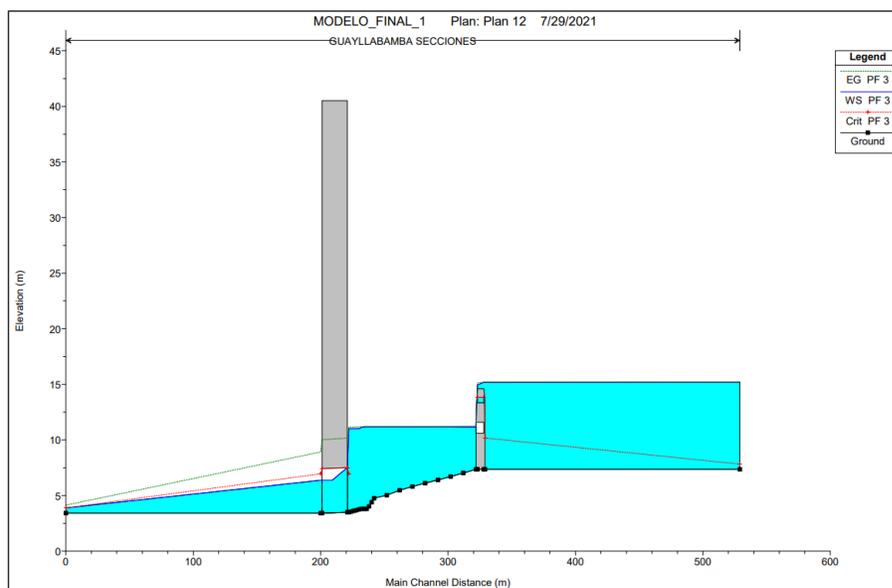
Perfil longitudinal caudal: 40.12 m³/s.



Nota. El perfil longitudinal varia su altura de lámina de agua de 2 a 5 metros en el deflector, a la entrada del orificio de descarga se visualiza un leve estancamiento de agua.

Figura 55

Perfil longitudinal caudal: 112.20 m³/s.



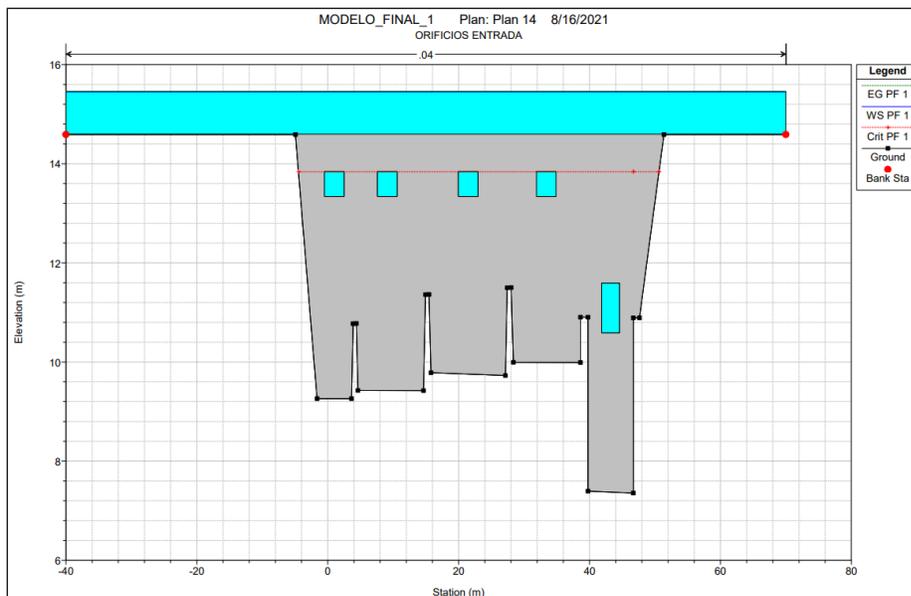
Nota. Para caudal de 112.20 m³/s la lámina de agua se mantiene en 11.0m, altura que corresponde a la cresta del muro del deflector.

Perfiles transversales.

En el perfil transversal de la Figura 56 se observan los orificios de entrada del deflector en el cual la lámina de agua sobrepasa dejando al mismo sumergido totalmente, la altura de la lámina de agua es de 15.45 m que corresponde a la cota 469.86 msnm y se mantiene en la Figura 57, y Figura 58.

Figura 56

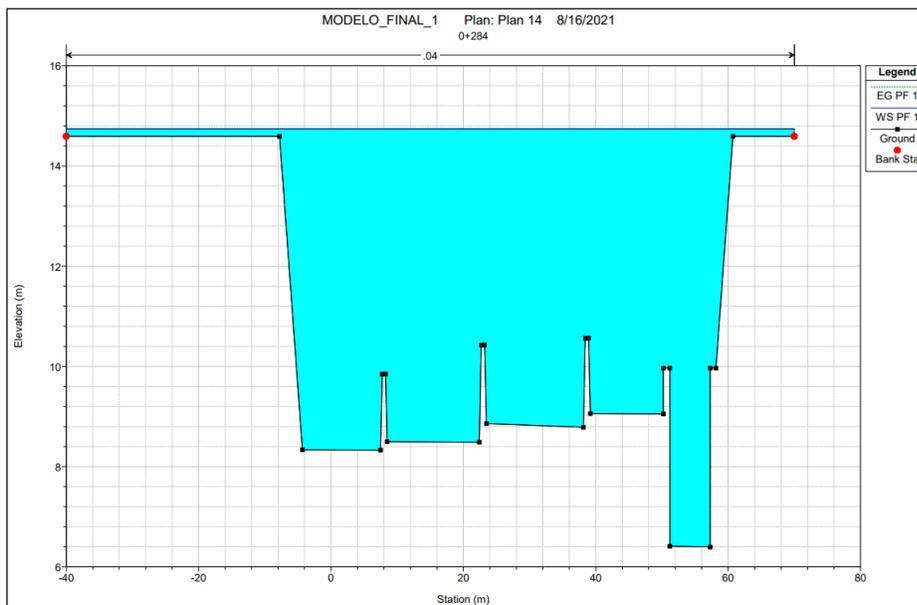
Perfil transversal 1, para un caudal de 147.91 m³/s



Nota. El perfil de la figura 56 corresponde a la sección 0+317.5 m.

Figura 57

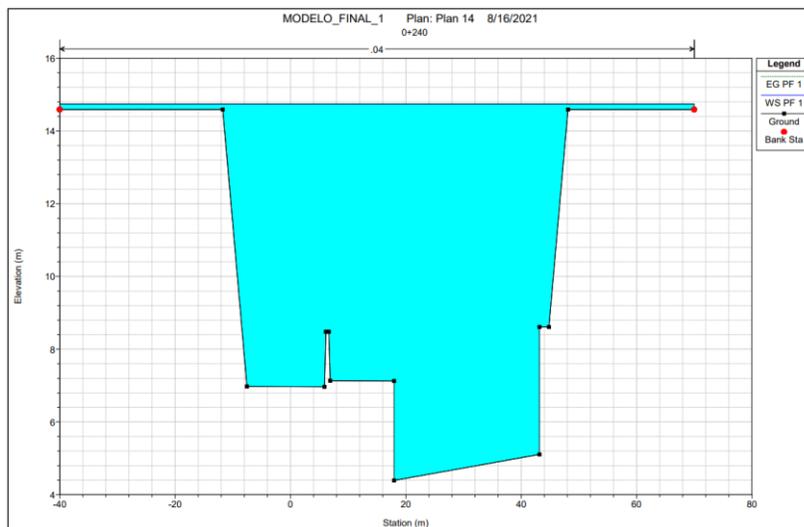
Perfil transversal 2, para un caudal de 147.91 m³/s



Nota. El perfil de la figura 57 corresponde a la sección 0+284 m.

Figura 58

Perfil transversal 3, para un caudal de 147.91 m³/s

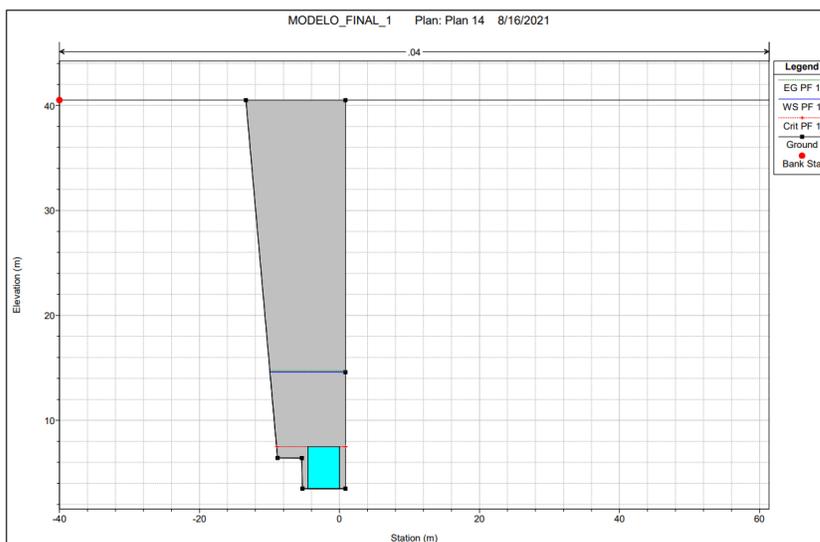


Nota. Perfil transversal de la sección 0+240 m.

En la Figura 59 se observa la entrada del orificio de descarga y altura de lámina de agua antes de la entrada al orificio para un caudal de 147.91 m³/s es de 14.61 metros que corresponde a la cota 472.61 msnm.

Figura 59

Perfil transversal 4, para un caudal de 147.91 m³/s

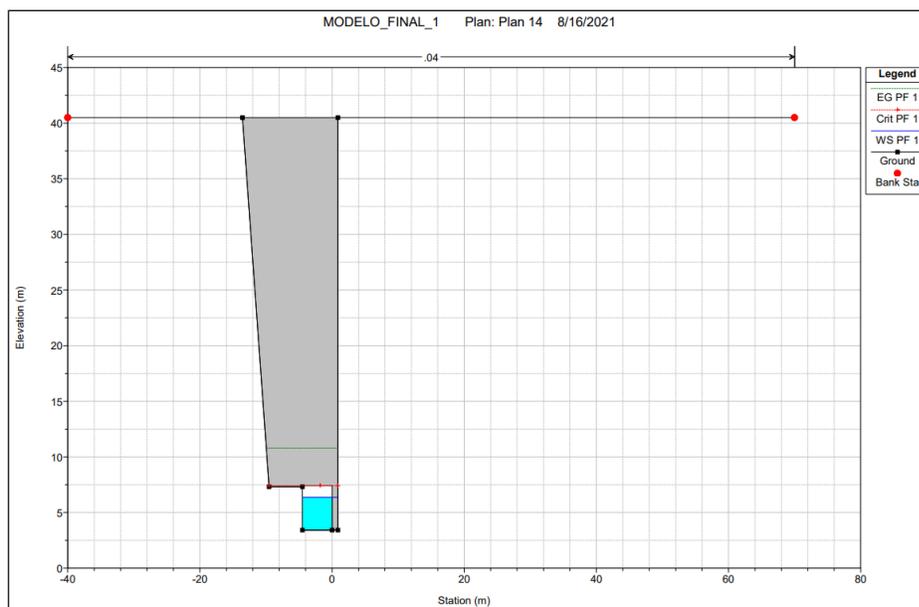


Nota. Perfil transversal de la sección 0+211m.

En la Figura 60 se presenta a salida del orificio de descarga en el cual la altura de lámina de agua es de 6.36 m.

Figura 60

Perfil transversal orificio descarga aguas abajo

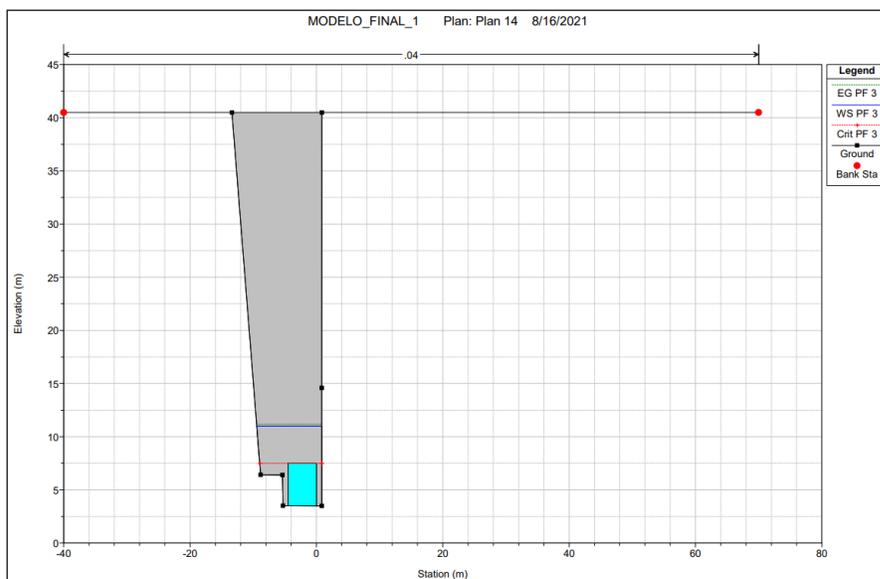


Nota. Perfil transversal para un caudal de 147.91 m³/s.

El perfil transversal de la Figura 61 corresponde a la sección +211m que está situada en la entrada del orificio en la cual se puede observar el tirante al inicio marcado por la línea azul es de 11.0 m que es la altura del muro del deflector.

Figura 61

Perfil transversal para un caudal de 112.20 m³/s

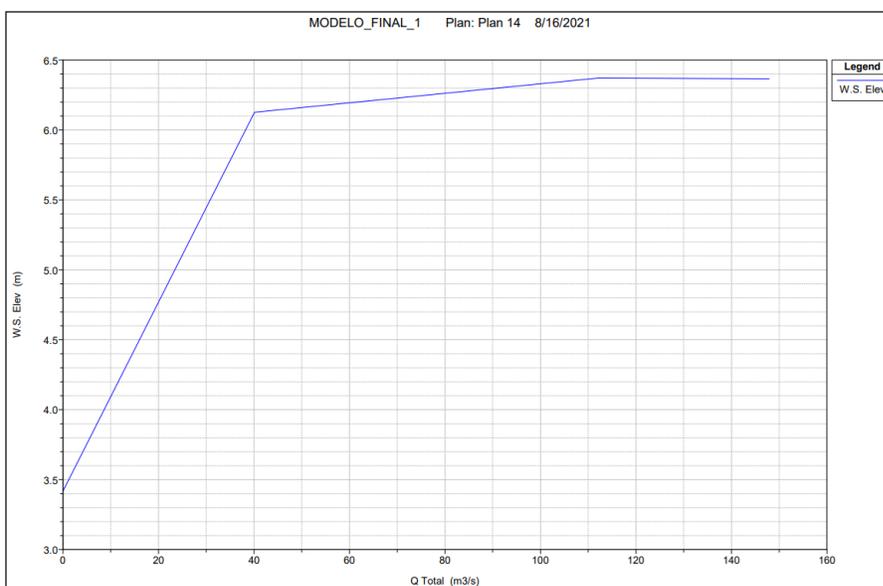


Nota. El perfil transversal corresponde a la sección 0+211m.

Curva de descarga del orificio de salida.

Figura 62

Gráfico de descarga del deflector



Nota. Curva de descarga de la sección aguas abajo del orificio.

Flujo Variable

Para realizar el modelo de flujo variable se tomó en cuenta los siguientes parámetros:

Ingreso de hidrograma para flujo variable

Se establece un hidrograma inicial para un tiempo de 10 horas con intervalos de 30 minutos para caudales diferentes, el caudal inicial es de 147.91 m³/s el mismo que se mantiene constante hasta los 60 minutos y disminuye gradualmente hasta 0 m³/s al completar el tiempo establecido, ver Figura 63.

Figura 63

Hidrograma de inicio para modelo de flujo variable

Flow Hydrograph

River: GUAYLLABAMBA Reach: SECCIONES RS: 521

Read from DSS before simulation Select DSS file and Path

File:

Path:

Enter Table Data time interval: 30 Minute

Select/Enter the Data's Starting Time Reference

Use Simulation Time: Date: 06JUL2021 Time: 00:00

Fixed Start Time: Date: 06JUL2021 Time: 0000

No. Ordinates

Hydrograph Data			
	Date	Simulation Time (hours)	Flow (m ³ /s)
1	05Jul2021 2400	00:00	147.91
2	06Jul2021 0030	00:30	147.91
3	06Jul2021 0100	01:00	147.91
4	06Jul2021 0130	01:30	164.94
5	06Jul2021 0200	02:00	130.48
6	06Jul2021 0230	02:30	112.2
7	06Jul2021 0300	03:00	100
8	06Jul2021 0330	03:30	80
9	06Jul2021 0400	04:00	65
10	06Jul2021 0430	04:30	50
11	06Jul2021 0500	05:00	40.12
12	06Jul2021 0530	05:30	35
13	06Jul2021 0600	06:00	25
14	06Jul2021 0630	06:30	12.5
15	06Jul2021 0700	07:00	7.5
16	06Jul2021 0730	07:30	5.5
17	06Jul2021 0800	08:00	3.5
18	06Jul2021 0830	08:30	2
19	06Jul2021 0900	09:00	1
20	06Jul2021 0930	09:30	0
21	06Jul2021 1000	10:00	0

Time Step Adjustment Options ("Critical" boundary conditions)

Monitor this hydrograph for adjustments to computational time step

Max Change in Flow (without changing time step):

Nota. El hidrograma tiene una duración de 12h00.

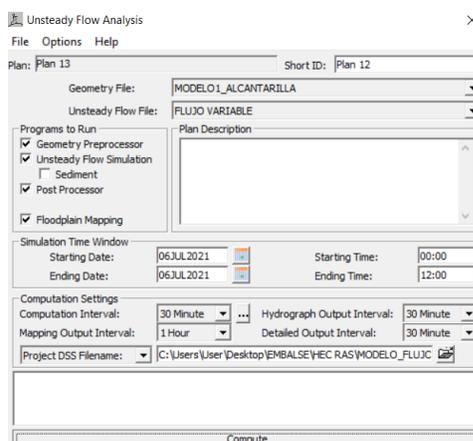
Modelación hidráulica flujo variable

Plan de simulación y modelamiento.

En el plan de flujo variable se elige un intervalo para la simulación de caudales del hidrograma para el caso del modelamiento se eligió 30 minutos para un tiempo de 12 horas. Figura 64.

