

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

Diseño de un dique en el río Manglaralto, cerca del sector “La Esperanza”,
para aprovechamiento hídrico de la parroquia.

PROYECTO INTEGRADOR

Previo la obtención del Título de:

Ingeniero Civil

Presentado por:

Valdivieso Toledo Amilcar Fidel

Vélez Villacis Oswaldo Simón

GUAYAQUIL - ECUADOR

I PAO 2023

DEDICATORIA

El presente proyecto va dedicado a nuestras familias y seres queridos, por ser la razón de nuestras mayores alegrías y estar para nosotros en todo momento.

A la Junta de Agua Potable de Manglaralto (JAAPMAN) por abrirnos las puertas de su comunidad para poder desarrollar los trabajos y brindarnos apoyo en el transcurso de la tesis.

A todos los amigos de la carrera y profesores por habernos acompañado en nuestra formación académica.

AGRADECIMIENTOS

Nuestro más sincero agradecimiento a todos los que conforman al Centro de Investigación y Proyectos Aplicados a las Ciencias de la Tierra (CIPAT), en especial al PhD. Paul Carrión, MSC. Bethy Merchán, MSC. María Fernanda Jaya, Ing. Emily Sánchez y el Ing. Sebastián Suarez; sin su trabajo no se hubiera podido desarrollar este trabajo.

Al PhD Mijaíl Arias, por su paciencia y guía en todo el transcurso de la tesis y de la carrera.

A todo el personal que conforma al INAMHI, en especial al PhD Bolívar Erazo, por la información solicitada para el desarrollo de este documento.

A ti, que te has tomado el tiempo para leer nuestro trabajo.

Declaración Expresa

“Los derechos de titularidad y explotación, nos corresponde conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; *Oswaldo Simón Vélez Villacis* y *Amílcar Fidel Valdivieso Toledo* y damos nuestro consentimiento para que la ESPOL realice la comunicación pública de la obra por cualquier medio con el fin de promover la consulta, difusión y uso público de la producción intelectual”


Amílcar Fidel Valdivieso
Toledo


Oswaldo Simón Vélez
Villacis

EVALUADORES

Ing. Ingrid Orta Zambrano, MSc

PROFESOR DE LA MATERIA

Ing. Mijaíl Arias Hidalgo, Ph.D.

PROFESOR TUTOR

RESUMEN

Para mitigar el estrés hídrico de la parroquia Manglaralto, se plantea el diseño de un dique para represar el agua del río, del mismo nombre, cerca del sector “La Esperanza”. Así, generando una recarga intencionada hacia los pozos colindantes, donde la comuna capta el agua para su respectivo tratamiento y distribución. Por medio de estudios hidrológicos, hidráulicos, geotécnicos, vuelos topográficos, normativas ecuatorianas, manuales y socializaciones con los representantes de la junta; se determinó la mejor ubicación, restricciones y diseño geométrico. Por lo que se obtuvo un dique con una longitud de 49 metros, con una cota de corona de 8.5 y 6 metros sobre el nivel del mar, entre diques y vertedero. Como complemento, se propuso un núcleo de arcilla y con un recubrimiento de hormigón para el aumento del tiempo de vida de la obra y con la capacidad de represar aproximadamente 12800 m³ de agua. Además, de beneficiar directamente aproximadamente a 35000 habitantes e indirectamente 12000 turistas. En síntesis, se obtiene un diseño modelado en las condiciones más cercanas a la realidad y a escenario extremo, con planes de mitigación ambiental en su fase de construcción y operación, con una relación costo-almacenamiento de 9.26\$/m³ y alineado a la búsqueda del cumplimiento del objetivo 6 de desarrollo sostenible.

Palabras Clave: Estrés hídrico, Dique, Siembra y cosecha de agua, Manglaralto.

ABSTRACT

To mitigate the water stress in the Manglaralto parish, the design of a dam to store water from the river with the same name, near the "La Esperanza" area, is proposed. This will intentionally recharge the surrounding wells, from which the community extracts water for treatment and distribution. Through hydrological, hydraulic, geotechnical studies, topographic flights, Ecuadorian regulations, manuals, and consultations with the board representatives, the best location, constraints, and geometric design were determined. As a result, a dam with a length of 49 meters and a crown level of 8.5 and 6 meters above sea level, between dikes and spillways, was obtained. Additionally, a clay core with a concrete lining was proposed to increase the lifespan of the structure, with a capacity to store approximately 12800 m³ of water. In addition, to directly benefit approximately 35000 population and indirectly 12000 tourists. In summary, a design is obtained that is modeled based on the closest conditions to reality and extreme scenarios, with environmental mitigation plans during construction and operation phases, with a cost-storage ratio of \$9.26/m³, and aligned with the achievement of Sustainable Development Goal 6

Keywords: Water stress, Small Dam, Planting and Harvesting Water, Manglaralto.

ÍNDICE GENERAL

EVALUADORES.....	5
RESUMEN	6
ABSTRACT	7
ÍNDICE GENERAL	8
ÍNDICE DE FIGURAS	12
ÍNDICE DE TABLAS.....	14
ÍNDICE DE PLANOS.....	17
CAPÍTULO 1	18
1. INTRODUCCIÓN	18
1.1 Antecedentes	18
1.2 Presentación general del problema	19
1.3 Justificación del problema	19
1.4 Objetivos	20
1.4.1 Objetivo General.....	20
1.4.2 Objetivos Específicos	21
CAPÍTULO 2	22
2. MATERIALES Y MÉTODOS	22
2.1 Revisión de literatura	22
2.1.1 Siembra y cosecha de agua	22
2.1.2 Criterios de diseño.....	23
2.1.3 Análisis de frecuencia.....	25
2.1.4 Criterios de modelación	26
2.1.4.1 Método de abstracción del SCS.....	26

2.1.4.2 Hidrograma Unitario del SCS.	27
2.1.4.3 Tránsito hidrológico de caudales.	27
2.2.5 Área de estudio	28
2.3 Trabajo de campo y laboratorio.....	30
2.4 Análisis de datos	38
2.4.1 Datos meteorológicos.	38
2.4.2 Modelo hidrológico.....	44
2.4.3 Modelo hidrodinámico y calibración.	47
2.5 Análisis de alternativas	52
CAPÍTULO 3	56
3. DISEÑOS Y ESPECIFICACIONES	56
3.1 Diseños.....	56
3.1.1 Altura del dique y del vertedero	56
3.1.2 Tiempo de vida de la obra.	57
3.1.3 Diseño de protecciones	59
3.1.4 Diseño de diques.....	61
3.1.4.1 Control por volcamiento	62
3.1.4.2 Control por deslizamiento.....	63
3.1.4.3 Comprobación frente presiones excesivas al suelo.....	64
3.1.4.4 Comprobación de esfuerzo cortante en base del muro.	66
3.1.4.5 Cálculo de cargas, momentos flectores y fuerzas de corte para las partes del muro.....	67
3.1.4.6 Cálculo de acero en cara interior de la pantalla del muro.	69
3.1.4.7 Cálculo de acero en cara exterior de la pantalla del muro.	70
3.1.4.8 Cálculo de acero horizontal de base a parte media de la pantalla:	70