Figura 64

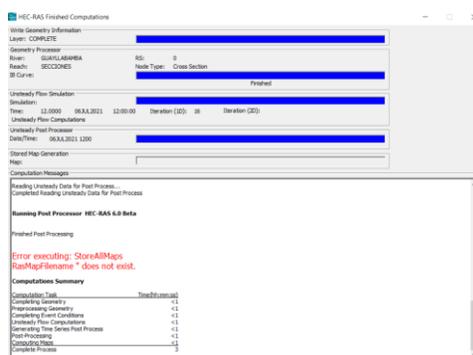
Plan desarrollado para flujo variable



Nota. En el plan de simulación se elige el intervalo para presentar los resultados.

Figura 65

Análisis computacional del modelo de flujo variable



Nota. El error existente se debe a que no existe un archivo tipo ráster del deflector, el mismo que no afecta a los resultados.

Evaluación de los resultados obtenidos Flujo Variable

Velocidades y tirantes en secciones representativas.

La Tabla 14 muestra las velocidades y altura de lámina de agua de una sección aguas arriba de la sección de orificios de entrada con el flujo variable descrito en el hidrograma de la Figura 63.

Tabla 14

Velocidades desarrolladas en la sección +321.00

Sección	Tiempo	Q total	Tirante	Velocidad
	H:min	m ³ /s	m	m/s
321.00	0:00	147.91	28.18	0.08
	0:30	147.91	28.18	0.08
	1:00	147.91	28.18	0.08
	1:30	147.91	28.18	0.08
	2:00	140.84	27.05	0.09
	2:30	129.22	25.20	0.09
	3:00	117.36	23.32	0.10
	3:30	102.20	20.91	0.11
	4:00	87.11	18.51	0.12
	4:30	72.05	16.11	0.17
	5:00	52.12	14.81	0.18
	5:30	36.55	14.64	0.13
	6:00	27.5	14.37	0.11
	6:30	16.91	13.89	0.07
	7:00	11.03	13.5	0.05
	7:30	8.96	13.12	0.05
	8:00	7.64	12.67	0.05
	8:30	6.14	12.21	0.04
	9:00	4.71	11.79	0.04
	9:30	2.94	11.47	0.03
	10:00	1.93	11.25	0.02
	10:30	1.32	11.1	0.02
	11:30	0.94	10.99	0.01
	12:00	0.67	10.92	0.01

Nota. Valores de la velocidad en la sección +321.00 con un intervalo de 30 min de tiempo.

En la Tabla 15 se describe los caudales y velocidades de los orificios de entrada, los orificios de los canales secundarios después de 7:30 horas dejan de trabajar puesto que el nivel de agua baja hasta la cota 467.75 msnm y solo queda en función el orificio de entrada del canal principal.

Tabla 15

Velocidades desarrolladas en los orificios de entrada

Orificios de Entrada	Tiempo	Sección	Q	Velocidad	Velocidad
			total	U.S	D.S
			m ³ /s	m/s	m/s
Canal principal	0:00	317.50	8.02	2.97	2.97
	2:00		10.63	3.94	3.94
	3:00		15.90	5.89	5.89
	3:30		17.86	6.62	6.62
	5:00		12.30	4.56	4.56
	8:00		7.64	2.83	4.86
	8:30		6.14	2.27	4.20
	9:00		4.71	2.25	2.58
	10:30		1.32	1.39	1.69
	11:30		0.67	1.06	1.34
	12:00		0.51	0.95	1.23
	Canales Secundarios (4 orificios)		0:00	317.50	17.60
2:00		23.19	3.87		3.87
3:00		24.34	4.06		4.06
3:30		23.58	3.93		3.93
5:00		20.78	3.46		3.46
8:00		0.00	0.00		0.00
8:30		0.00	0.00		0.00
9:00		0.00	0.00		0.00
10:30		0.00	0.00		0.00
11:30		0.00	0.00		0.00
12:00	0.00	0.00	0.00		

Nota. La velocidad U.S corresponde a la velocidad de entrada del orificio y la velocidad D.S es de salida del orificio.

Tabla 16*Velocidades desarrolladas en la sección*

Sección	Tiempo	Q total	Tirante	Velocidad
	H:min	m ³ /s	m	m/s
284.00	0:00	147.91	14.74	0.36
	2:00	141.44	14.13	0.39
	3:00	118.00	12.43	0.47
	3:30	103.40	11.19	0.62
	5:00	49.72	6.81	0.71
	8:00	7.63	7.08	1.86
	8:30	6.14	6.91	1.99
	9:00	4.73	6.74	2.32
	10:30	1.32	6.56	1.37
	11:30	0.67	6.52	0.98
	12:00	0.51	6.50	0.89
	240.00	0:00	147.91	14.74
2:00		142.56	14.14	0.32
3:00		119.19	12.43	0.34
3:30		105.67	11.20	0.38
5:00		51.11	8.08	0.47
5:30		37.22	7.48	0.47
8:00		7.63	6.58	0.17
8:30		6.15	6.55	0.14
9:00		4.73	6.52	0.11
10:30		1.33	6.45	0.03
11:30		0.67	6.44	0.02
12:00		0.51	6.43	0.01
222.00	0:00	147.91	14.61	1.45
	2:00	142.71	14.03	1.49
	3:00	119.35	12.31	1.54
	3:30	105.97	11.06	1.64
	5:00	51.4	7.96	1.55
	5:30	37.35	7.38	1.36
	8:00	7.64	6.57	0.39
	8:30	6.15	6.54	0.32
	9:00	4.74	6.52	0.25
	10:30	1.33	6.45	0.07
	11:30	0.68	6.44	0.04

Nota. Las velocidades de las secciones; +284.00 (30m de los orificios de entrada), +240.00 (aguas abajo del deflector) y +222.00m (antes del orificio de descarga).

Para el orificio de descarga en la Tabla 17 se describe el tiempo, caudal y velocidades durante las 12 horas con intervalos de 30 minutos de descarga del deflector, la velocidad máxima desarrollada para el caudal de 147.91 m³/s fue de 11.16 m/s, para el caudal de 112.20 m³/s se desarrolla una velocidad entre los 8.00 m/s y 10.0 m/s y finalmente para el caudal de 40.0 m³/s la velocidad está entre 2.37 a 3.10 m/s.

Tabla 17

Velocidades desarrolladas en el orificio de descarga

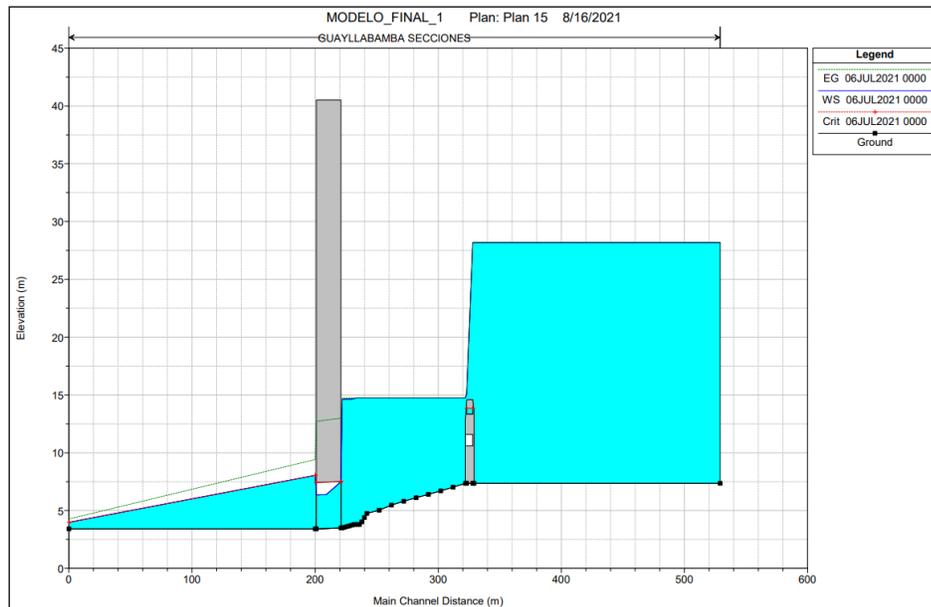
Orificio	Sección	Tiempo	Q total	Velocidad	
				U.S	D.S
		H:min	m ³ /s	m/s	m/s
Descarga	211.00	0:00	147.91	8.22	11.16
		0:30	147.97	8.22	11.16
		1:00	147.93	8.22	11.16
		1:30	147.91	8.22	11.16
		2:00	142.71	7.93	10.77
		2:30	132.61	7.37	10.00
		3:00	119.35	6.63	8.99
		3:30	105.97	5.89	5.89
		4:00	89.98	5.00	5.00
		4:30	74.29	4.13	4.13
		5:00	51.40	3.17	3.10
		5:30	37.35	2.43	2.37
		6:00	27.69	1.87	1.82
		6:30	17.08	1.2	1.17
		7:00	11.03	0.79	0.77
		7:30	8.94	0.65	0.63
		8:00	7.64	0.56	0.54
		8:30	6.15	0.45	0.44
		9:00	4.74	0.35	0.34
		9:30	2.96	0.22	0.21
		10:00	1.94	0.15	0.14
		10:30	1.33	0.10	0.10
		11:30	0.95	0.07	0.07
		12:00	0.68	0.05	0.05

Nota. La velocidad máxima de la sección es 11.16 m/s.

Perfil longitudinal.

Figura 66

Perfil longitudinal del modelo de flujo variable



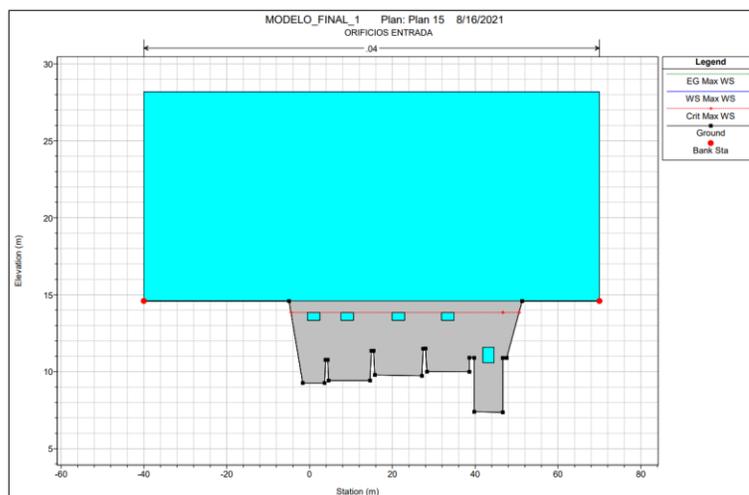
Nota. La imagen muestra el perfil longitudinal para el tiempo inicial 00h00, en el Anexo A se visualiza los perfiles para 3h00, 5h30 y 12h00.

Perfil transversal.

El perfil transversal de la sección +321.00m se encuentra en el Anexo B para el tiempo de 3h00, 5h30 y 12h00; los caudales de la sección se muestran en la Tabla 14.

Figura 67

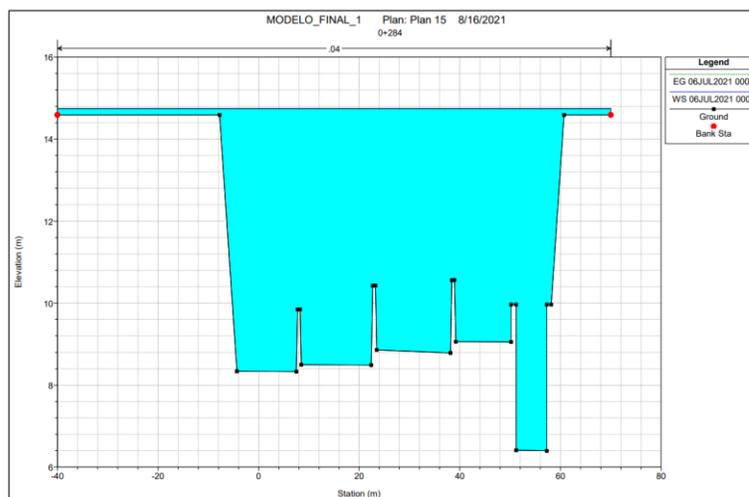
Perfiles transversales de los orificios de entrada del deflector



Nota. El perfil transversal pertenece al tiempo inicial 00h00, en el Anexo C se visualiza los perfiles transversales para 3h00, 5h30 y 12h00; caudales en la Tabla 15.

Figura 68

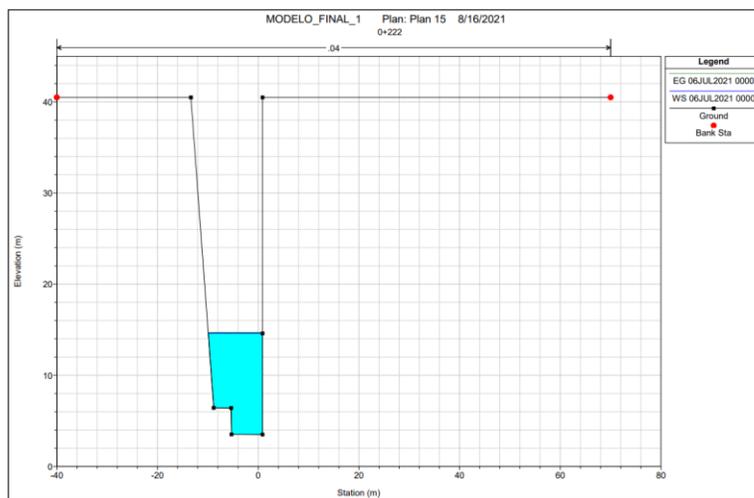
Perfil transversal sección +284.00m



Nota. El perfil transversal pertenece al tiempo inicial 00h00, en el Anexo D se visualiza los perfiles transversales para 3h00, 5h30 y 12h00; los caudales de la sección se muestran en la Tabla 16.

Figura 69

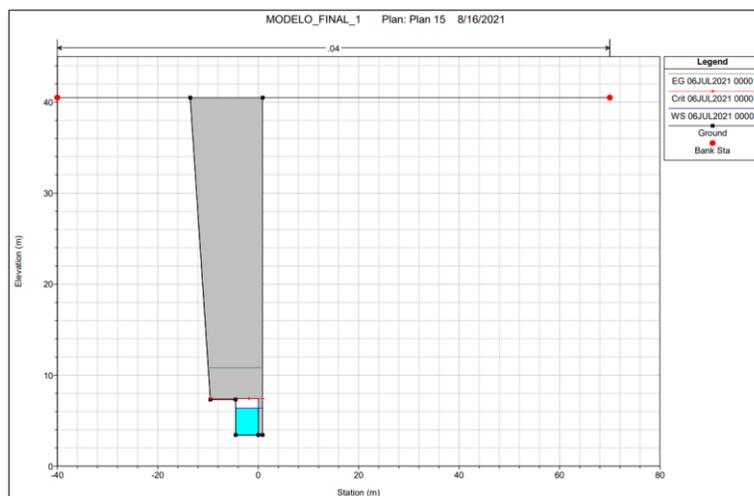
Perfiles transversales sección +222.00m



Nota. El perfil transversal pertenece al tiempo inicial 00h00, en el Anexo E se visualiza los perfiles transversales para 3h00, 5h30 y 12h00; los caudales de la sección se muestran en la Tabla 16.

Figura 70

Perfiles transversales del orificio de descarga del deflector



Nota. El perfil transversal pertenece al tiempo inicial 00h00, en el Anexo F se visualiza los perfiles transversales para 3h00, 5h30 y 12h00; los caudales de la sección se muestran en la Tabla 17.

Hidrogramas.

Los hidrogramas resultantes del modelo de flujo variable, en los cuales la simbología pertenece a los parámetros descritos en la Tabla 18, se presentan a continuación:

Tabla 18

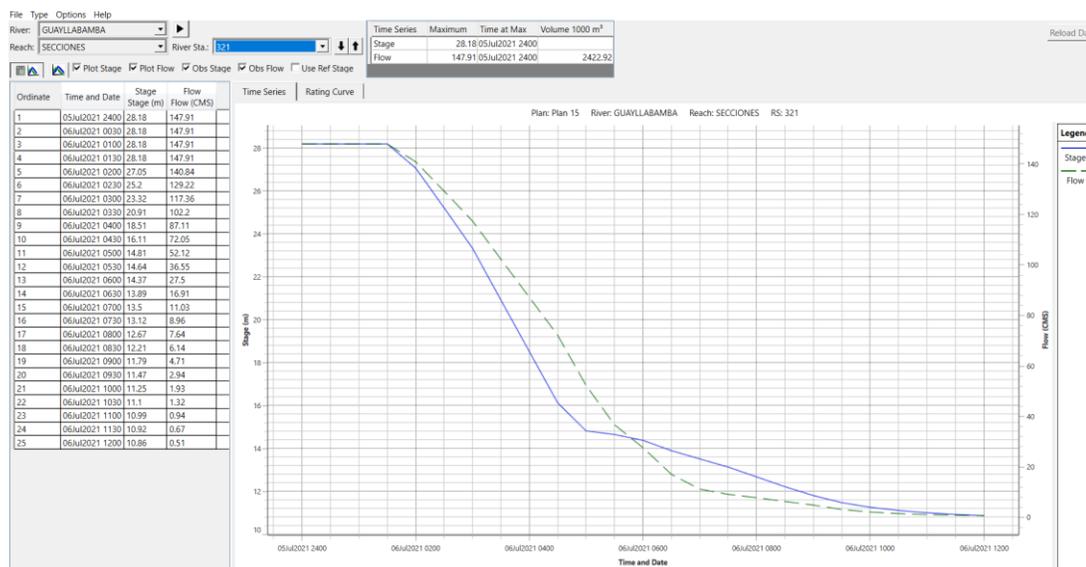
Simbología de hidrogramas resultantes

Identificador	Significado	Símbolo
Stage (m)	Cota de calado de la sección	
Flow (m ³ /s)	Flujo Variable de la sección	
Stage HW	Cota del calado en aguas arriba del orificio	
Stage Tw	Cota del calado en aguas abajo del orificio	

Nota. La simbología se encuentra en los hidrogramas presentados posteriormente.

Figura 71

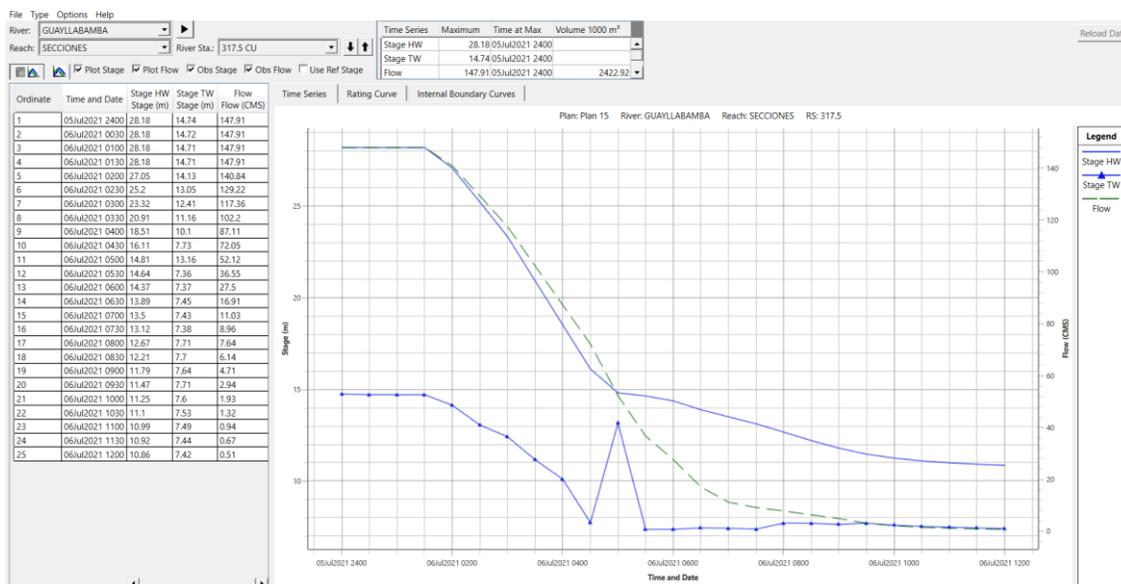
Hidrograma sección +321.00



Nota. La sección +321.00 a las 12h00 de simulación del hidrograma propuesto tiene un caudal de 0.51 m³/s.

Figura 72

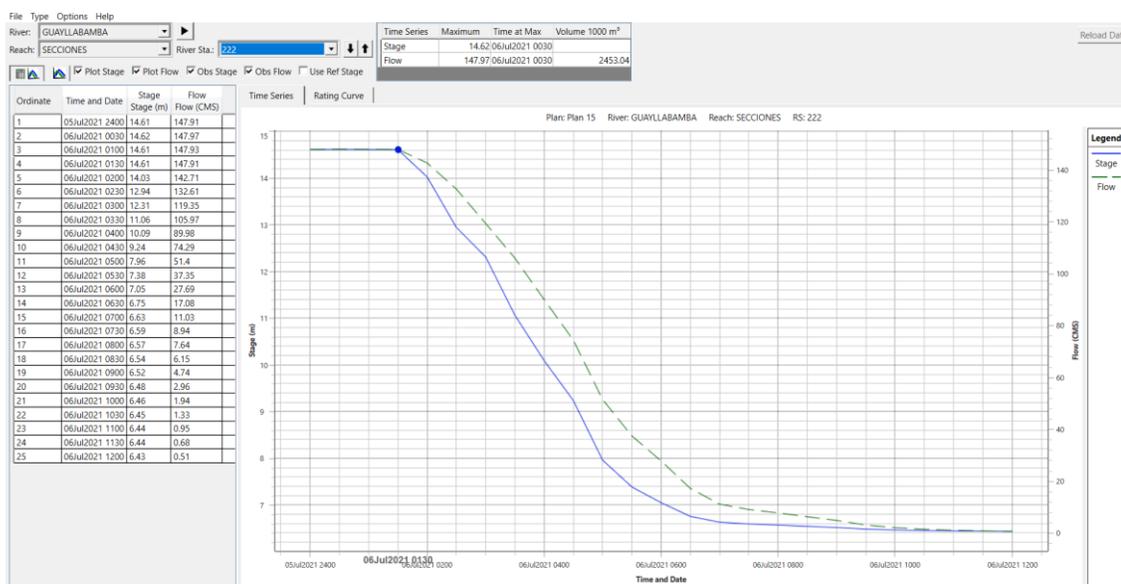
Hidrograma de los orificios de entrada



Nota. El hidrograma HW pertenece a la parte superior del orificio y TW corresponde a la parte inferior o piso del orificio.

Figura 73

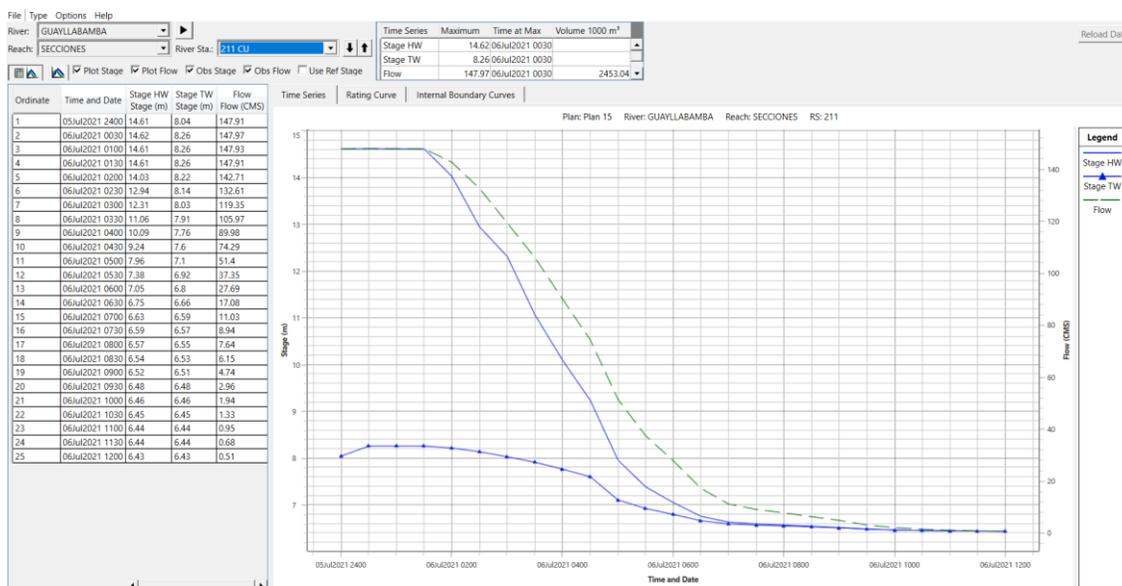
Hidrograma sección +314.00



Nota. La sección +314.00 presenta un hidrograma con una duración de 12h00.

Figura 74

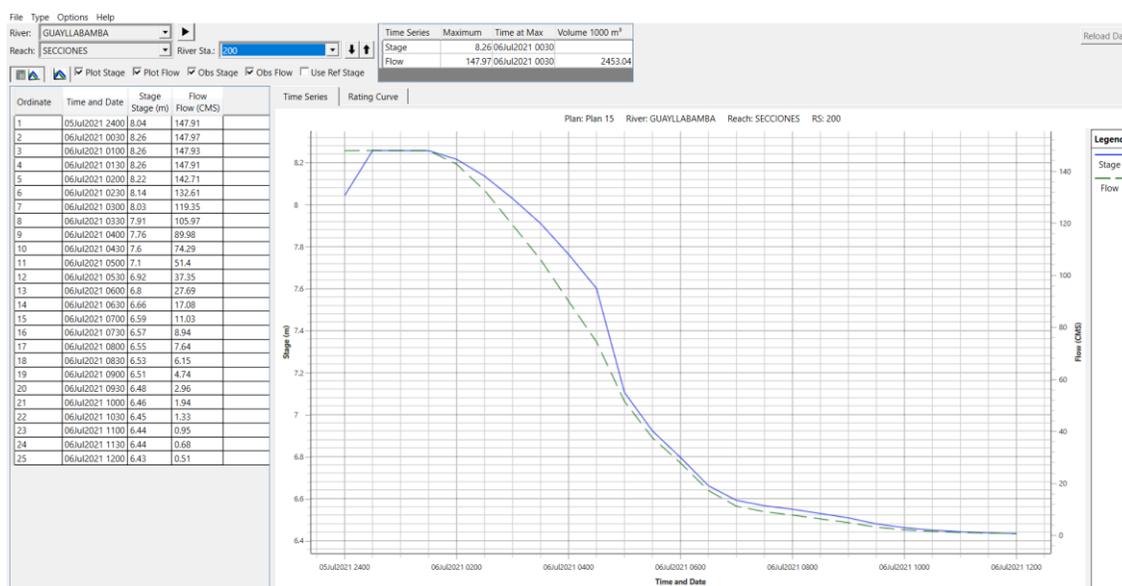
Hidrograma del orificio de descarga del deflector



Nota. El hidrograma HW pertenece a la parte superior del orificio y TW corresponde a la parte inferior o piso del orificio.

Figura 75

Hidrograma sección +200.00



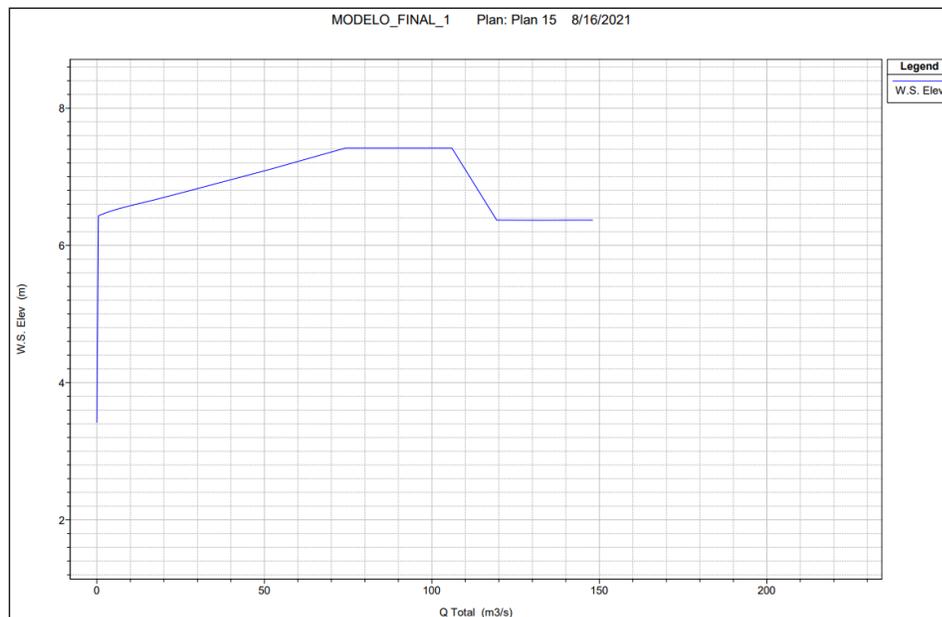
Nota. En el tiempo establecido de 12h00 la sección se vacía a un flujo de 0.51 m³/s.

Curva de descarga.

En la Figura 76 se observa que la descarga máxima del orificio alcanza los 8m con un caudal de 110 m³/s.

Figura 76

Curva de descarga del orificio de salida del deflector



Nota. La curva de descarga presenta una curva irregular debido a que los caudales varían en el lapso del tiempo establecido del hidrograma.

Capítulo 5

Propuesta

Fundamento

El nuevo diseño tiene como finalidad mejorar el lavado de sedimentos y aumentar el número de lavados en el año, con el fin de disminuir la cantidad de sedimentos que se depositan en el deflector. Esto se logra aumentando la capacidad de arrastre que a su vez es proporcional al cuadrado de la velocidad del flujo (W. Sandoval Erazo, 2019).

La propuesta de mejoramiento de la geometría del deflector de sedimentos de la central hidroeléctrica Manduriacu responde al método flushing, es decir se busca un lavado hidráulico que aproveche la velocidad del agua para lavar de forma continua los sedimentos y así evitar que la acumulación de sólidos ponga en peligro a la generación eléctrica de Manduriacu.

Propuesta de mejoramiento del deflector de sedimentos

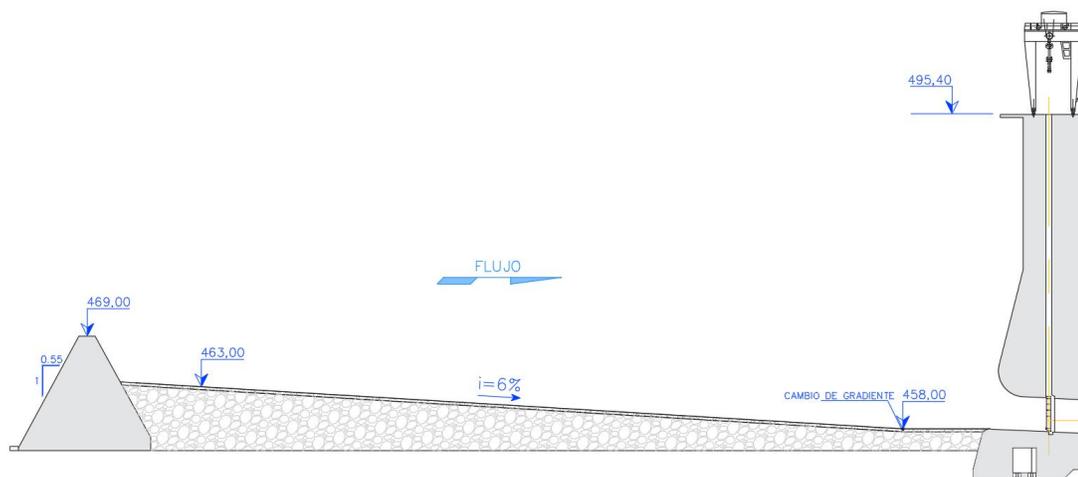
Los elementos de los cuales se propone una modificación pertenecen únicamente al deflector de sedimentos por lo que las estructuras de la casa de máquinas, equipamiento, subestación, túnel de desvío, entre otras no se verán afectadas. A continuación, se detalla la geometría propuesta:

- Muros del deflector: El muro deflector continúa manteniendo su geometría original es decir que su cota superior permanece en los 469.00 msnm, y en ambos lados del muro el terraplén es de 0.55H:1.00V.
- Orificios rectangulares en el muro del deflector: Los orificios no se requieren ya que se propone el ingreso del agua al deflector desde la corona de los muros de manera perimetral.

- Galería de salida del deflector: La nueva propuesta se conecta con la galería ya existente en la cota 458 msnm, por lo que su geometría y características no serán afectadas de ningún modo.
- Canal principal: El canal principal se encuentra ubicado en el margen izquierdo del deflector, en el eje del desagüe de fondo, y lo recorre de forma longitudinal siguiendo una pendiente del 6%, esto es, el doble de la pendiente original. Cuenta una longitud de 87.45 m; en su lado izquierdo está ubicado el muro del deflector, mientras que al lado derecho se encuentran los canales secundarios, se puede observar una vista longitudinal en la figura 77, además de la unión entre el canal principal y la galería de salida del deflector en la cota 458 msnm.

Figura 77

Vista longitudinal del canal principal



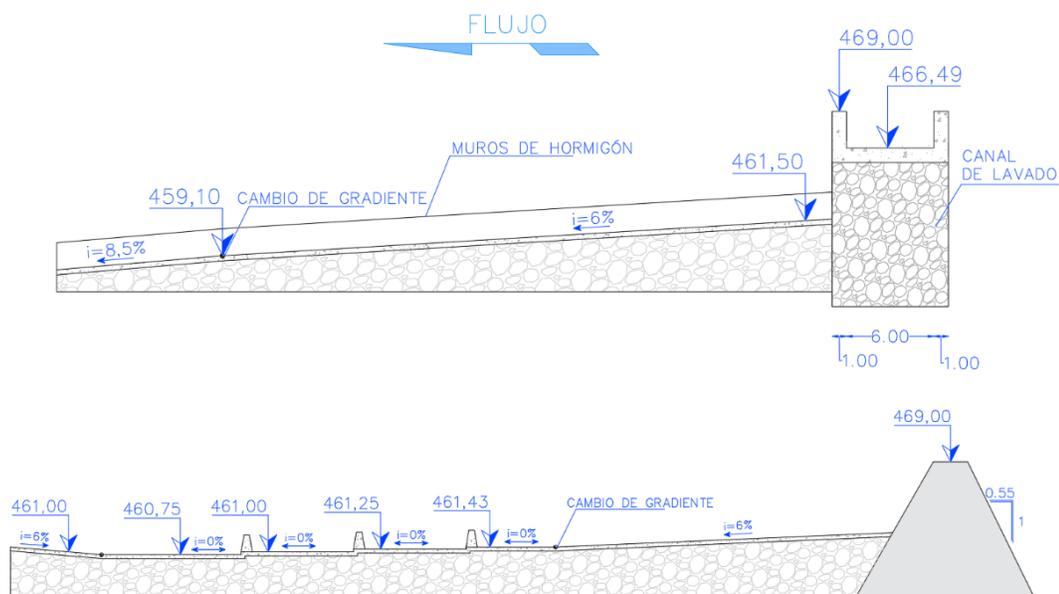
Nota. Se puede observar al inicio del canal principal el muro del deflector con su configuración inicial, mientras que en su parte más baja el canal se une con la galería de salida del deflector que atraviesa la presa.

- Canales secundarios: Recorren de forma transversal al deflector, formando un ángulo de 45° con respecto al canal principal, inician junto al canal de lavado y desembocan en el canal principal. Los seis canales tienen una longitud que varía

de acuerdo a su posición, su ancho es de 9 m y además cuentan con paredes de sección trapezoidal, las cuales tienen 1.5 m de altura y miden 1 m de ancho en su parte inferior y 0.50 m en la parte superior. Su pendiente inicial es del 6% y en su unión con el canal principal la pendiente asciende al 8.5%. El canal secundario más próximo al cuerpo de la presa tiene una inclinación adicional hacia el centro del canal que tiene como función evitar la acumulación de sedimentos en la arista entre el deflector y la presa.

Figura 78

Vista longitudinal y transversal de los canales secundarios



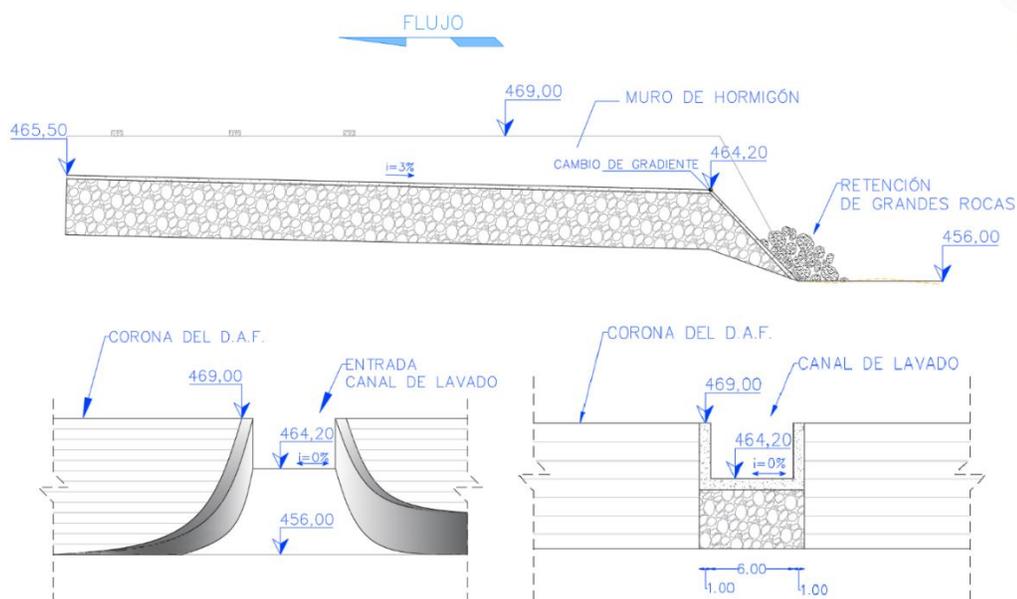
Nota. En la figura se muestra la vista longitudinal del canal secundario y una vista transversal de tres de los canales secundarios junto al canal principal. Adicionalmente se puede observar el canal de lavado y el muro del deflector.