3.1.4.9 Cálculo de acero horizontal de parte media a corona de la pantalla...	71
3.1.4.10 Cálculo de acero en zapatas (punta).....	73
3.1.4.11 Cálculo de acero en zapatas (Talón).....	74
3.1.5 Diseño de vertedero	76
3.1.5.1 Cálculo de velocidad media	77
3.1.5.2 Cálculo de fuerzas de empuje	77
3.1.5.3 Comprobación por volcamiento.....	78
3.1.5.4 Comprobación por deslizamiento	79
3.1.6 Diseño de Recubrimiento de hormigón	79
3.1.6.1 Cálculo de acero necesario	80
3.2 Especificaciones técnicas	80
3.2.1 Excavación a maquinaria.....	80
3.2.2 Hormigón para recubrimiento $f'c$ 210 kg/cm ²	81
3.2.3 Núcleo del Vertedero de arcilla.....	82
3.2.4 Relleno para talud permeable del vertedero.	83
3.2.5 Acero de refuerzo	84
3.2.6 Replanteo de HoSo. $f'c=180$ kg/cm ²	84
CAPÍTULO 4	86
4. ESTUDIO DEL IMPACTO AMBIENTAL	86
4.1 Descripción del proyecto	86
4.2 Línea base ambiental.....	87
4.3 Actividades del proyecto	88
4.4 Identificación de impactos ambientales	89
4.5 Valoración de impactos ambientales	91

4.5 Medidas de prevención/mitigación	96
CAPÍTULO 5	99
5. PRESUPUESTO	99
5.1 Estructura Desglosada de Trabajo	99
5.2 Rubros y análisis de precios unitarios	100
5.3 Descripción de cantidades de obra	101
5.4 Valoración integral del costo del proyecto	102
5.5 Cronograma de obra	103
CAPÍTULO 6	104
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	104
6.1 Conclusiones.	104
6.2 Recomendaciones.	105
BIBLIOGRAFÍA	107
PLANOS Y ANEXOS.....	112

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Esquema de sistema de siembra y cosecha de agua mediante un dique de retención (Suarez, 2012). Elaboración: Autores.	22
Figura 2.2 Partes de un dique (DOI, 1987). Elaboración: Autores.	24
Figura 2.3 Cargas aplicadas sobre una presa (Novak et al., 2007). Elaboración: Autores.	25
Figura 2.4 Ubicación Local de la subcuenca de interés (MAGAP, 2002).	28
Figura 2.5 Perfil de la cuenca del río Manglaralto (CIPAT-ESPOL TECH E.P., 2015).	29
Figura 2.6 Colocación de base para RTK para toma de puntos.	30
Figura 2.7 Vuelo de dron topográfico	31
Figura 2.8 Toma de puntos de control con nivel diferencial.	31
Figura 2.9 Toma de puntos en el cauce del río.	31
Figura 2.10 Toma de medidas del puente en el río Manglaralto.	32
Figura 2.11 Secado de las muestras al sol	34
Figura 2.12: Ejecución del ensayo de límites de Atterberg.	35
Figura 2.13 Estaciones meteorológicas cercanas a la cuenca del río Manglaralto (INAMHI, 2023). Elaboración: Autores.	38
Figura 2.14 Curvas IDF de la estación Barcelona. Elaboración: Autores.	41
Figura 2.15 Mapa de intensidades máximas (INAMHI,2019).	43
Figura 2.16 Hietograma para 100 años de periodo de retorno.	44
Figura 2.17 Delimitación de la cuenca en Hec-HMS.	45
Figura 2.18 Procesamiento de imágenes con Agisoft.	47
Figura 2.19 Modelo de elevación final.	48
Figura 2.20 Geometría del río con puente existente.	48
Figura 2.21 Geometría del río con dique existente.	49
Figura 2.22 Prueba de calibración. Elaboración: Autores	50
Figura 2.23 Calibración finalizada. Elaboración: Autores	51
Figura 2.24 Propuestas de ubicación.	52
Figura 2.25 Reunión con directivos de JAAPMAN.	53

Figura 3.1 Diseño final de dique	56
Figura 3.2 Socavación en la sección transversal 2+000	60
Figura 3.3: Dimensiones propuestas para el diseño del muro de contención....	62
Figura 3.4: Carga excéntrica sobre el suelo.	64
Figura 3.5: Cargas actuantes sobre base.	67
Figura 3.6: Carga actuante sobre pantalla.	67
Figura 3.7: Fuerzas en punta de base.	68
Figura 3.8: Fuerzas en talón de base.	68
Figura 3.9: Detalle de armado en muro de contención.	76
Figura 3.10: Velocidades obtenidas en el modelo hidráulico.	77
Figura 3.11: Corte transversal del vertedero.	78
Figura 3.12: Detalle de armado para recubrimiento de hormigón.	80
Figura 5.1 WBS del proyecto	99
Figura 5.2: Cronograma de obra	103
Figura 6.1: Línea de flujo para limite liquido en muestra C1A.	113
Figura 6.2 Línea de flujo para limite liquido en muestra C1B.	114
Figura 6.3: Línea de flujo para limite liquido en muestra C1A.	114
Figura 6.4: Línea de flujo para limite liquido en muestra C2A.	116
Figura 6.5: Línea de flujo para limite liquido en muestra C2A.	116
Figura 6.6: Grafico de granulometría en muestra C2B.	117
Figura 6.7: Grafico de granulometría en muestra del fondo del río.	118
Figura 6.8 Sección 50 metros aguas arriba del dique propuesto.	119
Figura 6.9 Sección 100 metros aguas arriba del dique propuesto.	120
Figura 6.10 Sección 50 metros aguas abajo del dique propuesto	120

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Descripción de calicatas realizadas.	33
Tabla 2.2: Muestras después del lavado sobre tamiz N 200.	34
Tabla 2.3: Clasificación según índices de consistencia y liquidez (Sadjadi & Bagherzadeh-Khalkhali, 2018)	36
Tabla 2.4 Resistencias estimadas. (Sadjadi & Bagherzadeh-Khalkhali, 2018) ...	36
Tabla 2.5: Resultados de los límites de Atterberg y consistencia	37
Tabla 2.6: Gravedades específicas de las muestras obtenidas.	37
Tabla 2.7: Gravedad específica del fondo del río.	37
Tabla 2.8: Resumen de resultados obtenidos en los ensayos	38
Tabla 2.9: Valores obtenidos en la prueba de bondad de ajuste	40
Tabla 2.10 Tabla de parámetros del modelo de Bernard.	42
Tabla 2.11 Uso de suelo y valores de CN (Chow et al., 1994). Elaboración: Autores.....	45
Tabla 2.12 Ecuaciones para el tiempo de concentración. Elaboración: Autores.	46
Tabla 2.13 Datos para la modelación del puente.....	48
Tabla 2.14 Rugosidades estimadas.....	49
Tabla 2.15 Parámetros finales para el método de Muskingum.....	50
Tabla 2.16 Escala de Likert	54
Tabla 2.17 Matriz de Likert con restricciones y propuestas.	55
Tabla 3.1 Cotas de las obras hidráulicas	57
Tabla 3.2 Datos y cálculos parciales de la vida útil.	58
Tabla 3.3: Resultados de la capacidad de embalse perdida.....	58
Tabla 3.4 Resultados de las propiedades intrínsecas del suelo	61
Tabla 3.5 Cálculo de las fuerzas y momentos.	62
Tabla 3.6 Datos y valores de fuerza activa.	63
Tabla 3.7 Parámetros para el cálculo de la carga última (Terzaghi, 1943).....	65