- Canal de lavado: Ubicado en el margen derecho del deflector, tiene una longitud de 97.50 m y permite el ingreso del agua al deflector de sedimentos. El canal cuenta con paredes de 1 m de ancho que tienen una cota constante de 469

msnm. La entrada del canal de lavado tiene un radio de curvatura igual al ancho del mismo, como se puede apreciar en la figura 79. El canal de lavado trabaja a “contrapendiente” del 3%, es decir, su pendiente está en sentido contrario al flujo normal del agua, con el objetivo de que, al disminuir el nivel del agua, no se acumule en el canal si no que permanezca en el embalse. Su cota más baja es 464.20 msnm, a partir de dicho punto y en dirección hacia el embalse, su cota descende drásticamente hasta la altura de 456 msnm, para alcanzar el nivel del muro del deflector, esta área está pensada para evitar el ingreso de grandes rocas hacia el deflector.

Figura 79

Canal de lavado



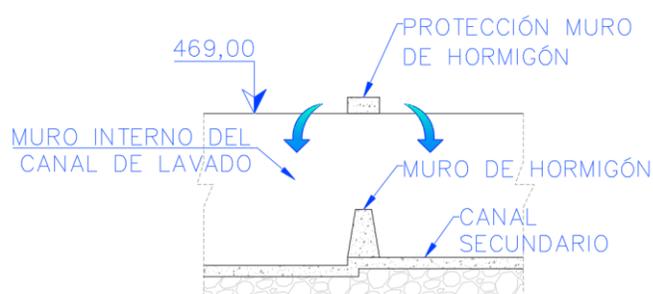
Nota. En la figura superior se puede observar la vista longitudinal del canal de lavado, mientras que en las figuras inferiores se aprecia la vista frontal de la entrada del canal junto a una sección transversal del mismo.

- Protecciones de los muros del canal secundario: Con el objetivo de preservar del daño causado por el agua al caer sobre los muros del canal secundario, se

implementan unas protecciones, las mismas se encuentran ubicadas sobre el muro interno del canal de lavado y consisten en un bloque de hormigón de 1 m de ancho y 0.50 m de alto, que desvían el flujo del agua y evitan que caiga directamente sobre los muros, en la figura 80 se muestra el detalle de las mismas.

Figura 80

Protecciones de muros secundarios



Nota. La protección divide al flujo del agua y evita un impacto directo sobre la parte superior del muro de hormigón.

Funcionamiento

Durante el funcionamiento diario de la central hidroeléctrica de Manduriacu, se mantendría el nivel normal de operación actual que es de 492.50 msnm, sin embargo, durante la limpieza del deflector existen dos escenarios:

- Nivel del agua sobre los 469 msnm: En este caso, el agua ingresaría al deflector desde el muro y el canal del lavado, los canales secundarios reciben el agua que se desborda del canal de lavado y a su vez la dirigen hacia el canal principal que adicionalmente recepta el agua proveniente del muro del deflector, finalmente el agua es conducida a la galería que atraviesa la presa arrastrando consigo los sedimentos existentes.

- Nivel del agua por debajo de los 469 msnm: Debido a la contrapendiente del canal de lavado, el agua no podría ingresar al deflector de sedimentos, por lo que regresaría al cauce del río, evitando así la acumulación de sedimentos cerca de la presa del río.

Modelación Propuesta IBER

El correcto funcionamiento de un desarenador es un factor clave a analizar para la seguridad y correcto funcionamiento en centrales hidroeléctricas (Arenu-Rangel et al., 2019), por medio del código numérico IBER se ha simulado una propuesta de mejora, siguiendo el proceso descrito en el Capítulo 3.

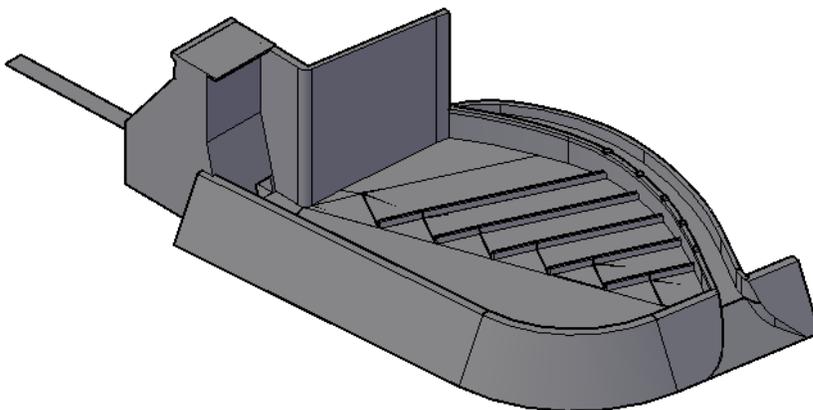
Preprocesamiento

Modelamiento.

Para el modelo 3D por medio del software AutoCAD u otro similar es indispensable implementar los datos reales de las unidades, establecidos previamente a través de planos, logrando de esta manera un modelo tridimensional real (Caballero et al., 2021).

Figura 81

Modelo 3D - AutoCAD

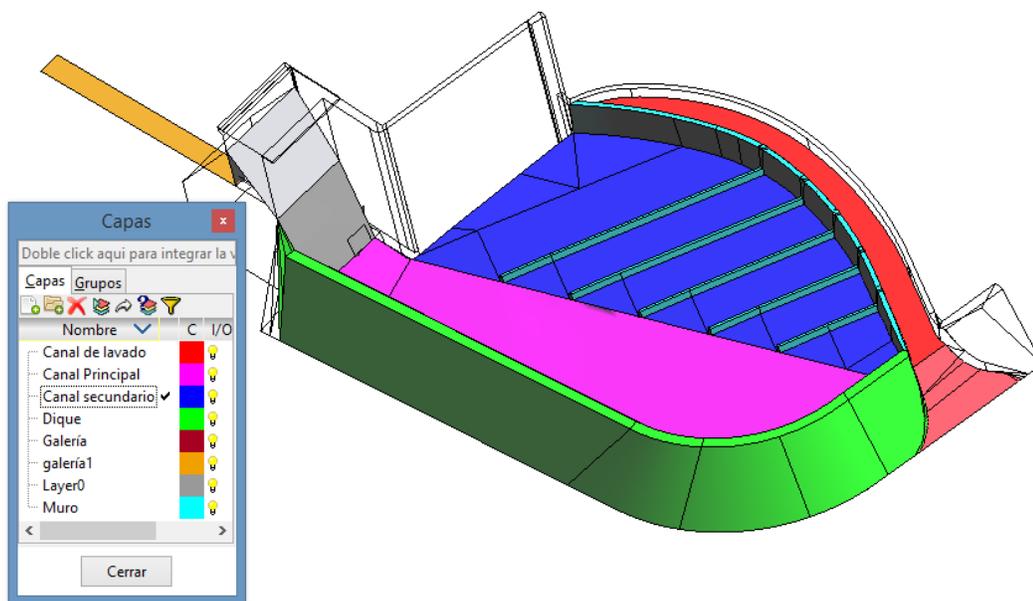


Nota. La modelación tridimensional permite tener una precisión efectiva en los datos.

Se realiza un análisis del formato DXF (Drawing Exchange Formant) como salida gráfica, permitiendo tener un formato vectorial del dibujo estructural en 2D. Estos datos muestran la ubicación de los puntos flotantes matemáticos (floating points) en el espacio (Claro Soto, 2006). Esta opción permite la importación al software IBER utilizando información georreferenciada, distribuyendo superficies en diferentes capas según el tipo de distribución a utilizar.

Figura 82

Geometría y superficies con diferentes capas



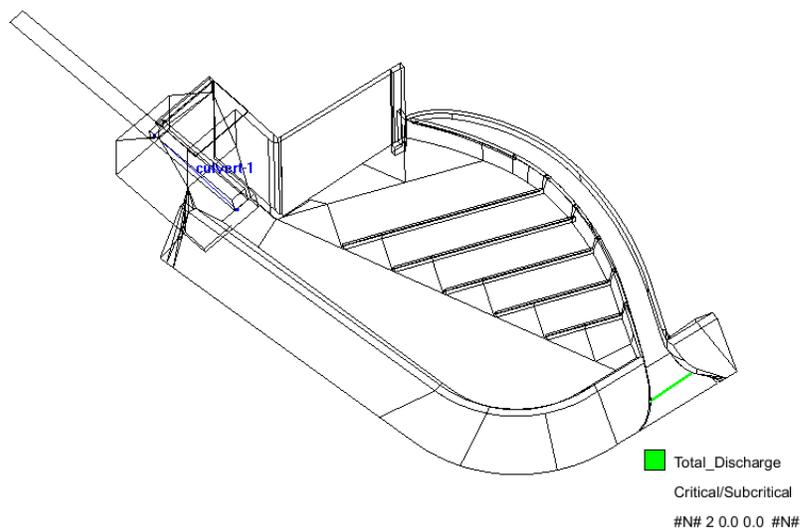
Nota. La geometría contiene una capa adicional en comparación a la Figura 20, denominada Canal de lavado, que pertenece al nuevo diseño del sedimentador.

Condiciones de contorno.

En la condición de entrada se inserta el hidrograma el valor inicial de 147.91 m³/s calculado en el capítulo 3 del presente documento como flujo constante y posteriormente se desciende el valor hasta que llega a cero, considerado como régimen crítico/subcrítico.

Figura 83

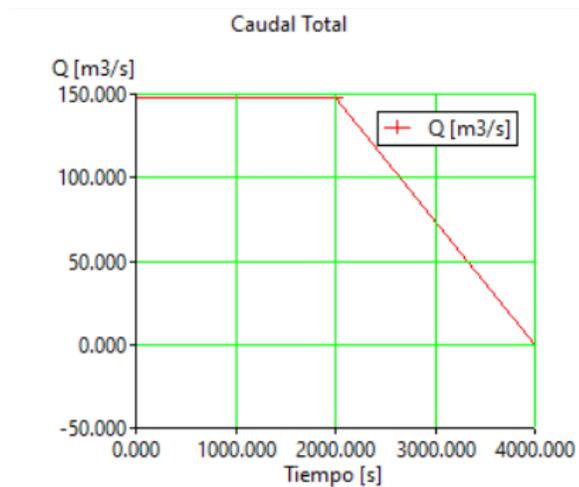
Condición sección de entrada



Nota. La sección de entrada se observa marcada de color verde.

Figura 84

Hidrograma



Nota. El hidrograma considerado está dividido en dos partes, una sección constante con un caudal de $147.91 \text{ m}^3/\text{s}$ hasta los 1400 segundos, y una sección variable que desciende hasta un caudal de cero.

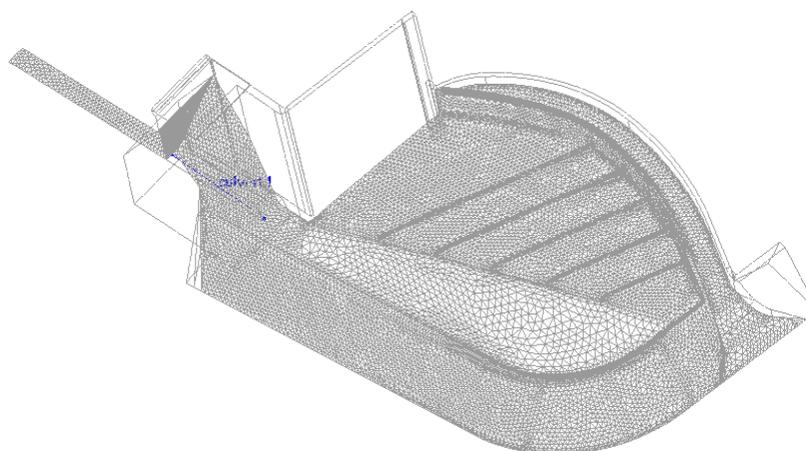
En la configuración de salida y condiciones en el tiempo se utiliza los parámetros descritos en el capítulo 3.

Dimensionamiento de la malla.

En la malla formada por RTIN (Regular Triangular Irregular Network) se considera una dimensión aproximada al valor unitario, este paso es de vital importancia en la modelación, es necesario hacer diferentes iteraciones para comprobar cual valor se ajusta más y obtiene mejores resultados (Castro Fernández, 2018).

Figura 85

Malla y desagüe de fondo



Nota. El desagüe de fondo no tiene variación en su estructura.

Calcular.

Figura 86

Procesamiento de datos

Información de salida para 'current'				
3945.000	0.00139	7:08:15:08	2.473	14.285
3950.001	0.00139	7:08:33:41	2.248	14.061
3955.001	0.00141	7:08:51:71	2.023	13.726
3960.001	0.00137	7:09:09:94	1.798	13.364
3965.000	0.00142	7:09:27:81	1.574	12.906
3970.000	0.00138	7:09:45:82	1.349	12.592
3975.000	0.00143	7:10:03:00	1.124	12.291
3980.001	0.00140	7:10:20:68	0.899	11.957
3985.000	0.00142	7:10:37:62	0.674	11.614
3990.000	0.00142	7:10:55:18	0.450	11.184
3995.001	0.00131	7:11:12:81	0.225	10.880
4000.001	0.00138	7:11:31:09	0.000	10.503

COMPUTATION FINISHED SUCCESSFULLY!

Nota. El programa bidimensional IBER permite saber en qué secciones de la malla existen inconsistencias a través de esta ventana.

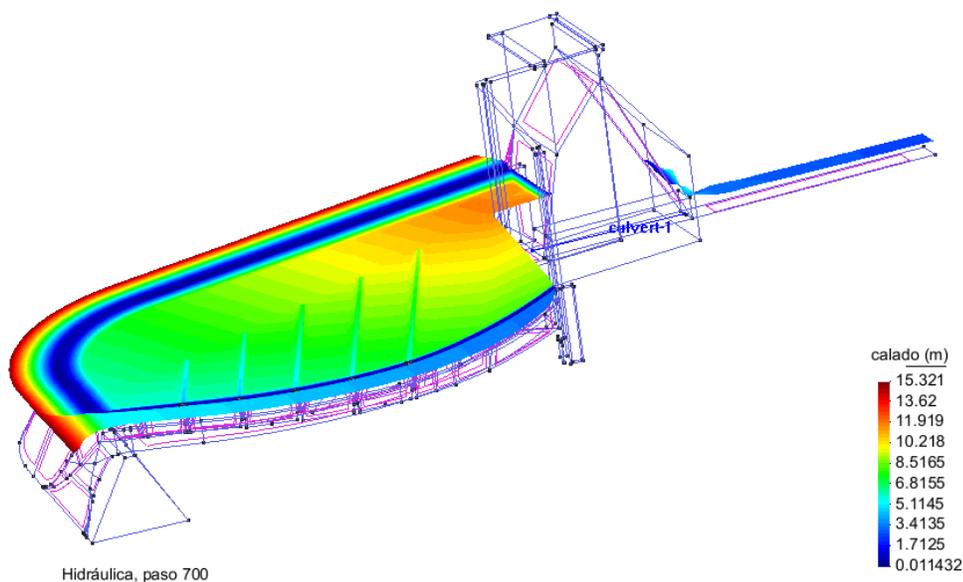
Postprocesamiento

En esta modelación se manipuló los comandos de Áreas coloreadas suaves y Vector calado para visualizar los resultados de Calado y Velocidad en los pasos de 1300, 1700 y 4000 segundos. El primer paso indica el comportamiento del flujo cuando la cota se aproxima a la altura del dique que es de 469 msnm; el segundo paso refleja los resultados cuando el caudal de entrada y el caudal de salida son similares; y, el tercer paso es el final con un caudal de entrada nulo e indica el vaciado parcial del dique.

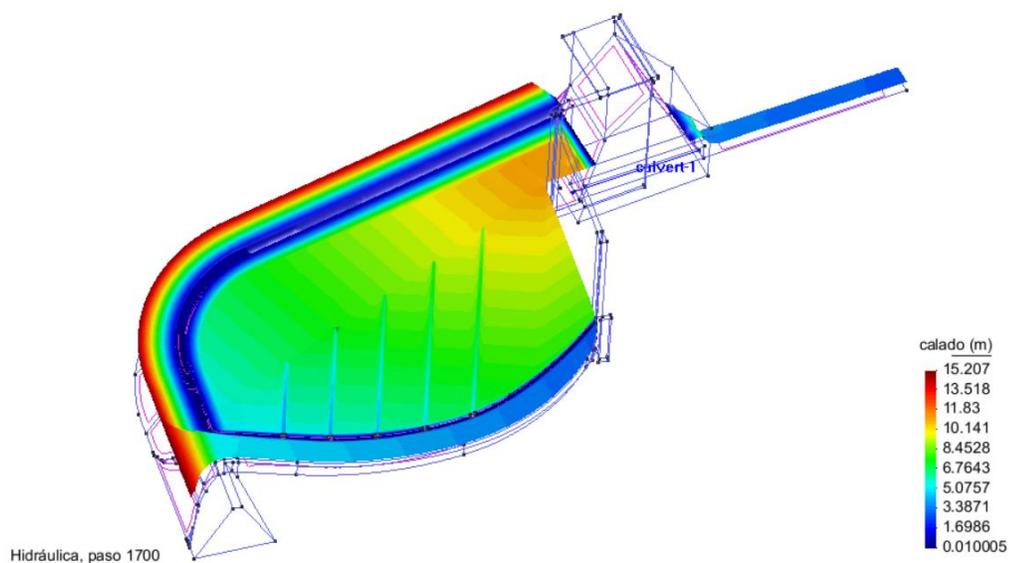
Calado.