Tabla 3.8: Aplicación de la fórmula de Newmark	65
Tabla 3.9 Datos de esfuerzo a cortante.....	66
Tabla 3.10: Cálculo de momentos en punta de base.	68
Tabla 3.11: Calculo de momentos en talón de base.....	69
Tabla 3.12: Datos para cálculo de acero en pantalla.....	69
Tabla 3.13: Acero requerido en pantalla interior.	69
Tabla 3.14: Datos para acero exterior en pantalla.....	70
Tabla 3.15: Datos para acero horizontal en parte media a base de pantalla.	70
Tabla 3.16: Datos para acero horizontal en parte media a corona de pantalla. .	71
Tabla 3.17: Datos para acero horizontal en punta de base.....	73
Tabla 3.18: Acero de refuerzo en punta de base.....	73
Tabla 3.19: Fuerza de corte en punta.	74
Tabla 3.20: Datos para acero horizontal en talón de base.....	74
Tabla 3.21: acero requerido para talón de base.	74
Tabla 3.22: Fuerza de corte en punta.	75
Tabla 3.23: Datos para acero horizontal en base.	75
Tabla 3.24 Cálculo de la velocidad media	77
Tabla 3.25 Datos para determinar la fuerza estática	77
Tabla 3.26 Datos para la fuerza por sedimentos	78
Tabla 3.27 Comprobación por volcamiento del vertedero.....	79
Tabla 5.1 Precio unitario de los rubros	100
Tabla 5.2 Cantidades de los rubros.....	101
Tabla 5.3 Precio de los rubros.....	102
Tabla 6.1: Datos del ensayo de límite liquido en calicata 1	112
Tabla 6.2: Datos del ensayo de límite plástico en calicata 2.	113
Tabla 6.3: Datos del ensayo de límite liquido en calicata 2	115
Tabla 6.4: Datos del ensayo de límite plastico en calicata 2	115
Tabla 6.5: Datos de granulometría en muestra C2B.	116
Tabla 6.6: Cálculos granulométricos de muestra C2B.....	117
Tabla 6.7: Datos de granulometría en muestra C2B.	117

Tabla 6.8: Cálculos granulométricos de muestra fondo del río.	118
Tabla 6.9 Parámetros utilizados en el primer desarrollo del Muskingum.....	119
Tabla 6.10 APU rubro 1.1	121
Tabla 6.11 APU rubro 1.2	122
Tabla 6.12 APU rubro 2.1	123
Tabla 6.13 APU rubro 2.2	124
Tabla 6.14 APU rubro 2.3	125
Tabla 6.15 APU rubro 2.4	126
Tabla 6.16 APU rubro 2.5	127
Tabla 6.17 APU rubro 3.1	128
Tabla 6.18 APU rubro 3.3	129
Tabla 6.19 APU rubro 3.4	130
Tabla 6.20 APU rubro 3.5	131
Tabla 6.21 APU rubro 4.1	132

ÍNDICE DE PLANOS

PLANO 1 Ubicación e implantación

PLANO 2 Cortes y Vistas

PLANO 3 Estructural y cortes

CAPÍTULO 1

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

En el año 2015, la Asamblea General de las Naciones Unidas adoptó los 17 Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS) con el fin de hacer un llamado universal a las naciones para luchar contra la pobreza, proteger al planeta, garantizar la prosperidad y la paz en las personas. El sexto objetivo establece garantizar la disponibilidad de agua, su gestión sostenible y el saneamiento para todos. Además, una de las metas es incrementar el correcto uso del agua y garantizar la existencia de agua dulce para reducir el estrés hídrico y mejorar la calidad de vida de las personas necesitadas (Naciones Unidas , 2015).

Entre las obras que permiten una mejor gestión de los recursos hídricos se tiene a los diques. Con base al Buro de Reclamación de los Estados Unidos (USBR), los diques son obras de ingeniería que permiten represar el agua de los ríos para gestionarla de diferentes formas, tales como: irrigación de canales para la agricultura, para la captación y potabilización del agua, hidroeléctricas o recreación (USBR, 1987). Es de conocimiento general, que el agua dulce tiene mucha importancia para la subsistencia de la vida humana y animal. Esto debido a que estas fuentes rondan el 2.5% del volumen total de agua en el planeta (Water Science School , 2019). Por esta razón, los esfuerzos para una correcta gestión del recurso, por medio de embalses, son y serán un tema de constante debate en el desarrollo de las civilizaciones.

La Junta Administradora de Agua Potable Regional de Manglaralto (JAAPMAN), como empresa comunitaria de agua potable, se encarga de la gestión del líquido vital desde su captación hasta su respectiva distribución y recolección para las comunas de Libertador Bolívar, San Antonio, Cadeate, Río Chico, Montañita y Manglaralto. El sistema de captación consiste en la toma de agua dulce a través de pozos ubicados a la orilla del río, los cuales son recargados de manera natural y artificial.

1.2 Presentación general del problema

Desde hace unos años, la Junta Administradora Regional de Agua Potable de Manglaralto (JAAPMAN) ha tenido problemas de continuidad en su sistema de agua potable. En ese sentido, se ha enfrentado emergencias hídricas por la falta de agua en los pozos y por el aumento de la población tanto fija como flotante. Además, el agua de los acuíferos ha presentado contaminación debido a intrusión salina, generada por la cercanía al mar. En consecuencia, en un futuro podría convertirse en no apta para la captación. Naturalmente, estos efectos se ven remarcados en época de estiaje.

La falta de agua potable disminuye la calidad de vida de sus habitantes. A causa de que no les permite desarrollar sus principales actividades económicas con normalidad, como lo son la pesca y el turismo. Así también, al no tener agua potable de forma continua, perjudica a la higiene y saneamiento de los habitantes. Por esta razón, JAAPMAN ha intervenido el río con obras de almacenamiento de agua como los son: un dique de hormigón y varios tapes artesanales temporales, lo que ha mitigado un poco el problema. Sin embargo, no ha sido suficiente para resolver por completo la situación que aqueja a la parroquia, debido al aumento de la demanda de agua potable.

1.3 Justificación del problema

La construcción de un dique es una técnica intencionada que permite acumular agua a lo largo del tiempo, para que esta se pueda infiltrar y recargue artificialmente los acuíferos. Esta técnica es efectiva para la conservación de los niveles en los pozos, sobre todo en época seca. De esta manera, se garantizará que los pobladores de Manglaralto cuenten con el suministro de agua potable de manera continua todo el año. Este proyecto genera una mejora en la calidad de vida, potenciando a la comuna para recibir a más turistas en un futuro.

Adicionalmente, la construcción de un dique será un beneficio económico y permitirá la reducción de vulnerabilidad a largo plazo. Quede ser así, ya no se gastarán recursos en la elaboración artesanal de tapes temporales, porque son obras poco seguras, están propensas a fallar y poner en riesgo a la comunidad. Igualmente, al potenciar los acuíferos naturales con agua dulce se mitigará la

intrusión salina y se preservará la calidad de agua. Finalmente, en época de lluvias se podrá aprovechar el exceso de agua represada para otras actividades como irrigación o recreación, beneficiando directamente aproximadamente a 35000 habitantes e indirectamente a 12000 turistas.

En el caso de no ser construido, el estrés hídrico en la zona será progresivo debido al incremento de la demanda de agua, en especial para los feriados y épocas de estiaje. Aunque existe un proceso de siembra y cosecha de agua dulce, en periodos largos sin precipitaciones, no tiene la capacidad de abastecer a la parroquia Manglaralto. Así mismo, el uso de tapes artesanales no son seguros, porque pueden fallar causando importantes daños materiales y poner en riesgo vidas humanas.

Si la demanda de agua es mayor que la capacidad, se dejará de suministrar agua por escasez hasta que la junta compruebe que los pozos se encuentren en niveles aptos para la explotación. Como resultado, se afecta a la población de Manglaralto y a los turistas, provocando inquietud y pérdidas económicas.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo General

Diseñar un dique en el río Manglaralto, cerca del sector “La Esperanza”, por medio de la interpretación de datos, estudios de campo y laboratorio, elaboración de modelos hidrológico e hidráulico y normativas de construcción, para el almacenamiento de agua superficial que ayude a la mitigación del estrés hídrico de la parroquia.

Este objetivo está relacionado con preguntas de diseño como:

¿Cómo la modelación puede aportar en la selección del sitio más idóneo para colocar el dique?

¿Qué impacto ambiental va a tener el dique en el ecosistema de la parroquia?

¿Qué hay que tomar cuenta para la implementación del diseño del dique?

1.4.2 Objetivos Específicos

Modelar el dique por medio de programas especializados que permitan la caracterización de la cuenca y del río, para la obtención de la mejor ubicación y forma geométrica.

Evaluar el impacto ambiental de la implementación del dique a través de los indicadores de desarrollo sostenible, para la verificación de la viabilidad de la obra.

Diseñar formalmente el dique con base a las restricciones estructurales, hidráulicas y geotécnicas del proyecto, para una futura implementación.

CAPÍTULO 2

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1 Revisión de literatura

2.1.1 Siembra y cosecha de agua

La siembra y cosecha de agua es un proceso formado por dos etapas. Para la primera, se embalsa e infiltra el agua de la lluvia o de escorrentía superficial hacia los acuíferos. En la segunda etapa, se recupera el agua infiltrada para su aprovechamiento, es decir, se cosecha agua (Arteaga, 2020). Con el fin de llevar a cabo esta técnica, se suelen utilizar los saberes ecológicos ancestrales (Balmaseda et al., 2019). Por ejemplo, el uso de la siembra y cosecha de agua se dio en la provincia de Balochistán perteneciente a Pakistán, donde la sobreexplotación de los acuíferos causó que se construya una pequeña presa en el año 2002, la que provocó la infiltración y mitigó el problema de escasez de agua (Guale, 2005). La construcción de diques para la infiltración no es algo nuevo, se ha utilizado tanto en el Ecuador y en países de África como Kenia, donde se han valido del conocimiento ancestral para su diseño (Lasage, 2008).

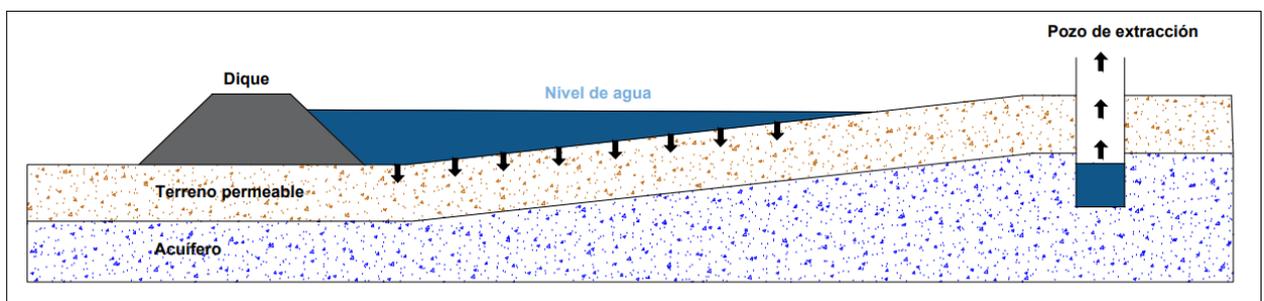


Figura 2.1 Esquema de sistema de siembra y cosecha de agua mediante un dique de retención (Suarez, 2012). Elaboración: Autores.

En Antacollana, ubicada en Cuzco, Perú, se presentó escasez de agua. Al ser este un lugar agrícola, el problema se catalogó como crítico (Zamalloa, 2017). Para solventar la emergencia se implementó diques en el cauce de las

quebradas secas. El procedimiento consistió en pequeños depósitos cavados de 6 a 8 m³. Estos depósitos lograron abastecer de agua durante 7 a 8 meses correspondientes a la época de estiaje (Rosillo & Duran, 2022). En algunos casos se reforzó los diques con mampostería de piedra y barro. La técnica empleada combinó conocimiento ancestral y científico. Como resultado, se logró recargar cerca de 306 m³ de agua para ser utilizada en la época de escasez (Suarez, 2012).

España es uno de los países que recarga de forma gestionada los acuíferos, logrando reabastecer alrededor de 350 hm³ de agua, esto según el Libro Blanco del Agua en España (Escalante et al., 2020). La implementación de diques de laminación y recarga no es algo nuevo en el país, puesto que una gran mayoría de estas estructuras hídricas fueron construidas en la década los 50. La implementación de pequeñas presas en España ha sido una respuesta efectiva frente a la falta de agua de las zonas con largas épocas de estiaje (ITGE, 1990).

2.1.2 Criterios de diseño

Los diques pueden construirse con sacos de tierra y grava, rocas, leños u hormigón. Inmediatamente después de ser construidos comienzan a retener volúmenes de agua. Además, cuando se utilizan diques consecutivos, se recomienda que el centro de la coronación del dique aguas abajo, tenga el mismo nivel que el centro del pie del dique que se encuentre de forma consecutiva aguas arriba (MPCA, 2000). Si las corrientes de agua transportan grandes materiales sólidos se debe considerar la carga tractiva en el diseño (Remaitre, 2004).

Las formas de los diques deben responder a los varios modos de lograr las dos principales exigencias: resistir los empujes causados por caudales de agua y evacuar los caudales excedentes. Estas dos premisas se unen a los requerimientos del uso de agua y las condiciones de terreno tanto topográficas como geológicas (DOI, 1987). Es así como se originan una serie de condiciones que llevan a elegir el tipo de dique más adecuado. El diseño

hidrológico corresponde a determinar la altura de la estructura, esta medida es el resultado de sumar el nivel de agua del proyecto con la distancia necesaria de borde libre, se toma en consideración un periodo de retorno de 100 años (Novak et al., 2007).