Figura 87

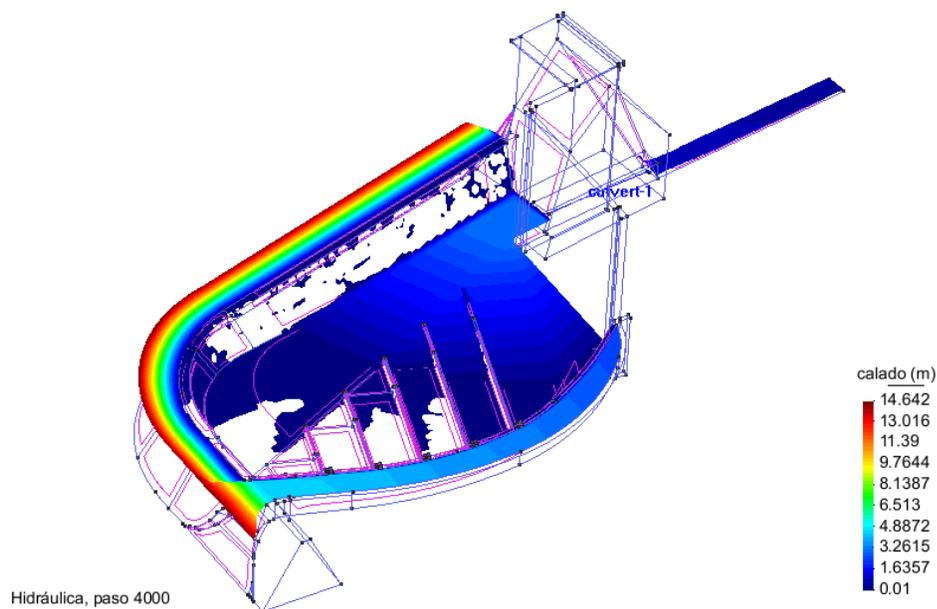
Calado, paso 1300



Nota. El Calado máximo en el paso 1300 permite la salida de un caudal de 146.93 m³/s.

Figura 88*Calado, paso 1700*

Nota. El Calado máximo en el paso 1700 permite la salida de un caudal de $147.91\text{m}^3/\text{s}$.

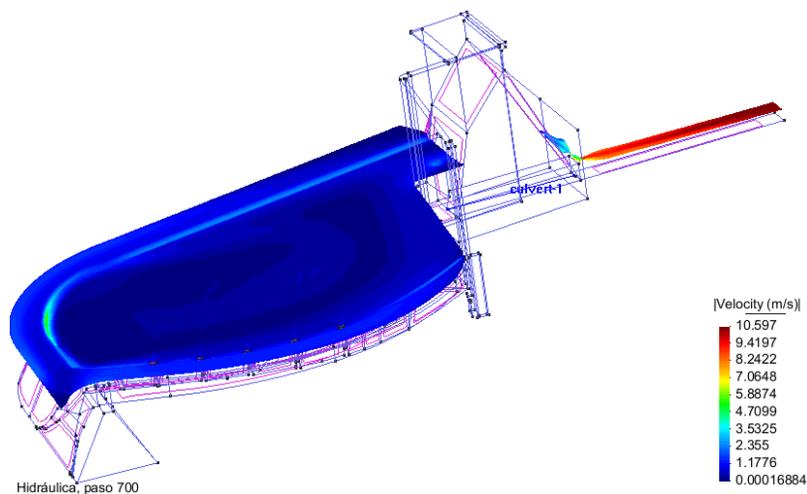
Figura 89*Calado, paso 4000*

Nota. El paso 4000 describe el vaciado del sedimentador.

Velocidad.

Figura 90

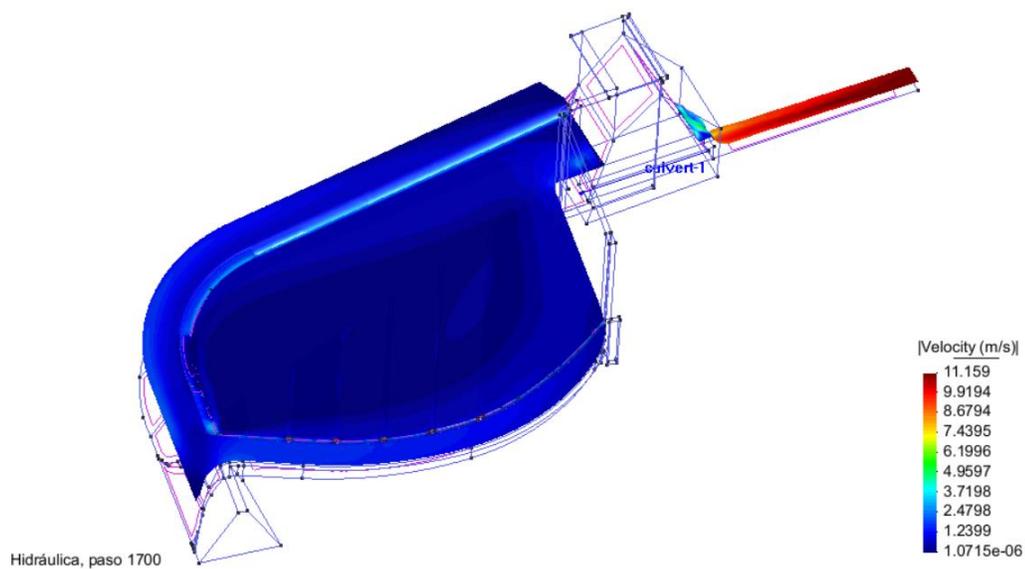
Velocidad, paso 1300



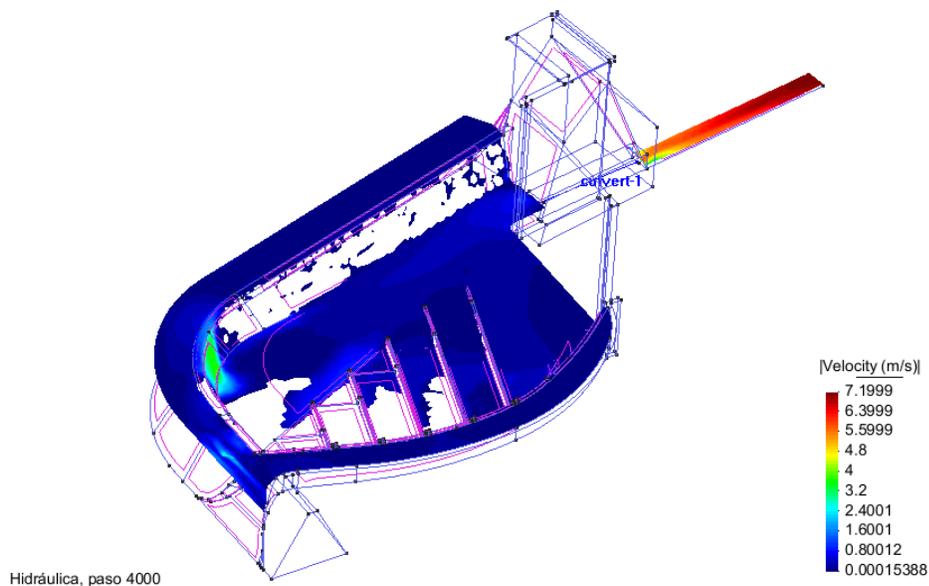
Nota. La velocidad en la entrada al desagüe de fondo, en el paso 1300, es de 1.93 m/s.

Figura 91

Velocidad, paso 1700



Nota. La velocidad máxima en el paso 1700 es de 11.16 m/s ubicada en la sección de salida.

Figura 92*Velocidad, paso 4000*

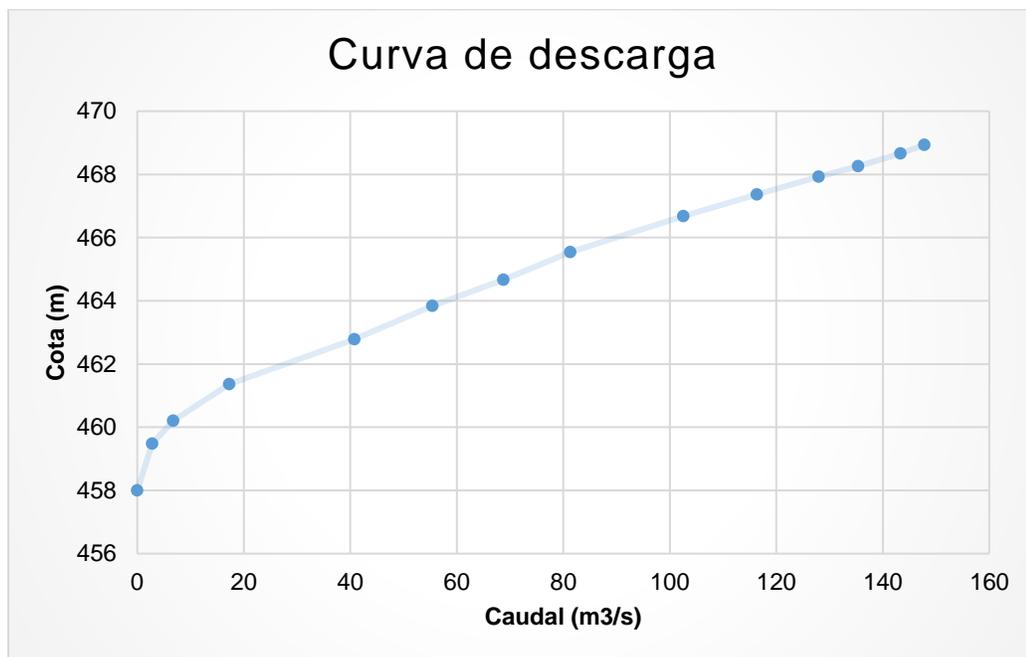
Nota. La velocidad máxima en este paso es de 7.2 m/s y describe el proceso de vaciado.

Tabla de resultados.**Tabla 19***Tabla de resultados*

TABLA DE RESULTADOS						
Paso	Caudal de entrada	Caudal de salida	Velocidad en la entrada de la galería	Velocidad en la salida de la galería	Cota de agua	Evolución del calado
(segundos)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m/s)	(m/s)	(m)	(m)
100	147.91	6.74	1.12	5.62	460.21	2.26
200	147.91	55.41	1.66	8.20	463.84	5.92
300	147.91	81.30	1.74	9.13	465.54	7.62
400	147.91	102.52	1.83	9.79	466.67	8.76
500	147.91	116.37	1.86	10.23	467.47	9.54
600	147.91	127.96	1.94	10.57	467.93	10.02
700	147.91	135.39	1.94	10.72	468.30	10.38
800	147.91	137.91	1.95	10.81	468.53	10.62

Paso	Caudal de entrada	Caudal de salida	Velocidad en la entrada de la galería	Velocidad en la salida de la galería	Cota de agua	Evolución del calado
(segundos)	(m3/s)	(m3/s)	(m/s)	(m/s)	(m)	(m)
900	147.91	143.32	1.97	10.89	468.66	10.75
1000	147.91	144.05	1.95	10.94	468.74	10.84
1100	147.91	145.61	1.96	10.97	468.82	10.92
1200	147.91	145.64	2.00	11.03	468.85	10.94
1300	147.91	146.93	1.93	10.94	468.92	11.01
1400	147.91	146.98	2.02	11.09	468.84	10.93
1500	147.91	147.00	1.97	11.04	468.90	11.00
1600	147.91	147.05	1.97	10.98	468.93	11.01
1700	147.91	147.81	1.97	11.03	468.93	11.01
1800	147.91	148.69	1.99	11.07	468.90	11.01
1900	147.91	147.18	1.97	11.04	468.93	11.02
2000	147.91	148.51	1.97	11.02	468.91	11.00
2100	142.65	147.83	2.00	11.06	468.86	10.96
2200	132.13	144.08	2.00	11.01	468.71	10.81
2300	121.61	137.75	1.94	10.74	468.50	10.58
2400	111.04	129.95	1.95	10.62	468.14	10.23
2500	100.50	121.19	1.90	10.37	467.74	9.81
2600	90.05	113.23	1.88	10.15	467.30	9.39
2700	70.52	104.34	1.82	9.85	466.83	8.90
2800	69.01	95.85	1.80	9.59	466.31	8.39
2900	58.47	86.44	1.78	9.30	465.71	7.78
3000	47.97	76.78	1.74	8.97	465.17	7.25
3100	40.46	68.92	1.67	8.54	464.55	6.62
3200	35.96	58.20	1.62	8.18	464.05	6.12
3300	31.46	51.11	1.58	7.83	463.56	5.64
3400	26.97	46.06	1.49	7.57	463.11	5.18
3500	22.48	41.56	1.43	7.21	462.58	4.65
3600	17.98	34.93	1.37	6.93	462.19	4.26
3700	13.49	28.97	1.30	6.66	461.73	3.80
3800	8.99	23.39	1.18	6.25	461.19	3.25
3900	4.50	17.42	1.07	5.80	460.62	2.68
4000	0.00	10.50	0.89	5.09	459.85	1.91

Nota. La tabla indica los resultados de las velocidades máximas y en la entrada de la galería, la cota de agua y el calado.

Figura 93*Curva de descarga*

Nota. La curva representa la descarga en el desagüe de fondo, cuando el agua se moviliza entre la cota 463.84 y la 468.91 de lámina de agua en el deflector.

Modelación Propuesta HEC-RAS

Mediante los modelos matemáticos de simulación hidráulica es posible visualizar el funcionamiento previsible de un desarenador y lo cual genera cierto grado de confianza y seguridad para poder tomar una decisión (Rodríguez López, 2016).

En el Capítulo 4 se describe el proceso de simulación que se utilizó para la propuesta de mejora.

Procesamiento

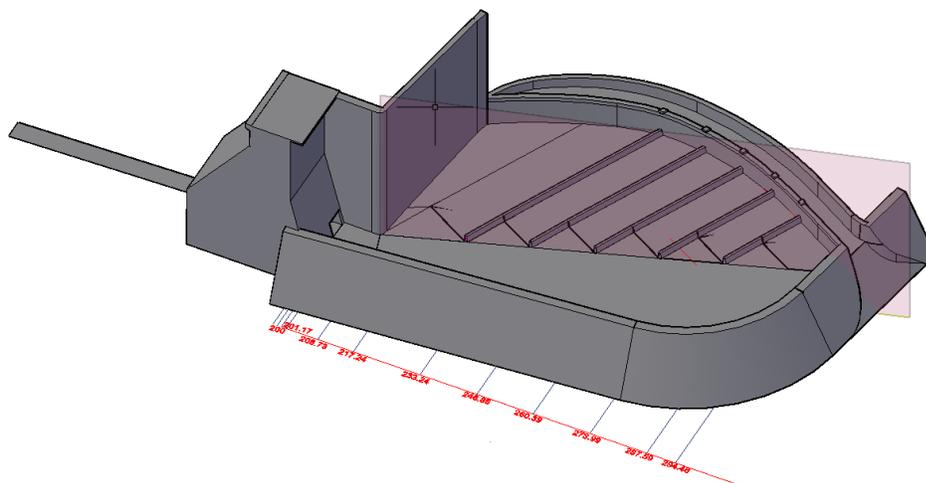
Modelamiento.

Para el modelo de propuesta de mejoramiento se utilizó una geometría equivalente ya que el programa HEC-RAS es unidimensional, y existe un conflicto con

los canales secundarios y no representan la geometría real del deflector, para lo cual se modela únicamente el canal principal y para representar los canales secundarios se adicionó afluentes laterales Figura 94.

Figura 94

Modelo tridimensional de la propuesta de diseño



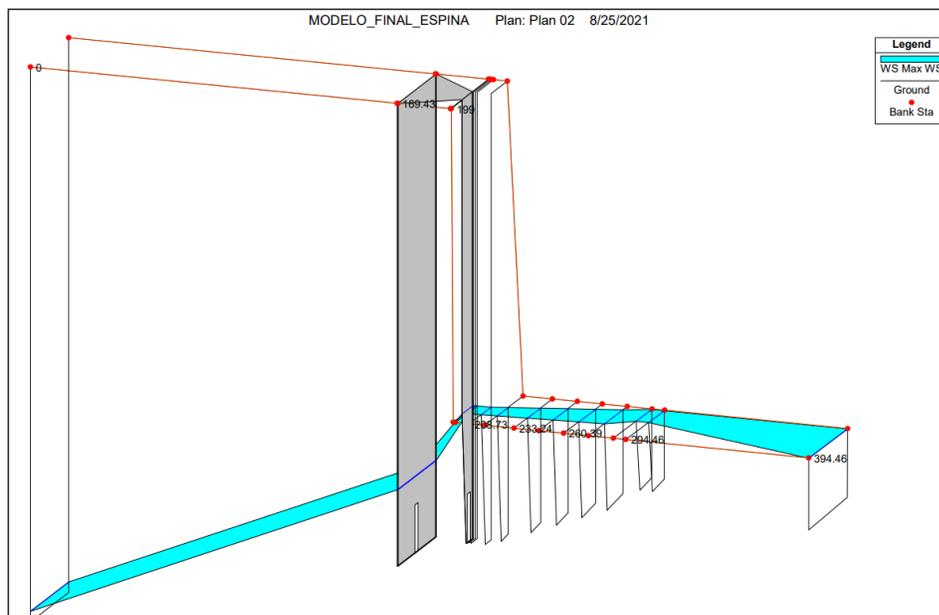
Nota. La figura representa la geometría tridimensional que se utilizó para representar el canal principal delimitado por una pared transparente.

A partir de la modelación tridimensional se realizan cortes transversales del canal los cuales nos dan como información los datos geométricos existentes en toda la longitud del canal, dichas secciones se introducen en el software mediante dos coordenadas “x”, “y”; de dos secciones continuas con su respectiva distancia de separación (Torres Sanchez, 2017).

En la Figura 95 se presenta el modelo geométrico luego de importar los puntos de 12 cortes transversales realizados.

Figura 95

Geometría de la propuesta de diseño en HEC-RAS



Nota. En la figura se muestra la geometría de propuesta en HEC-RAS, a la cual se le adicionó dos secciones auxiliares una al principio +394.46 y la segunda a 200m de distancia de la salida del orificio para fines de cálculo que requiere el programa.

Condiciones para modelamiento.

Para simular el funcionamiento del canal principal con flujo permanente se distribuye el caudal de 147.91 m³/s de manera que el canal principal se alimente de los canales secundarios en forma gradual, como se muestra en la Figura 96.