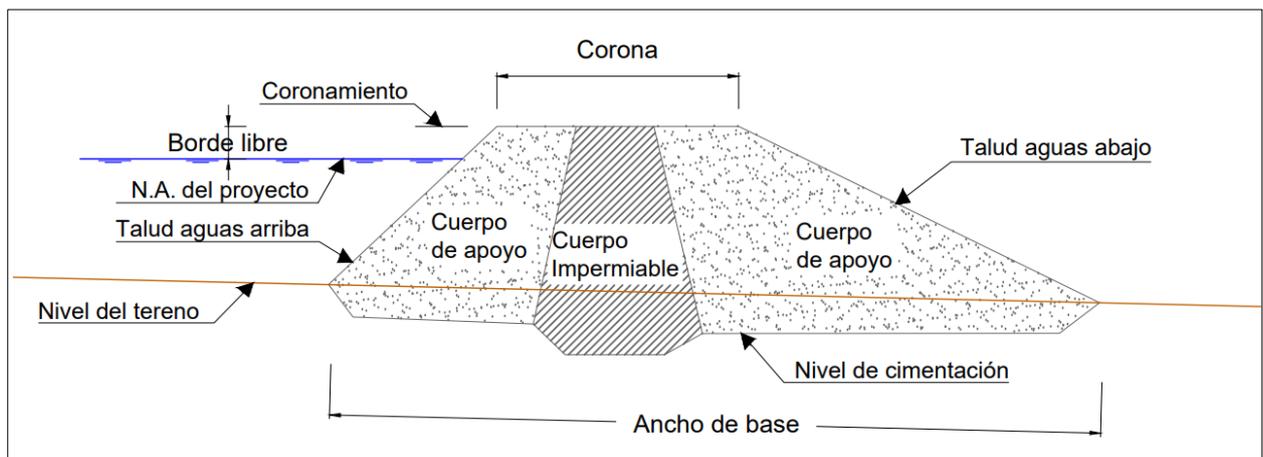


Figura 2.2 Partes de un dique (DOI, 1987). Elaboración: Autores.

El cálculo de la capacidad de almacenamiento en m^3 se puede obtener con la siguiente fórmula (DOI, 1987):

$$V = \frac{LTH'}{6} \quad (2.1)$$

V es la capacidad de almacenamiento y no excede el rendimiento de la cuenca, [m^3]

L es la longitud de la pared de la presa en el nivel de suministro completo, [m].

T es el retroceso tomado desde H' , [m].

H' es la altura máxima de la presa, [m].

Las cargas aplicadas a las presas pueden ser primarias, secundarias y excepcionales. No todas las cargas son siempre aplicadas a las presas (Novak et al., 2007). Las cargas primarias son: carga de agua (P1), peso

propio (P2) y cargas de infiltración (P3 y P4). Las secundarias: carga de sedimentos (P5), cargas de olas hidrodinámicas (P6) y carga de hielo (P7). Para el caso de cargas excepcionales se considera la carga de inercia de agua (P8).

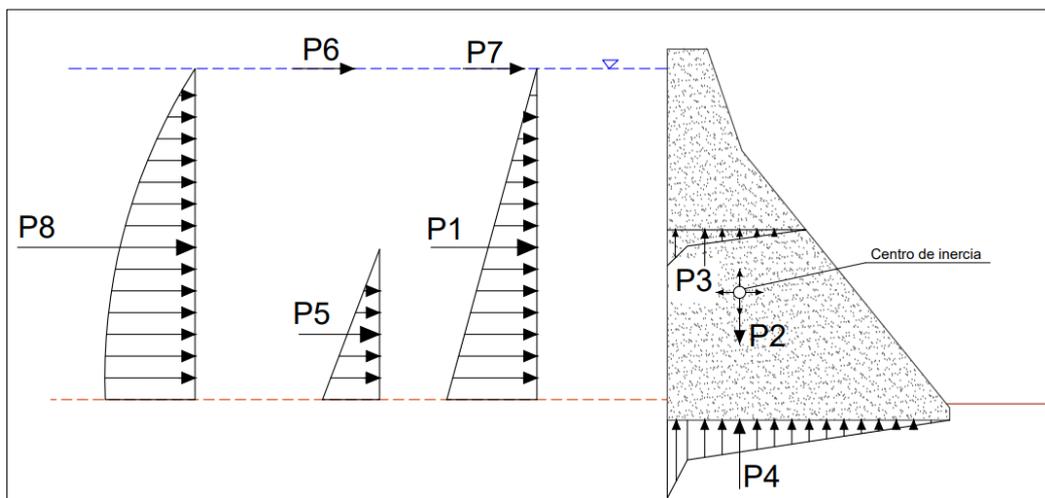


Figura 2.3 Cargas aplicadas sobre una presa (Novak et al., 2007). Elaboración: Autores.

2.1.3 Análisis de frecuencia

Para el diseño de las obras hidráulicas es de suma importancia determinar la magnitud y probabilidad de los eventos hidrológicos, con la finalidad de poder tomar decisiones acerca de las características de la obra y sus dimensiones (Monsalve, 2008). El procedimiento de análisis de frecuencia consiste en ajustar datos a diferentes distribuciones de probabilidad y se puede aplicar en diferentes variables hidro climáticas como: caudales, niveles, precipitaciones, etc. El objetivo de este análisis es lograr establecer las magnitudes de las variables hidrológicas para el periodo de retorno de diseño (Chow et al., 1994).

Para la obtención de los parámetros de interés, es necesario evaluar en la prueba de bondad de ajuste. Esta se basa en establecer si existe diferencia significativa de forma estadística entre los datos de las variables hidro

climáticas y las distribuciones de probabilidad. Las pruebas más usadas para esta prueba son Kolmogórov-Smirnov y Chi-cuadrado (J. Benjamín, 2004). De esta forma, se puede seleccionar qué distribución se ajusta mejor manera al comportamiento estadístico de los fenómenos extremos.

2.1.4 Criterios de modelación

El programa *Hec-HMS* es empleado para la construcción de modelos hidrológicos. Es decir, permite la obtención de caudales e hidrogramas en una cuenca hidrográfica por medio de la selección de diferentes métodos, para transformar la lluvia en esorrentía. En tal contexto, la selección del conjunto de métodos tiene que ser elegida con base a la información disponible para cada uno de ellos (USACE, 2023). A continuación, se describe brevemente la filosofía de cada segmento de la simulación: abstracciones, transformadas y módulo de tránsito de caudales.

2.1.4.1 Método de abstracción del SCS.

Este método, elaborado por el USDA Soil Conservation Service (SCS), consiste en que la precipitación efectiva es función de la precipitación total y de una abstracción inicial. Esta abstracción depende de un parámetro adimensional llamado número de curva (CN), el cual va de un rango de 0 a 100 y depende de: tipo, uso, condición y antecedentes del suelo (Ponce, 1994). Actualmente, es ampliamente utilizado por su facilidad de ser aproximado con herramientas de información geográfica dando buenos resultados para cuencas de rango medio (>100Ha) (Askar, 2013).

$$Q = \frac{[CN(P+2)-200]^2}{CN[CN(P-8)+800]} \quad (2.2)$$

2.1.4.2 Hidrograma Unitario del SCS.

Es el hidrograma de escorrentía directa producido por una unidad de lluvia efectiva o escorrentía uniformemente distribuida sobre una cuenca. Se pueden combinar con datos de precipitación y datos de cuencas, para determinar el diagrama de escorrentía directa de una cuenca en particular (Nourani et al., 2009). Para este método la variable más importante es el tiempo de retardo, el cual es el tiempo que existe entre el centro de gravedad del hietograma y la punta del hidrograma. Del mismo modo el tiempo de retardo depende del tiempo de concentración (Chow et al., 1988).

2.1.4.3 Tránsito hidrológico de caudales.

El método de Muskingum se basa en una ecuación de almacenamiento empírica en la que sus parámetros generalmente se calibran utilizando enfoques de optimización. Se fundamenta en los registros históricos de entrada y salida (Gill, 1978). Una vez que el modelo está calibrado, el flujo de inundación se puede transitar bajo diferentes hidrogramas de entrada (Linsley et al, 1982), el que se representa con la ecuacion:

$$S = K[XI + (1 - X)O] \quad (2.3)$$

X es la capacidad de almacenamiento o laminación del tramo, [adimensional].

K el tiempo que tarda la onda de avenida en desplazarse por el tramo considerado, [hora].

I el agua que entra y O el agua que sale, [m³].

2.2.5 Área de estudio

La zona de interés es el río Manglaralto ubicado en la parroquia del mismo nombre, perteneciente al cantón Santa Elena, provincia de Santa Elena. Se encuentra en el norte de la provincia, limita con Manabí y el Océano Pacífico. Según datos del INEC, la parroquia tiene una extensión territorial de 497.4 km², correspondiente al 13.21% del territorio total de la provincia (INEC, 2011). La cuenca de Manglaralto limita por la parte noroeste con la cuenca de Manabí y en la suroeste con la cuenca Progreso, la cordillera Chongón-Colonche es la encargada de separar estas cuencas estratificadas (Herrera et al., 2018).

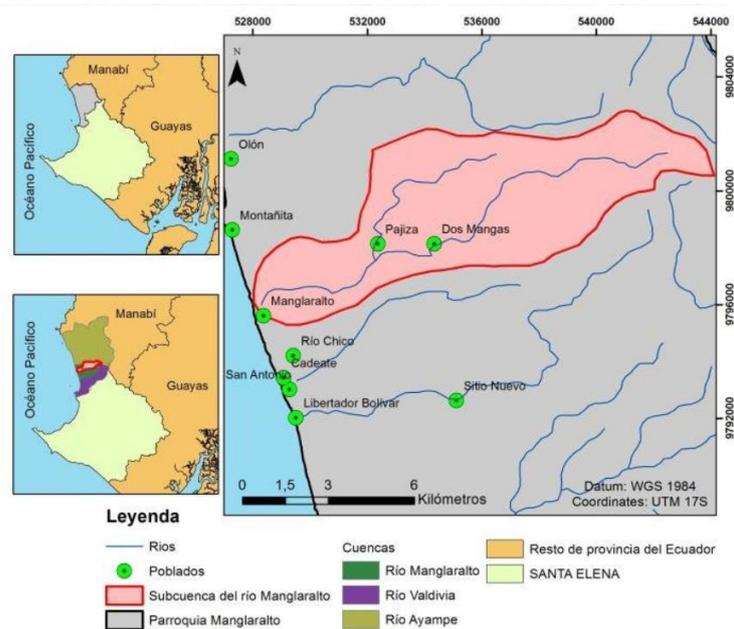


Figura 2.4 Ubicación Local de la subcuenca de interés (MAGAP, 2002).

En la cuenca hidrológica de Manglaralto se encuentra un acuífero costero somero. Sobre el cual se han construido 15 pozos de extracción, para cumplir con la demanda de agua a seis comunas: Montañita, Río Chico, San Antonio, Cadéate, Manglaralto y Simón Bolívar (Carrión et al., 2021). La zona presenta 2 tipos de climas: tropical húmedo, típico de la cordillera Chongón Colonche, y tropical de sabana que se presenta entre el Océano Pacífico y la cordillera (Herrera et al., 2018).

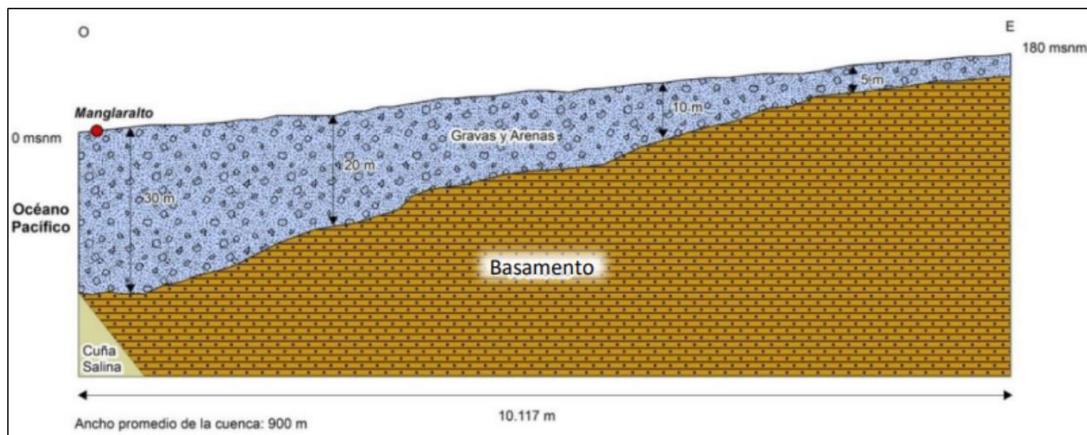


Figura 2.5 Perfil de la cuenca del río Manglaralto (CIPAT-ESPOL TECH E.P., 2015).

2.3 Trabajo de campo y laboratorio

Respecto al trabajo de campo se llevó a cabo 3 levantamientos topográficos con dron. Se empleó los programas de la plataforma *Google Earth* para identificar la zona de vuelo y aproximar el lugar de los puntos de control para la calibración. Luego, se esquematizó el plan de vuelo en el programa *DroneDeploy*. Después, ya en campo, se ubicó la base Real Time Kinematic (RTK), se marcó los puntos de control con cal y con el receptor del GPS diferencial se registró las coordenadas de los sitios de interés. De forma simultánea, con el GPS diferencial se ubicó puntos en el cauce del río para conocer los niveles del fondo. Finalmente, se voló el dron con el programa *DJI Go 4*.



Figura 2.6 Colocación de base para RTK para toma de puntos.



Figura 2.7 Vuelo de dron topográfico



Figura 2.8 Toma de puntos de control con nivel diferencial.



Figura 2.9 Toma de puntos en el cauce del río.

Se levantó la información del puente, donde se recopiló sus medidas. Además, se consultó con las personas de la comuna cuál era el nivel máximo histórico que había alcanzado el río en la sección del puente. Esta información sirvió para hacer una calibración de los modelos hidrológico e hidrodinámico.