Figura 96

Distribución de caudales

Flow Change Location				Profile Names and Flow Rates	
River	Reach	RS	PF 1		
1	GUAYLLABAMBA	1 TRAMO	394.46	1	
2	GUAYLLABAMBA	1 TRAMO	287.59	24.651	
3	GUAYLLABAMBA	1 TRAMO	273.99	49.303	
4	GUAYLLABAMBA	1 TRAMO	260.39	73.954	
5	GUAYLLABAMBA	1 TRAMO	246.86	98.605	
6	GUAYLLABAMBA	1 TRAMO	233.24	123.256	
7	GUAYLLABAMBA	1 TRAMO	217.24	147.91	

Nota. Los tramos desde la estación +287.59 hasta la estación +217.24 corresponden a las secciones centrales en las cuales desembocan los canales secundarios.

Para flujo variable se introduce un hidrograma en la sección de entrada del orificio de descarga el cual varía desde 147.91m³/s en un intervalo de 1 minuto hasta llegar a los 50 minutos, tiempo en el cual se vacía el canal principal.

Figura 97

Análisis de flujo Variable

Nota. El intervalo para presentar los resultados es de 1 minuto.

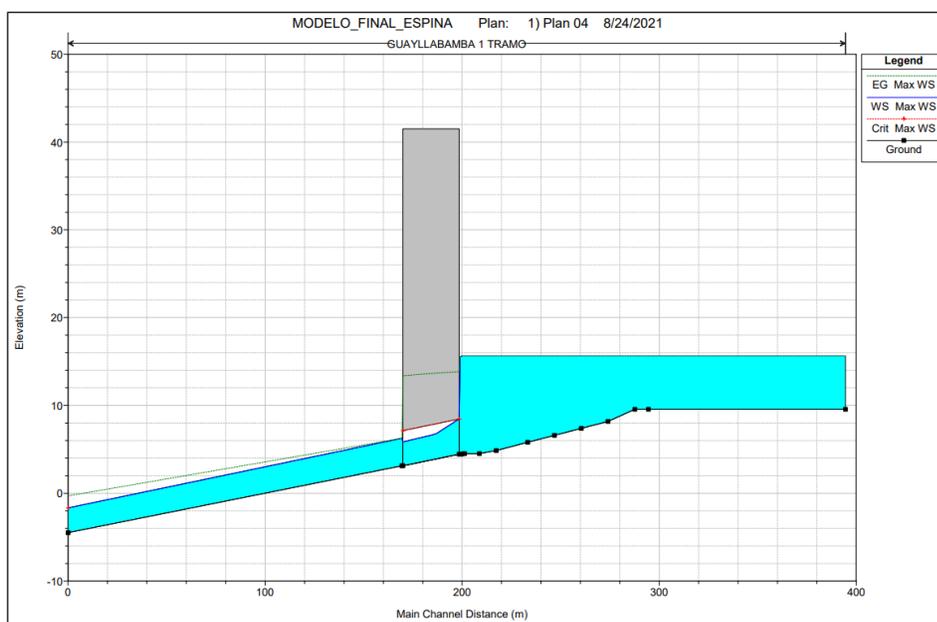
Resultados obtenidos para flujo permanente.

Perfil longitudinal.

La lámina de agua en el perfil longitudinal de la Figura 98 se mantiene en 11.05 m antes de ingresar al orificio de descarga, una vez que el flujo pasa el orificio la lámina se mantiene en dos metros.

Figura 98

Perfil Longitudinal para flujo permanente

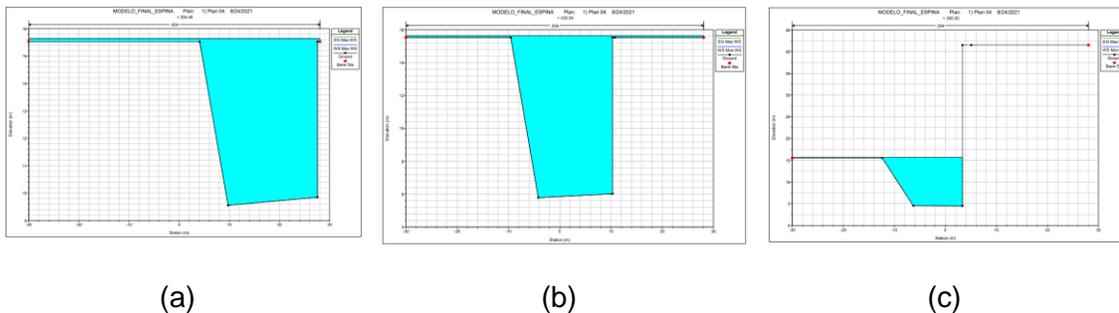


Nota. En el perfil longitudinal 11.05 m de altura de la lámina de agua corresponden a la cota 469.00 msnm en el proyecto.

Perfiles transversales.

Figura 99

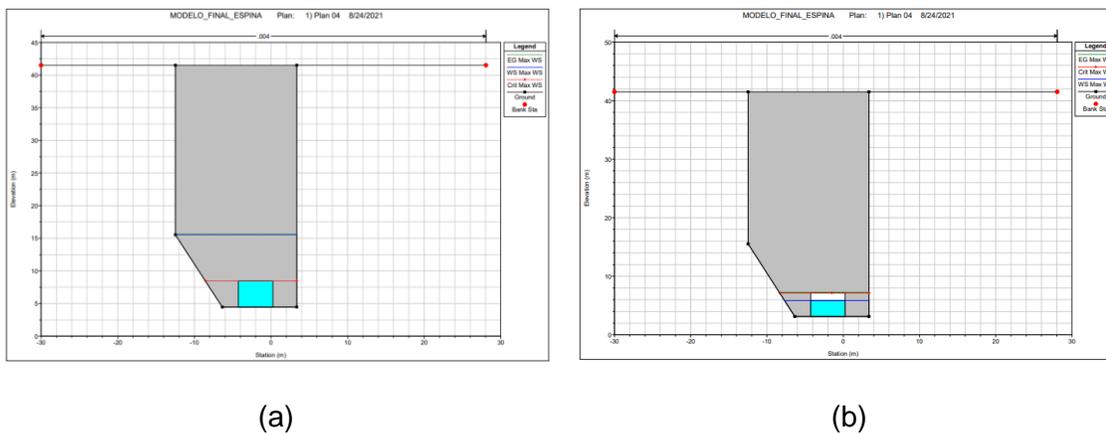
Perfiles transversales del canal principal.



Nota. En la figura (a) se muestra la sección transversal +294.46 en la cual el calado es de 15m el cual se mantiene en la figura (b) y (c) que corresponden a las secciones aguas abajo +233.24 y +200.00m del canal principal.

Figura 100

Perfiles transversales del orificio de descarga.



Nota. En la figura 98 (a) el calado de entrada del orificio es 11.05m y en (b) el calado es de 2m de altura.

Velocidades.

En la Tabla 20 se presentan las velocidades de cada sección en las cuales se observa que se mantiene la velocidad de 0.01 m/s y el tirante de 11.05 m se mantiene

constante a lo largo de las secciones del deflector, adicional en la sección de entrada del orificio de descarga la velocidad se incrementa a 1.05 m/s.

Tabla 20

Velocidades desarrolladas en el canal principal

Sección	Q total	Tirante	Velocidad
	m ³ /s	m	m/s
394.46	0.87	11.05	0.01
294.46	0.87	11.05	0.01
287.59	0.87	11.05	0.01
273.99	0.87	11.05	0.01
260.39	0.87	11.05	0.01
246.56	0.87	11.05	0.01
233.24	0.87	11.05	0.01
217.24	0.87	11.05	0.01
208.73	0.87	11.05	0.01
201.17	0.87	11.05	0.01
200.00	0.87	11.05	0.01
199.00	147.91	11.05	1.50
184.22	ORIFICIO		
169.43	8.06	6.26	0.25
0.00	147.91	1.66	5.16

Nota: En el orificio de descarga se desarrollan las velocidades de la tabla 21.

Tabla 21

Velocidad en el Orificio de Descarga

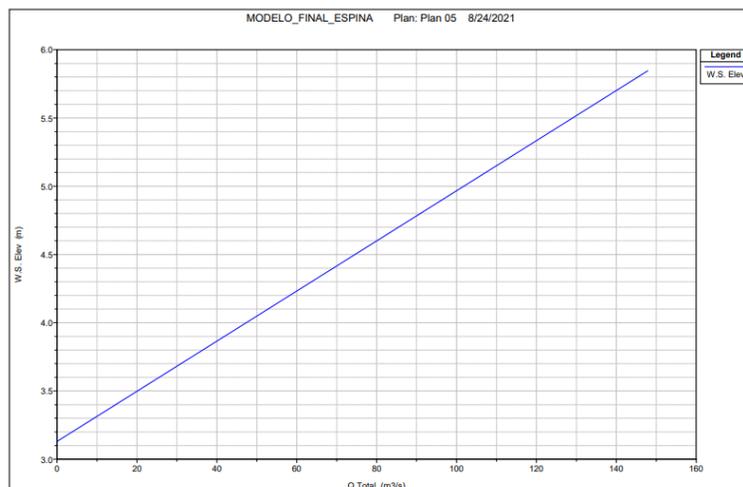
Orificio	Sección	Q total	Velocidad	Velocidad
			U.S	D.S
		m ³ /s	m/s	m/s
Descarga	184.22	147.91	8.27	12.15

Nota. La velocidad US corresponde a la velocidad de entrada y la velocidad de salida del orificio es DS.

Curva de descarga del orificio.

Figura 101

Descarga flujo permanente



Nota. La curva de descarga varía desde la cota 457.0 msnm hasta la cota 460.0 msnm.

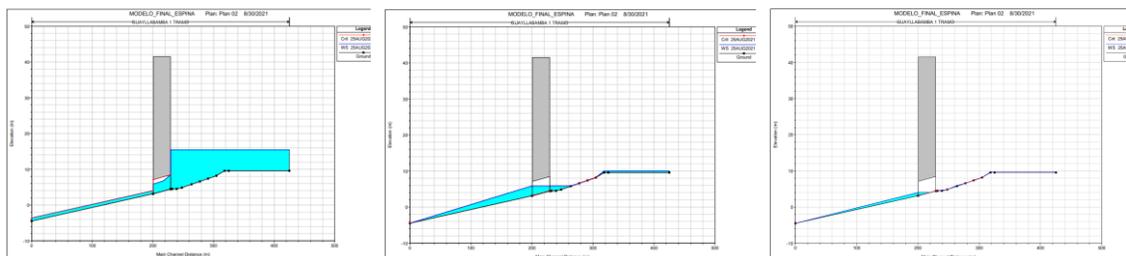
Resultados obtenidos para flujo variable.

Perfil longitudinal.

Los perfiles longitudinales del hidrograma del modelo se presentan la Figura 102.

Figura 102

Perfil longitudinal para flujo Variable



(a)

(b)

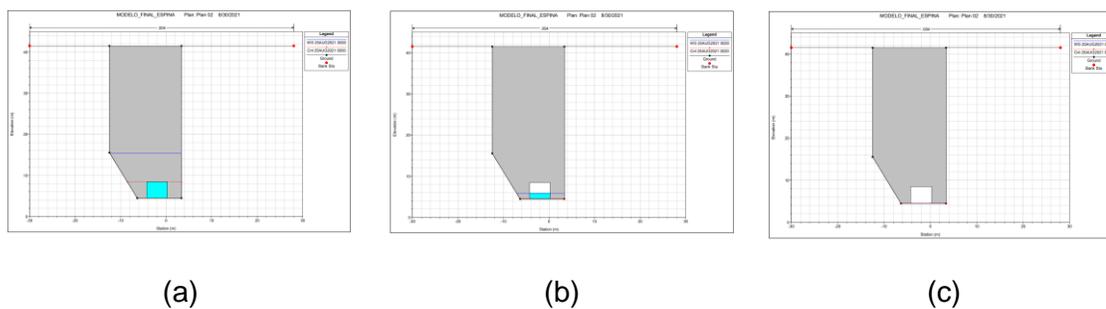
(c)

Nota. El tiempo del perfil longitudinal del lateral (a) tiempo inicial 00:00, (b) 00:20, (c) 00:50 minutos.

Perfil Transversal para flujo Variable.

Figura 103

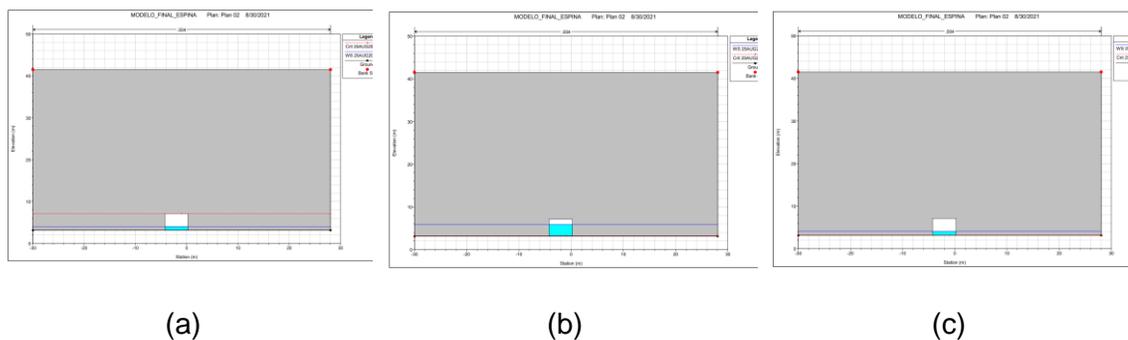
Perfiles transversales aguas arriba del orificio de descarga



Nota. El tiempo de los perfiles es el siguiente (a) 00:00, (b) 00:20, (c) 00:50 minutos.

Figura 104

Perfiles transversales aguas abajo del orificio de descarga



Nota. El tiempo de los perfiles es el siguiente (a) 00:00, (b) 00:20, (c) 00:50 minutos.

Velocidades.

Tabla 22

Velocidades desarrolladas en el orificio de descarga

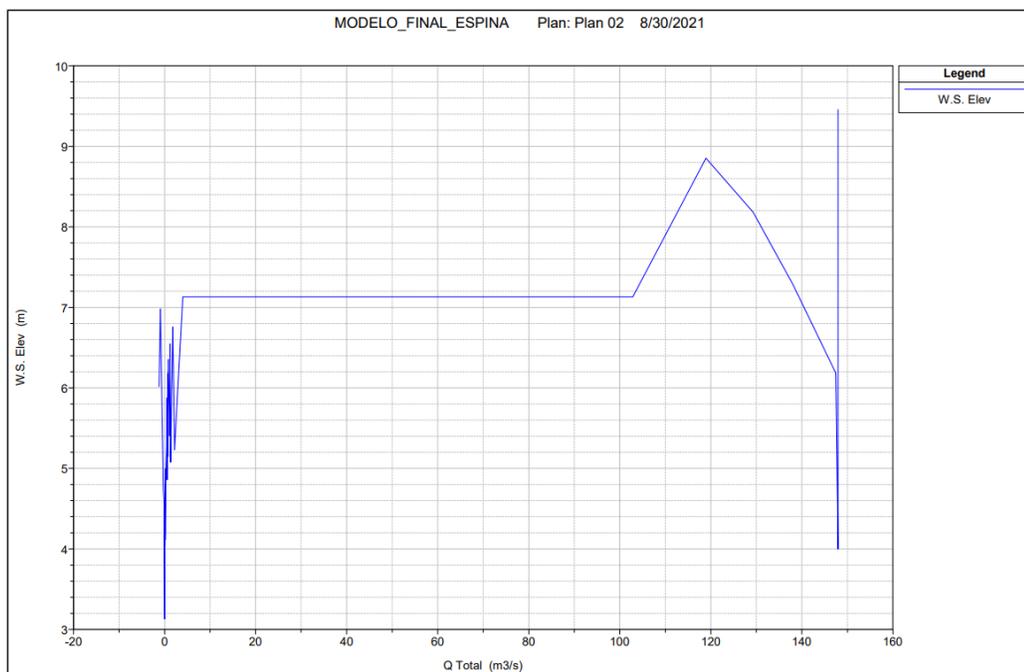
Orificio	Tiempo	Q total	Velocidad	Velocidad
			U.S	D.S
	H:min	m ³ /s	m/s	m/s
DESCARGA	0:00	147.45	8.19	12.10
	0:05	102.86	5.71	5.71
	0:10	5.64	0.37	0.31
	0:15	1.8	0.17	0.11
	0:20	0.51	0.08	0.04
	0:50	0	0.02	0.02

Nota. La velocidad máxima en el orificio de descarga aguas abajo es de 12.10 m/s.

Curva de descarga del orificio.

Figura 105

Curva de descarga



Nota. La figura describe el comportamiento de descarga en la salida del orificio.

Capítulo 6

Resultados

Resultados IBER

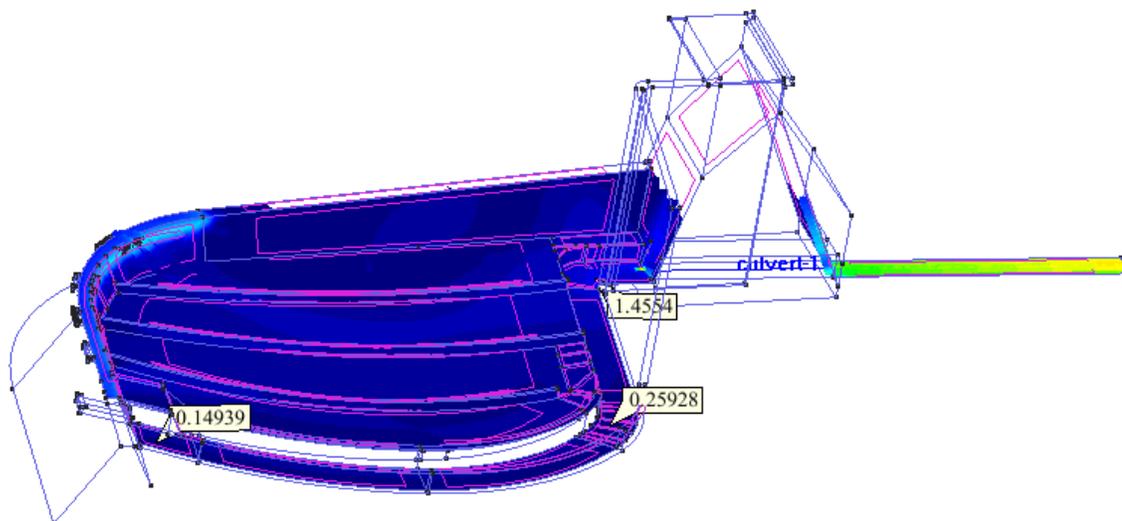
Se ejecutaron las simulaciones necesarias para obtener un modelo definitivo de los prototipos planteados, asociados a los caudales de diseño, condiciones de contorno y rugosidad presentados en el Capítulo 3.