Figura 2.10 Toma de medidas del puente en el río Manglaralto.

Los ensayos de laboratorio considerados para este proyecto son: granulometría, límites de Atterberg y compresión simple. Esto debido a que son recomendados en el diseño de pequeñas presas para determinar las propiedades físicas de los suelos, según la Norma y Estándar Británico 13377 de 1990 (*Stephens, 2010*) y son expuestos en el manual para pequeñas presas de la Food and Agriculture Organization of the United Nations (FAO). Los ensayos fueron desarrollados después de seleccionar la ubicación óptima del dique, porque se debió tomar muestras de suelo en el sitio de la propuesta, una vez hecho un análisis de factibilidad.

La extracción de las muestras de suelo fue realizada durante la visita del 7 de julio de 2023, donde se excavó 2 calicatas de 1 metro una a cada lado del río donde se colocarán las bases del correspondiente dique. Se tomó 3 muestras de la calicata 1, ya que se identificó 3 estratos distintos, y de la calicata 2 se tomó 2 muestras. Los suelos de muestra fueron llevados al Laboratorio de Geotecnia y Construcción de ESPOL para la realización de los correspondientes ensayos. Adicional a las muestras de las calicatas, se extrajo una muestra del fondo del río.

Tabla 2.1: Descripción de calicatas realizadas.

Número de calicata	Foto	Observaciones
Calicata 1		<p>Capa vegetal de 5 cm</p> <p>Presencia de suelo arcilloso, se identificó 3 tipos por su coloración.</p> <p>Presencia de agua a 1.20 m de profundidad.</p>
Calicata 2		<p>Capa vegetal de 5 cm</p> <p>Presencia de arcilla en los primeros 30 cm</p> <p>Presencia de arena en los 50 cm</p> <p>Presencia de agua a los 40 cm</p>

El primer procedimiento fue el secado de una muestra para la obtención de 1 kilogramo, mediante el secado al sol, la pulverización de las partículas empalmadas y el secado al horno.



Figura 2.11 Secado de las muestras al sol

Con el objetivo de obtener la curva granulométrica se siguió la norma ASTM D-422. Para la preparación de la muestra en el ensayo de granulometría se tomó una parte de las muestras secas al horno y se cuarteó de forma mecánica debido a la presencia de gran cantidad de material fino. Se lavó el material sobre el tamiz 200 y se procedió a realizar un secado al horno, luego se determinó la cantidad de material perdido. Con esta información, se determinó si se ejecuta el ensayo de granulometría.

Tabla 2.2: Muestras después del lavado sobre tamiz N 200.

Muestra	C1A	C1B	C1C	C2A	C2B
Porcentaje que pasa el tamiz 200%	76.7%	87.0%	76.2%	54.0%	5.5%
Se ejecuta el ensayo de granulometría	No	No	No	No	Sí

Debido a que las muestras C1A, C1B, C1C y C2A perdieron más del 50 % de masa en el lavado no fue necesario el ensayo de granulometría. Por el contrario, para la muestra C2B sí fue indispensable el ensayo junto con la muestra del fondo del río, porque según la tabla 2.2 podían ser o una grava o una arena.

La obtención de los límites de Atterberg se realizó siguiendo la norma ASTM D-4318-10, con la que se determinó el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad. Con ello fue posible estimar comportamientos mecánicos e hidráulicos junto con la clasificación del tipo de suelo. Para la preparación de la muestra se tomó una fracción de la muestra secada al horno, posteriormente, se escogió el pasante del tamiz 40, se necesitó al menos 150 gr del pasante para el ensayo. Los datos y gráficos del ensayo se encuentran en el apartado de anexos.



Figura 2.12: Ejecución del ensayo de límites de Atterberg.

Se procedió a realizar el cálculo de los índices de consistencia y liquidez, parámetros que ayudaron a identificar el comportamiento del suelo con ayuda de las siguientes ecuaciones:

$$IC = \frac{LL-w}{IP} \quad (2.4)$$

$$IL = \frac{w-LP}{IP} \quad (2.5)$$

Donde:

w : Humedad natural

LL : Límite líquido

LP: Limite plástico

IP: Índice plástico

IC: Índice de consistencia

IL: Índice de liquidez

Tabla 2.3: Clasificación según índices de consistencia y liquidez (Sadjadi & Bagherzadeh-Khalkhali, 2018)

Descripción del suelo	Fase de consistencia	IL	IC
Líquida	Líquida	>1	<0
Muy blanda	Plástica	1-0.75	0-0.25
Blanda		0.75-0.5	0.25-0.5
Media		0.5-0.25	0.5-0.75
Firme		0.25-0	0.75-1
Muy firme	Semisólida	<0	>1
Dura	Sólida	<0	>1

Tabla 2.4 Resistencias estimadas. (Sadjadi & Bagherzadeh-Khalkhali, 2018)

Consistencia de las arcillas	Numero de penetraciones estándar, N60	Qu(kPa)	Qu(T/m ²)
Muy blanda	0-2	0-25	0-2.5
Blanda	2-5	25-50	2.5-5.0
Media	5-10	50-100	5.0-10
Firme	10-20	100-200	10-20
Muy firme	20-30	200-400	20-40
Dura	>30	>400	>40

Tabla 2.5: Resultados de los límites de Atterberg y consistencia

Muestra	C1A	C1B	C1C	C2A	C2B
Profundidad (m)	0.45	1	1.2	0.3	0.6
LL (%)	54.6	56.1	55.6	56.50	56.00
LP (%)	26.52	28.25	25.62	28.9	27.47
IP (%)	28.08	27.85	29.98	27.60	28.53
IC	0.70	0.58	0.52	0.78	0.56
IL	0.30	0.42	0.48	0.22	0.44
Consistencia	Blanda	Media	Media	Blanda	Media

Dentro de los ensayos se consideró la obtención de la gravedad específica de los suelos, así que, se utilizó la norma ASTM D-854. Para la preparación de la muestra se escogió una porción de acuerdo con la masa mínima establecida al tipo de suelo expuesto en la norma (después del tamizado sobre el tamiz número 4). Una vez que se cumplieron estos requisitos se ejecutó, el ensayo respetando los pasos de la norma.

Tabla 2.6: Gravedades específicas de las muestras obtenidas.

Muestra	C1A	C1B	C1C	C3A	C3B
Gravedad específica a la temperatura de ensayo Gt	2.25	2.24	2.22	2.24	2.27
Gravedad específica a 20°C G 2	2.24	2.23	2.22	2.22	2.27

Para determinar la gravedad específica de la muestra del fondo del río fue necesario utilizar otro ensayo, porque se trató de una grava. Se utilizó la norma ASTM C 127, en ella se requirió de un lavado de la grava sobre el tamiz número 4. Después se procedió a secar la muestra al horno y humedecerlas 24 horas antes de realizar el ensayo.

Tabla 2.7: Gravedad específica del fondo del río.