Comparación de resultados en la cota 469 msnm

Se realizó el análisis comparativo de la evolución de velocidades en los canales principales y secundarios de los modelamientos planteados en la cota 469 msnm que representa la altura del dique. En la Figura 106 y Figura 107 se presenta el modelo actual del sedimentador y en la Figura 108 y Figura 109 se presenta el rediseño de la geometría propuesta.

Figura 106

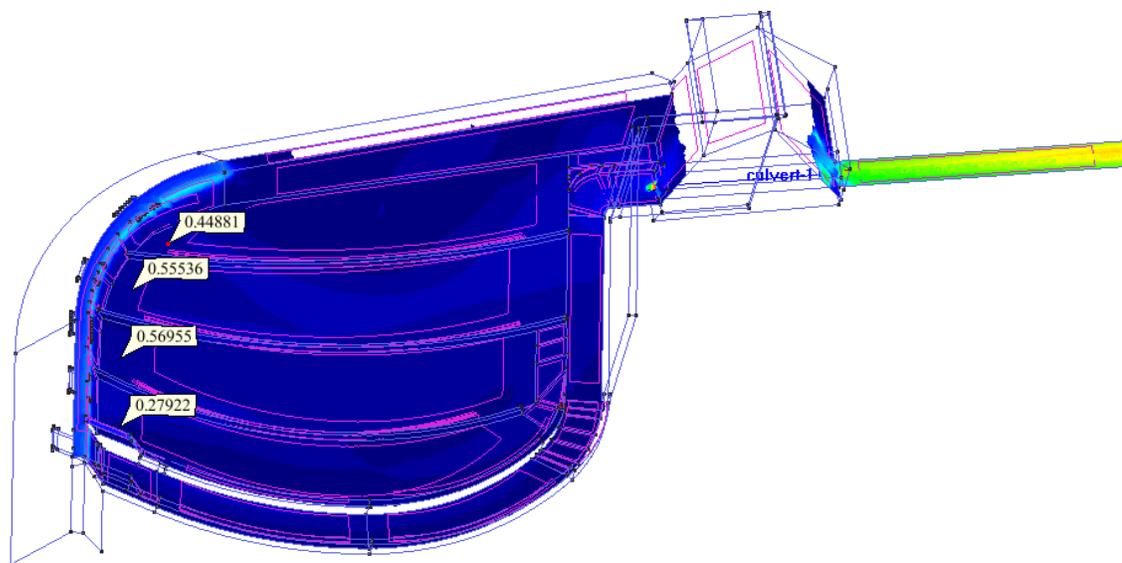
Evolución de velocidades en el canal principal, paso 500



Nota. Velocidades en el canal principal del modelo actual del sedimentador.

Figura 107

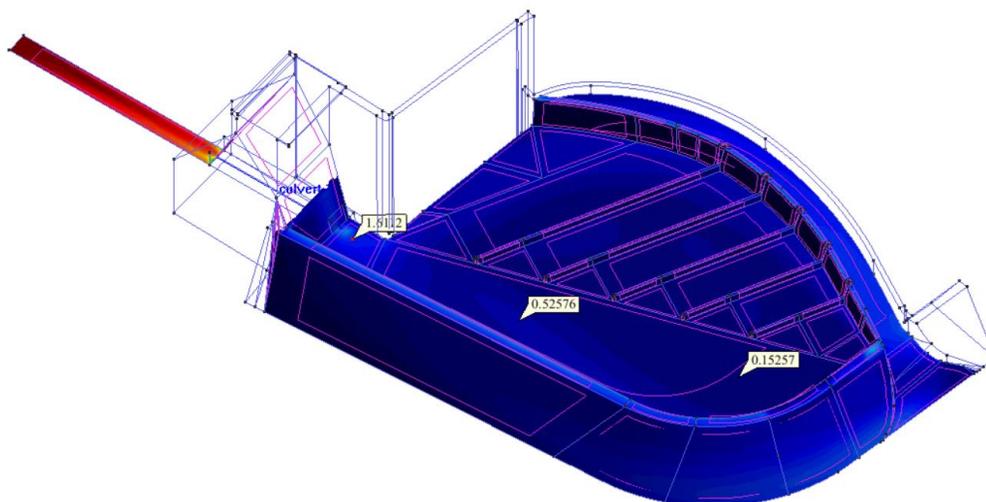
Evolución de velocidades en los canales secundarios, paso 500



Nota. Velocidades en los canales secundarios del modelo actual del sedimentador.

Figura 108

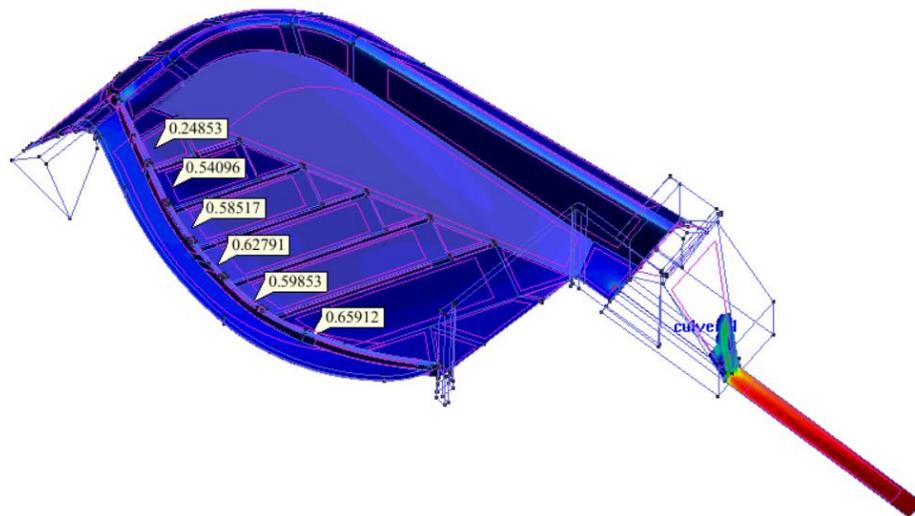
Evolución de velocidades en el canal principal, paso 1300



Nota. Velocidades en el canal principal modelo propuesto de rediseño del sedimentador.

Figura 109

Evolución de velocidades en los canales secundarios, paso 1300



Nota. Velocidades en los canales secundarios del modelo propuesto de rediseño del sedimentador.

La Tabla 23 indica la comparación de resultados de los dos modelos cuando el agua se aproxima a la altura del dique, es decir, en la cota 469 msnm. con caudal de entrada de 147.91 m³/s.

Tabla 23

Comparación de resultados en la cota 469 msnm

Descripción	Modelo actual	Modelo propuesto
Caudal de salida (m ³ /s)	118.17	146.93
Velocidad en la entrada de la galería (m/s)	1.68	1.93
Velocidad en la salida de la galería (m/s)	9.91	10.94
Calado (m)	10.95	11.01
Velocidad al inicio del canal principal (m/s)	0.15	0.15
Velocidad al final del canal principal (m/s)	1.46	1.61
Promedio de las velocidades al inicio de los canales secundarios (m/s)	0.46	0.54

Nota. Comparación de resultados cuando el agua se aproxima a la altura del dique.

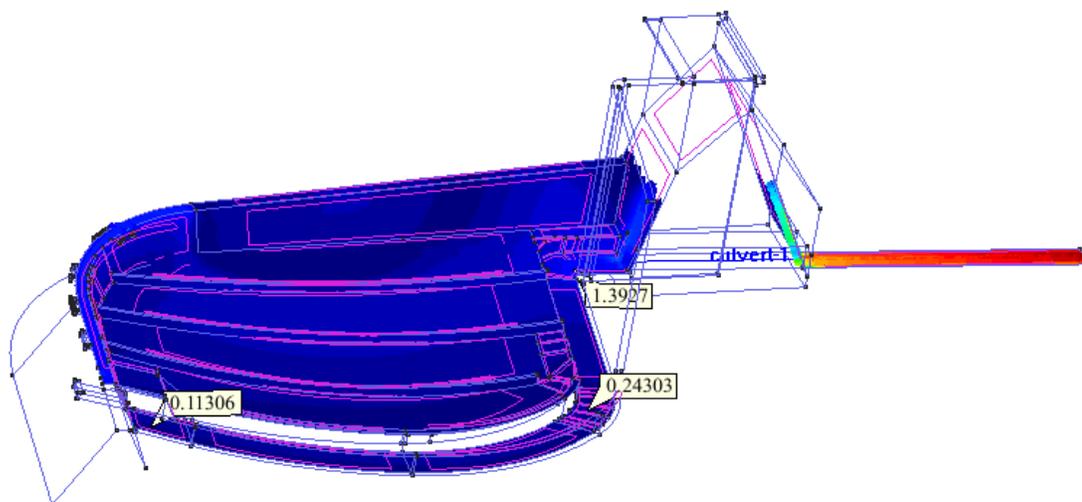
Los resultados de la modelación numérica bidimensional en la cota 469 msnm reportan que el modelo propuesto es más eficiente debido a que las velocidades en este punto son mayores a las velocidades de la estructura actual. También es importante destacar que el caudal de entrada es de 147.91 m³/s en ambos casos, sin embargo, el caudal de salida de la configuración actual del sedimentador no llega a ese valor.

Comparación de resultados con caudal constante

Se realizó el análisis comparativo de la evolución de velocidades en los canales principales y secundarios de los modelamientos planteados con flujo constante, es decir, el caudal de entrada y de salida se aproximan al valor de 147.91 m³/s. En la Figura 110 y Figura 112 se presenta el modelo actual del sedimentador y en la Figura 112 y Figura 113 se presenta el rediseño de la geometría propuesta.

Figura 110

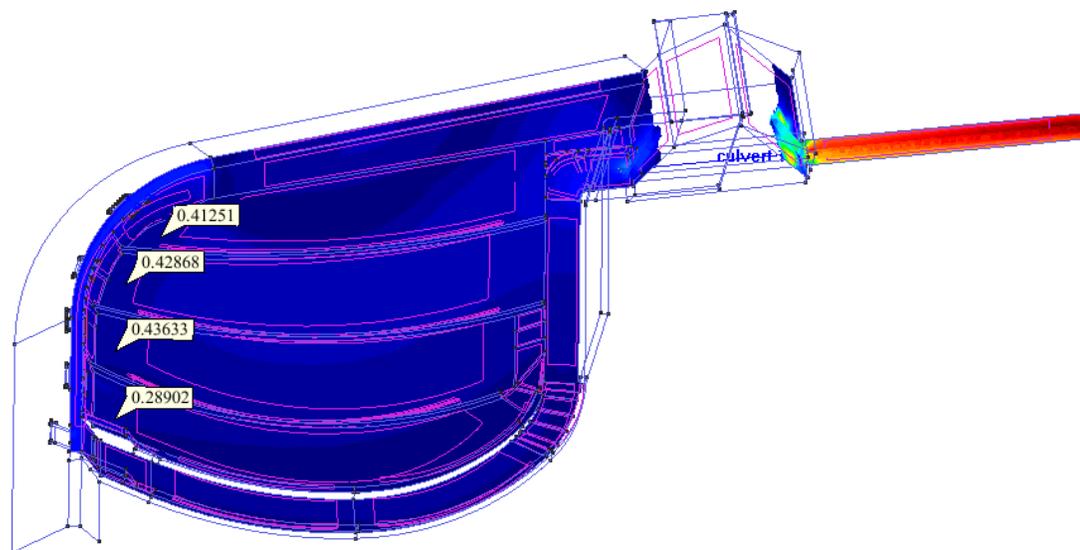
Evolución de velocidades en el canal principal, paso 1600



Nota. Velocidades en el canal principal del modelo actual del sedimentador.

Figura 111

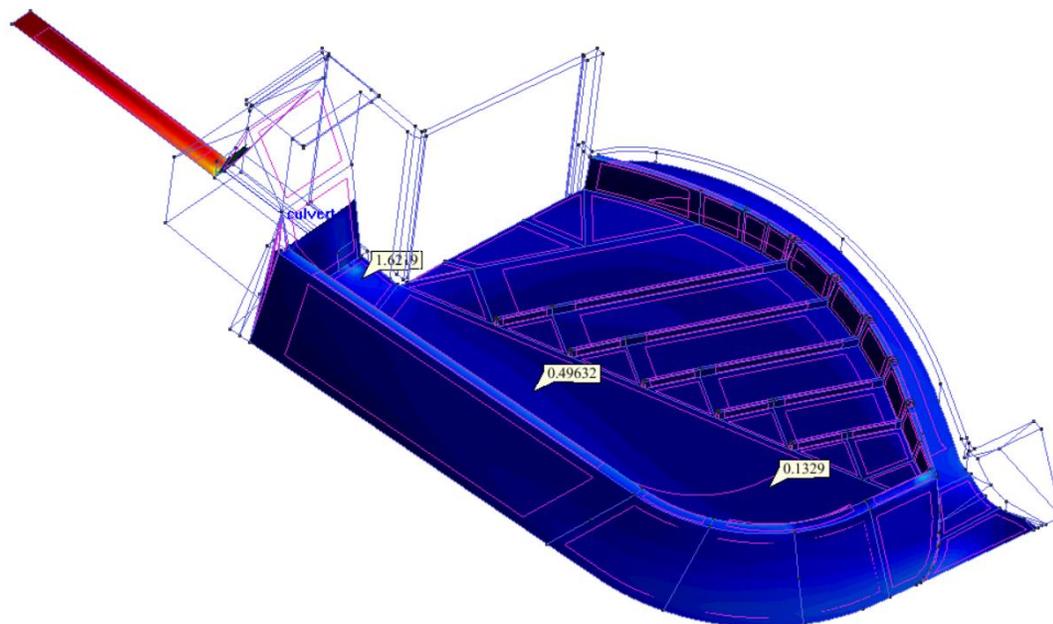
Evolución de velocidades en los canales secundarios, paso 1600



Nota. Velocidades en el canal principal del modelo actual del sedimentador.

Figura 112

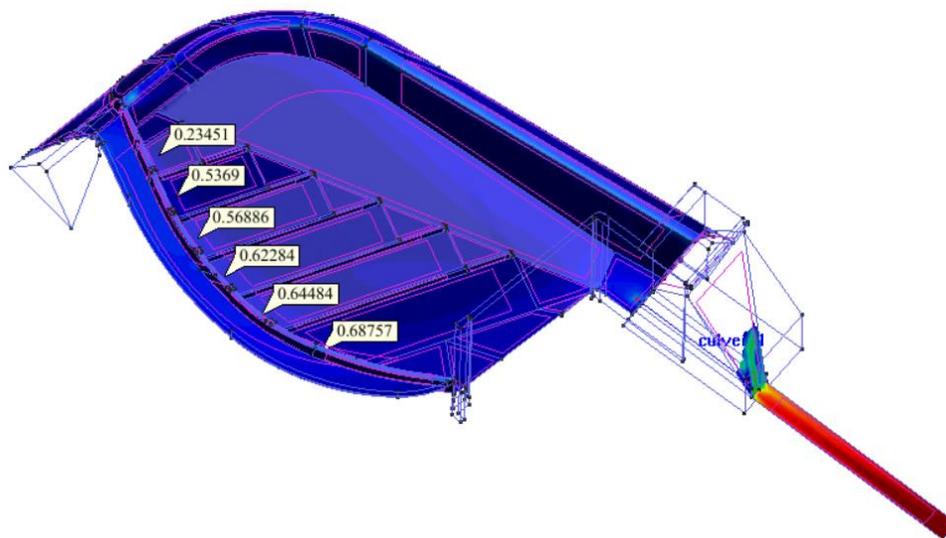
Evolución de velocidades en el canal principal, paso 1700



Nota. Velocidades en el canal principal modelo propuesto de rediseño del sedimentador.

Figura 113

Evolución de velocidades en los canales secundarios, paso 1700



Nota. Velocidades en los canales secundarios del modelo propuesto.

La Tabla 24 indica la comparación de resultados de los dos modelos cuando el flujo permanece constante, es decir, el caudal de entrada y de salida se aproximan al valor de 147.91 m³/s.

Tabla 24

Comparación de resultados con caudal constante

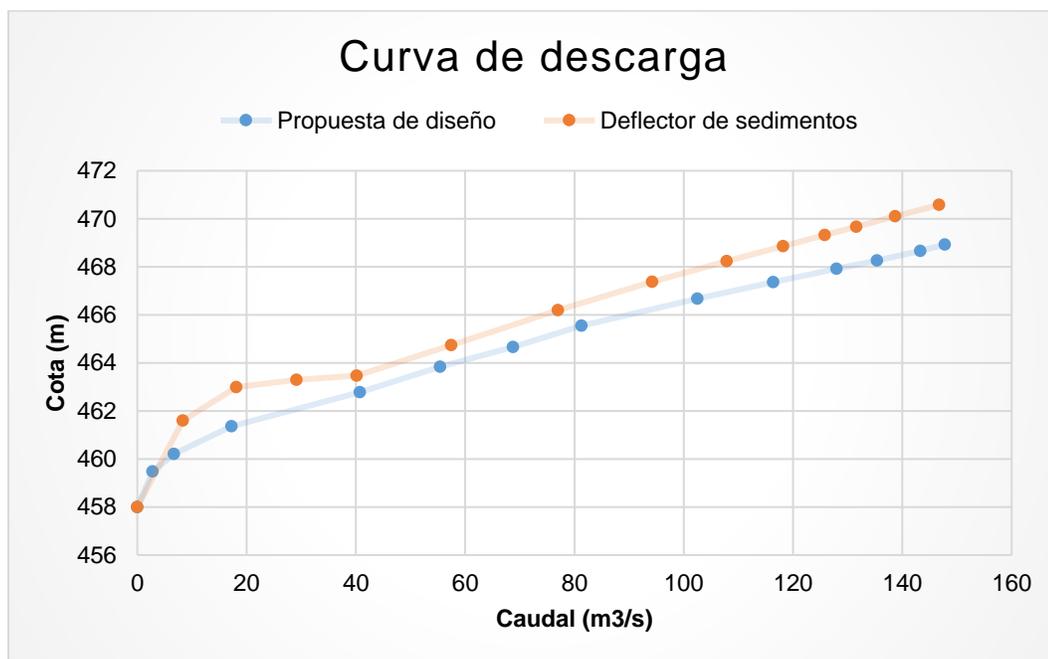
Descripción	Modelo actual	Modelo propuesto
Caudal de salida (m ³ /s)	146.72	147.81
Velocidad en la entrada de la galería (m/s)	1.70	1.97
Velocidad en la salida de la galería (m/s)	10.57	11.03
Calado (m)	12.59	11.01
Velocidad al inicio del canal principal (m/s)	0.11	0.13
Velocidad al final del canal principal (m/s)	1.39	1.62
Promedio de las velocidades al inicio de los canales secundarios (m/s)	0.39	0.55

Nota. Comparación de resultados cuando el caudal constante de 147.91 m³/s.

Los resultados de la modelación numérica bidimensional con flujo constante reportan que el modelo propuesto es más eficiente debido a que las velocidades en este punto son mayores a las velocidades del modelo actual. También es importante destacar que el calado del modelo actual es superior al modelo propuesto, excediendo la altura máxima del sedimentador.

Figura 114

Comparación de curva de descarga



Nota. El comportamiento del caudal de descarga en el modelamiento de la propuesta de diseño tiene una tendencia con valores más bajos, es decir, la descarga del flujo mejora notablemente en la nueva geometría planteada.

Resultados HEC-RAS

A continuación, se presentan los resultados obtenidos de la modelación del diseño actual y propuesta de mejora en el software HEC-RAS, el caudal de diseño y las condiciones para modelar se encuentra en el capítulo 4.

Comparación de resultados para flujo permanente

Para condiciones de flujo permanente el comportamiento del deflector de sedimentos con el caudal de diseño de 147.91 m³/s sobrepasó la cota de la cresta del muro que lo rodea, para lo cual se realizó varias simulaciones con el fin de obtener el caudal con el cual no se desborde, el mismo que fue de 112.20 m³/s, los resultados obtenidos para dicho caudal se presentan en la Tabla 25; para la propuesta de mejora la velocidad aumentó en un 25.0% en la sección de entrada y salida del orificio de descarga, pero en una sección antes del orificio la velocidad aumentó en 3.0%; el modelo actual mantiene la altura de lámina de agua en la cota 469.00 msnm.

Tabla 25

Comparación de resultados para flujo permanente

	MODELO ACTUAL	MODELO PROPUESTO
Caudal de salida (m ³ /s)	147.91	147.91
Velocidad en la entrada del orificio de descarga (m/s)	6.57	8.27
Velocidad en la salida del orificio de descarga (m/s)	8.22	12.15
Velocidad una sección antes de la descarga (m/s)	1.45	1.50
Calado (m)	14.61	11.05

Nota. Esta tabla compara los resultados obtenidos de la simulación del modelo actual y propuesto con flujo permanente en el embalse.

Comparación de resultados para flujo variable.

El comportamiento para flujo variable fue similar al permanente, cabe mencionar que las velocidades aumentan en el orificio de descarga y una sección antes del orificio

lo que hace que el agua no se quede estancada y fluya rápidamente, la velocidad mayor minimiza el potencial de depósito del sedimento.

Tabla 26

Resultados con el caudal de diseño

	MODELO ACTUAL	MODELO PROPUESTO
Caudal de salida (m ³ /s)	147.91	147.45
Velocidad en la entrada del orificio de descarga (m/s)	8.22	8.19
Velocidad en la salida del orificio de descarga (m/s)	11.16	12.10
Velocidad una sección antes de la descarga (m/s)	1.45	1.61
Calado (m)	14.61	11.05

Nota. El calado corresponde a la sección de entrada del orificio para el caudal de diseño.

Capítulo 7

Conclusiones y recomendaciones

Conclusiones

- El desplazamiento del flujo en el actual deflector presenta una serie de cambios de dirección por lo que el lavado de los sedimentos no es eficiente y conlleva mucho tiempo para su ejecución, motivo por el cual se diseñó una nueva geometría para este deflector siguiendo las leyes naturales del escurrimiento, como es el método de flushing, que mejoran y optimizan las condiciones del lavado de esta estructura.
- En base a los resultados de la simulación del funcionamiento de los deflectores, tanto el existente como el propuesto, utilizando el software computacional IBER fundamentado en la modelación hidráulica bidimensional, se concluye que las condiciones de descarga mejoran notablemente con el cambio de geometría, obteniéndose para el primer caso el caudal de 118.17 m³/s y para el segundo caso el caudal de 146.93 m³/s en la cota máxima del sedimentador (469 msnm), también, se aprecia una mejor capacidad de arrastre de sedimentos en el modelo propuesto debido a que las velocidades son superiores demostrando que el funcionamiento es mejor para el deflector propuesto.
- Como método de comparación para el modelamiento del deflector se utilizó el software HEC RAS que permite la modelización hidráulica unidimensional de canales naturales o artificiales, en la modelación de la geometría actual se obtiene un caudal de 112.20 m³/s para que la lámina de agua no sobrepase la altura del sedimentador y para la geometría de propuesta el caudal de diseño de 147.91 m³/s mantiene la altura del agua en la cota 469.00 msnm a lo largo del deflector haciendo que este no se desborde y pierda su correcta funcionalidad,

dichos resultados mostraron que a pesar de las limitaciones propias del programa se generan resultados similares al software bidimensional, siempre y cuando se utilicen artificios que faciliten la descripción del comportamiento del flujo en estructuras de este tipo.

Recomendaciones

- Se recomienda realizar un análisis de posibles costos tanto de construcción, operación e impacto del nuevo deflector, para mejorar las condiciones de lavado de sedimentos de la central hidroeléctrica Manduriacu.
- Se recomienda realizar un modelo físico, y no solamente numérico, del diseño propuesto con el fin de verificar y asegurar el mejor funcionamiento del deflector con respecto al existente. Lamentablemente el deflector existente se construyó únicamente en base a un modelamiento numérico.
- IBER es un excelente programa para realizar modelaciones numéricas, sin embargo, existen ciertas limitaciones, por lo cual se recomienda usar un equipo computacional con un buen RAM y tarjeta de video para reducir el tiempo de procesamiento y no tener inconvenientes con la interfaz. En cuanto a estructuras complejas, como el desagüe de fondo, es necesario que los puntos de entrada y salida sean ingresados de tal forma que permitan el paso del flujo sin causar estancamientos. Adicional, se debe tener en consideración que, al ser un programa computacional en dos dimensiones, no permite ocupar secciones que se encuentren a 90° del plano horizontal, por ello, es imprescindible generar modificaciones en la geometría en caso de que amerite modelar ese tipo de secciones.
- El programa HEC-RAS es muy útil y se lo recomienda usar para modelaciones numéricas de este tipo de obras puesto que permite hacer una buena

aproximación en el comportamiento hidráulico a pesar de sus limitaciones por ser unidimensional.

- Es indispensable conocer el funcionamiento hidráulico de las estructuras para optimizar el uso de modelos numéricos y que los resultados representen el verdadero comportamiento de los flujos en las obras hidráulicas.

Bibliografía

Alexander, E., & Durán, V. (2008). *Citación recomendada*.

<https://ciencia.lasalle.edu.co/ep>

Álvarez Codobés, E. (2008). *Estudio del sistema de ventilación de una instalación industrial para el tratamiento de desechos* [Universidad de Sevilla].

http://bibing.us.es/proyectos/abreproy/4119/direccion/Proyecto_PDF+-

[+Estudio+del+Sistema+de+Ventilación+de+una+Instala%252F](http://bibing.us.es/proyectos/abreproy/4119/direccion/Proyecto_PDF+-Estudio+del+Sistema+de+Ventilación+de+una+Instala%252F)

Areu-Rangel, O. S., González-Cao, J., Crespo, A. J. C., & Bonasia, R. (2019). Numerical modelling of hydrological safety assignment in dams with IBER. *Sustainable Water Resources Management*, 5(1). <https://doi.org/10.1007/s40899-017-0135-2>

Azevedo, J., & Acosta, G. (1976). *Manual de Hidráulica* (Sexta).

Barrera Ochoa, M. S. (2020). *Modelación hidráulica en 2D del tramo puente Av. Felipe II – Tres puentes del río Yanuncay utilizando IBER* [Universidad del Azuay].

<http://dspace.uazuay.edu.ec/handle/datos/10171>

Bladé, E., Cea, L., Corestein, G., Escolano, E., Puertas, J., Vázquez-Cendón, E., Dolz, J., & Coll, A. (2014). Iber: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos.

Revista Internacional de Metodos Numericos para Calculo y Diseno en Ingenieria, 30(1), 1-10. <https://doi.org/10.1016/j.rimni.2012.07.004>

Bonilla, M. (2019, abril 7). *Las descargas de la central Manduriacu afectan a 2 cantones - El Comercio*. Las descargas de la central Manduriacu afectan a 2 cantones.

<https://www.elcomercio.com/actualidad/ecuador/hidroelectrica-manduriacu-afectan-cantones-sedimentos.html>

Caballero, R., Castrellón, M., & Pulido, G. (2021). Modelado 3D CAD de una Planta

Potabilizadora. *Congreso Nacional de Ciencia y Tecnología – APANAC.*

<https://doi.org/10.33412/apanac.2021.3214>

Castro Fernández, A. (2018). *Predicción de inundaciones mediante herramientas numéricas: Iber* [Universidad de Virgo]. https://ephyslab.uvigo.es/wp-content/uploads/2019/06/TFG_Ander_Castro_Fernandez.pdf

Cea Gómez, L., Bermúdez Pita, M., & Sobral Areán, B. (2018). *Cálculo de curvas de remanso y fenómenos locales con Iber*. Universidade da Coruña, Servizo de Publicacións. <https://doi.org/10.17979/spudc.9788497496834>

CELEC EP. (2015, septiembre 7). *Manduriacu*. Central Hidroeléctrica Manduriacu. <https://www.celec.gob.ec/cocacodosinclair/index.php/2015-09-07-17-45-09/footers/manduriacu>

CELEC EP. (2019, abril 9). *Sedimentos que llegan hacia Manduriacu son arrastradas por el Guayllabamba desde el inicio de su formación*. <https://www.celec.gob.ec/hidrotoapi/index.php/79-noticias/498-sedimentos-que-llegan-hacia-mandariacu-son-arrastradas-por-el-guayllabamba-desde-el-inicio-de-su-formacion>

CELEC EP. (2020, febrero 13). *Mesa Técnica Interinstitucional supervisará el desalojo de sedimentos provenientes de la Central Hidroeléctrica Manduriacu*. https://www.celec.gob.ec/hidronacion/index.php?option=com_content&view=article&id=127

Claro Soto, Y. (2006). *Diseño Estructural de Cimentaciones Superficiales*. (Número 1) [Universidad Central “Marta Abreu” de las Villas]. <https://dspace.uclv.edu.cu/bitstream/handle/123456789/9536/Tesis.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

Contraloría General del Estado. (2014, septiembre 30). *Examen especial de ingeniería y control ambiental de seguimiento de la construcción del Proyecto hidroeléctrico MAnduriacu, a cargo de la CELEC EP.*

<https://www.celec.gob.ec/cocacodosinclair/images/lotaip/2015/8Agosto/informeau.pdf>

Federal Highway Administration. (2019). *HY-8 Culvert Hydraulic Analysis Program.*

<https://www.fhwa.dot.gov/engineering/hydraulics/software/hy8/>

Fernández de Córdova Webster, C. J., León Méndez, A. J., Rodríguez López, Y., Martínez Ramírez, P. G., & Meneses Meneses, D. M. (2018). Influencia del método de estimación en el coeficiente de Manning para cauces naturales. *Ingeniería Hidráulica y Ambiental*, 39(1), 17-31.

Flores Sotomayor, J. A. (2016). *Manejo sustentable de sedimentos en embalses.*

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO.

Garavito, J., & Rodriguez, L. (2017). *VERIFICACION HIDRAULICA DE LAS ALCANTARILLAS DE LAS VIAS DEL CONJUNTO MESA DE YEGUAS, UBICADO EN EL MUNICIPIO DE ANAPOIMA, POR MEDIO DEL PROGRAMA HY-8* [Universidad Católica de Colombia].

<https://repository.ucatolica.edu.co/bitstream/10983/15483/1/Trabajo de Grado.pdf>

García Camacho, S. (2005). *ESTUDIO TEÓRICO Y EXPERIMENTAL DE LA REMOCIÓN HIDRÁULICA DE SEDIMENTOS EN UN EMBALSE.* UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO.

GEASIG. (2021). *Especialistas en SIG y medio Ambiente.* <https://www.geasig.com/>

Godlewski, E., & Raviart, P.-A. (1996). *Numerical Approximation of Hyperbolic Systems*

of Conservation Laws (Vol. 118). Springer New York. <https://doi.org/10.1007/978-1-4612-0713-9>

Gómez Dávila, A. C. (2019). *REVISIÓN DE METODOLOGÍAS SOSTENIBLES APLICABLES PARA EL LAVADO DE SEDIMENTOS EN EL EMBALSE DEL GUAVIO EN GACHALÁ, CUNDINAMARCA* [UNIVERSIDAD DE LOS ANDES]. <https://repositorio.uniandes.edu.co/bitstream/handle/1992/44997/u830385.pdf?sequence=1>

González-Aguirre, J. C., Vázquez-Cendón, M. E., & Alavez-Ramírez, J. (2016). Simulación numérica de inundaciones en Villahermosa México usando el código IBER. *Ingeniería del agua*, 20(4), 201. <https://doi.org/10.4995/ia.2016.5231>

Guaya, C. I., & Montalván, E. A. (2018). Modelación numérica bidimensional del río Garrapata en la provincia de Manabí aplicando el programa Iber [Escuela Politécnica Nacional]. En *Tesis*. <https://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/19326>

Hernandez Regalado, J. F. (2018). *“Zonificación De Áreas Inundables De La Localidad De Santa Bárbara Ocasionado Por Avenidas Extraordinarias De La Quebrada Sambarbamba – Baños Del Inca”*. Universidad Nacional de Cajamarca.

HY-8 Culvert Analysis Program. (2014). *HY-8 User Manual: Vol. 7.3*.

Iber. (2014). *Manual de referencia del módulo de calidad de aguas*.

Iberaula. (2021). *Pre- and Post-processing*. Iber. <http://docencia.udec.cl/academicos/udarae/>

Ibercursos. (2021). *ADVANCED COURSE OF IBER*. www.ibercursos.com

Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. (2014, diciembre 22). *¿Cómo se produce el proceso de transporte de sedimentos en los ríos? | iAgua*.

<https://www.iagua.es/noticias/mexico/imta/14/12/22/como-se-produce-proceso-transporte-sedimentos-lo-rios>

Jácome Sánchez, H. V., Cabrera Cazorla, L., Páez Pérez, E., Liédana Martínez, M., & Rodríguez Pallarés, M. (2015, octubre). *Cálculo bidimensional de un deflector de arrastre de fondo para la presa de Manduriacu, Ecuador*. Jornadas de Ingeniería del Agua.

Kuroiwa, J. (2010). *Introducción al uso del HEC-RAS* (Número 1).

<https://es.scribd.com/document/71396503/INTRODUCCION-AL-USO-DEL-HEC-RAS>

López Gómez, D., & Rebollo Cillán, J. J. (2018). *El modelo IBER y su aplicación al estudio de inundaciones*. Conorseguros.

<https://www.conorsegurosdigital.com/es/numero-09/portada/el-modelo-iber-y-su-aplicacion-al-estudio-de-inundaciones>

Ministerio de Ambiente. (2020, febrero 6). *Mesa Técnica Interinstitucional supervisará el desalojo de sedimentos provenientes de la Central Hidroeléctrica Manduriacu – Ministerio del Ambiente, Agua y Transición Ecológica*.

<https://www.ambiente.gob.ec/mesa-tecnica-interinstitucional-supervisara-el-desalojo-de-sedimentos-provenientes-de-la-central-hidroelectrica-manduriacu/>

Ministerio de Energía y Recursos Naturales no Renovables. (2021a). *Manduriacu*.

<https://www.rekursyenergia.gob.ec/manduriacu/>

Ministerio de Energía y Recursos Naturales no Renovables. (2021b, abril 8). *Gobierno Nacional recibe las centrales hidroeléctricas Minas San Francisco y Sopladora*.

<https://www.rekursyenergia.gob.ec/gobierno-nacional-recibe-las-centrales-hidroelectricas-minas-san-francisco-y-sopladora/>

- Moreno Avalos, V. M. (2012). *Optimización de la succión de sólidos sumergidos utilizando bombas centrífugas con velocidad variable*. Universidad Politécnica de Madrid.
- Morris, G. L., & Fan, J. (2010). *Reservoir Sedimentation Handbook* (1.04).
- Nole Alarcón, D. A. (2019). *INTERPRETACIÓN CONCEPTUAL Y NUMÉRICA DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN EL EMBALSE CERRO DEL ÁGUILA - HUANCVELICA*. UNIVERSIDAD RICARDO PALMA FACULTAD.
- Prefectura de Pichincha. (2017, agosto 29). *Ríos*.
<https://www.pichincha.gob.ec/pichincha/datos-de-la-provincia/100-rios>
- Rebolledo, M., & Ortega, J. (2020). *Análisis de Herramientas de Modelización Hidráulica Bidimensional | WSP*. <https://www.wsp.com/es-ES/insights/analisis-herramientas-modelizacion-hidraulica-bidimensional>
- Rodríguez López, L. (2016). *Procedimiento para la simulación hidráulica a partir de los software ArcGIS y HEC-RAS para eventos extremos máximos*. Universidad Central "Marta Abreu" de Las Villas.
- Sánchez Blum, E. (2014). *ANÁLISIS DE MÉTODOS PARA LA LIMPIEZA HIDRÁULICA DE SEDIMENTOS DESDE EMBALSES* [UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR]. <http://www.dspace.uce.edu.ec/bitstream/25000/2978/1/T-UCE-0011-132.pdf>
- Sandoval-Eraza, W., Toulkeridis, T., Morales-Sanchez, Á., & Merizalde Mora, M. J. (2018). IOP Conference Series: Earth and Environmental Science Sedimentological study of the reservoir of the Manduriacu hydroelectric project, northern Ecuador. *IOP Conf. Ser.: Earth Environ. Sci*, 191, 1-13. <https://doi.org/10.1088/1755->

1315/191/1/012119

Sandoval Erazo, W. (2019). *Diseño de obras hidrotécnicas* (1.^a ed.).

Sandoval Erazo, W. R. (2020). *Principios de la Hidráulica 2* (EDIESPE (ed.); 1.^a ed.).

<https://www.researchgate.net/publication/341165763%0APrincipios>

Tapia Cueva, E. R. (2012). *Simulación numérica del hidrograma generado por desbordamiento y ruptura de un dique de materiales sueltos.*

<http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/554>

Torres Sanchez, J. M. (2017). *Diseño hidráulico y modelamiento en HEC-RAS del canal de concreto y de obras de arte del Proyecto Carpintero.*

<http://hdl.handle.net/10757/623042>

US Army Corps of Engineers. (2021). *US Army Corps of Engineers - Hydrologic Engineering Center.* <https://www.hec.usace.army.mil/>

Viejo Díez, J. (2014). *Alternativa Metodológica para el Estudio Geométrico de Cuerpos mediante Modelos Dinámicos e Interactivos elaborados con AutoCAD* [Universidad de León]. <https://doi.org/10.18002/10612/5992>

Anexos