Fondo del río		
Gravedad específica	2.58	
Absorción	17.62	%

Con ayuda de todos los datos de laboratorio y tablas de relación de resistencias a la compresión, se pudo estimar el valor representativo para el diseño. Para ello, se clasificó el suelo según el sistema SUCS, se determinó su consistencia y, posteriormente, se estimó el valor de resistencia al corte del suelo evidenciándose en la Tabla 2.8.

Tabla 2.8: Resumen de resultados obtenidos en los ensayos

Muestra	C1A	C1B	C1C	C2A	C2B
Profundidad (m)	0.45	1	1.2	0.3	0.6
Consistencia	Blanda	Media	Media	Blanda	Media
Tipo de suelo según SUCS	Arcilla de alta plasticidad	Arena mal graduada con arcillas plásticas			
Resistencia estimada q_u (T/m ²)	3.5	7.5	7.5	3.5	7.5

2.4 Análisis de datos

2.4.1 Datos meteorológicos.

Para la preparación de los datos meteorológicos se analizó la disponibilidad de datos. Se tomó en cuenta la información liberada en los anuarios meteorológicos del INAMHI entre 1994 al 2013, existentes para la cuenca del río Manglaralto.

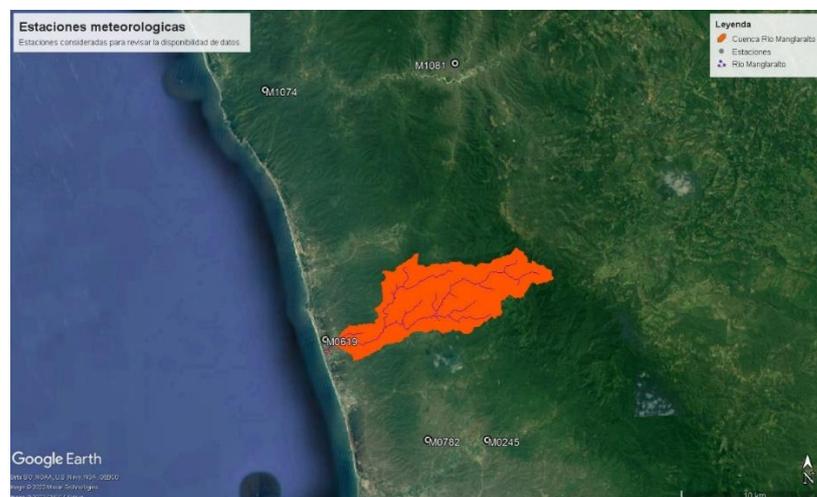


Figura 2.13 Estaciones meteorológicas cercanas a la cuenca del río Manglaralto (INAMHI, 2023). Elaboración: Autores.

Se solicitó al INAMHI información adicional sobre las estaciones M0782 y M0619. Finalmente, se concluyó que la única estación con información suficiente para elaborar un análisis de extremos fue la M0782. Esto debido a que cuenta con 23 años de información y según Escalante & Reyes (2004) al tener muestras mayores a 20 años se tienen resultados más idóneos para el cálculo de extremos con la mayoría de las distribuciones probabilísticas. Para el análisis estadístico se usó las siguientes distribuciones:

Log-Normal: distribución de probabilidad continua siendo x la variable aleatoria que cuenta con su logaritmo de forma normalmente distribuida, cuenta con la siguiente función de distribución (Chow et al, 1988) (Walpe & Myers, 1885) (Johnson & Leone, 1977):

$$f(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(y-u_y)^2}{2\sigma_y^2}\right) \quad (2.4)$$

$$y = \log x \quad (2.5)$$

$$u_y = \bar{y}, \quad \sigma_y = s_y \quad (2.6)$$

Distribución Gev 1: también llamada distribución general de valores extremos, la función de distribución (Breña, 2005) (Chow et al, 1988) (Lindgren, 1969), está dada por:

$$f(x) = \exp\left\{-\left[1 + \frac{(x-u)}{\delta}\right]^{\frac{1}{k}}\right\} \quad (2.7)$$

Donde: u es el parámetro de ubicación, δ de escala, k de forma. El desarrollo de la función permite establecer que:

$$k_t = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \left(0.5772 + \ln\left(\ln\left(\frac{T}{T-1}\right)\right)\right) \quad (2.8)$$

$$k_t = z = \frac{x-\bar{x}}{s} \quad (2.9)$$

Donde: \bar{x} es la media de la muestra y s la desviación estándar.

Pearson tipo III: también conocida como Gamma 3 parámetros, fue usada por primera vez en la hidrología por Foster en 1924, tiene la siguiente función de densidad (Mijares, 1992) (Chow et al, 1988) (Walpe & Myers, 1885):

$$f(x) = \frac{1}{\alpha_1 \Gamma(\beta_1)} \left[\frac{x-\delta_1}{\alpha_1} \right]^{\beta_1-1} e^{-\frac{x-\delta_1}{\alpha_1}} \quad (2.10)$$

$$s^2 = \alpha_1^2 \beta_1 \quad (2.11)$$

$$\bar{x} = \alpha_1 \beta_1 + \delta_1 \quad (2.12)$$

$$y = \frac{x_{lluvia,caudal} - \beta_1}{\alpha_1} \quad 2\beta_1 = \text{grados de libertad} \quad (2.13)$$

$$y = \frac{2}{\sqrt{\beta_1}} = \text{coef. sesgo} = \frac{\sum_{i=1}^n ((x_i - \bar{x})^2)^{2/3}}{nS^3} \quad (2.14)$$

Donde: α es el parámetro de escala, β parámetro de ubicación, δ parámetro de localización.

Luego, fueron evaluados con la prueba de bondad de Kolmogórov-Smirnov dando como resultado que las 3 distribuciones son menores al Δ crítico con una confianza de 95%. No obstante, la Gev-1 es la que mejor se ajustó a los datos. Esta prueba se basó en comparar el máximo valor absoluto que se obtuvo de la resta entre la distribución hipotética $f(x)$ y la observada $f_0(x)$ (Chow et al., 1988) (Lindgren, 1969).

$$D = \max |f(x) - f_0(x)| \quad (2.15)$$

Se acepta la distribución cuando se cumple lo siguiente:

$$D < d(n, \alpha) \quad (2.16)$$

Donde: n es el número de datos y α el nivel de significancia.

Tabla 2.9: Valores obtenidos en la prueba de bondad de ajuste

Distribución	Log-Normal	Pearson Tipo III	GEV-1
Δ_{max}	0.11	0.096	0.013

Tras el análisis de extremos se obtuvo que la distribución GEV-1 fue la que mejor se ajustó al presente caso, como se puede ver en la Tabla 2.1. Por lo que, sus resultados fueron utilizados luego para la modelación hidrológica de la cuenca.

El siguiente procedimiento fue discretizar la precipitación máxima en 24 horas para elaborar las curvas IDF. Para esto se utilizó la metodología Dick-Peschke para discretizar la precipitación máxima en 24 horas con la siguiente ecuación (MTC, 2008):

$$P_d = P_{24} \left(\frac{d}{1440} \right)^{0.25} \quad (2.17)$$

Donde:

P_d = Precipitación total, [mm].

d = Duración. [min]

P_{24} = Precipitación máxima en 24 horas. [mm]

Obteniendo el siguiente resultado:

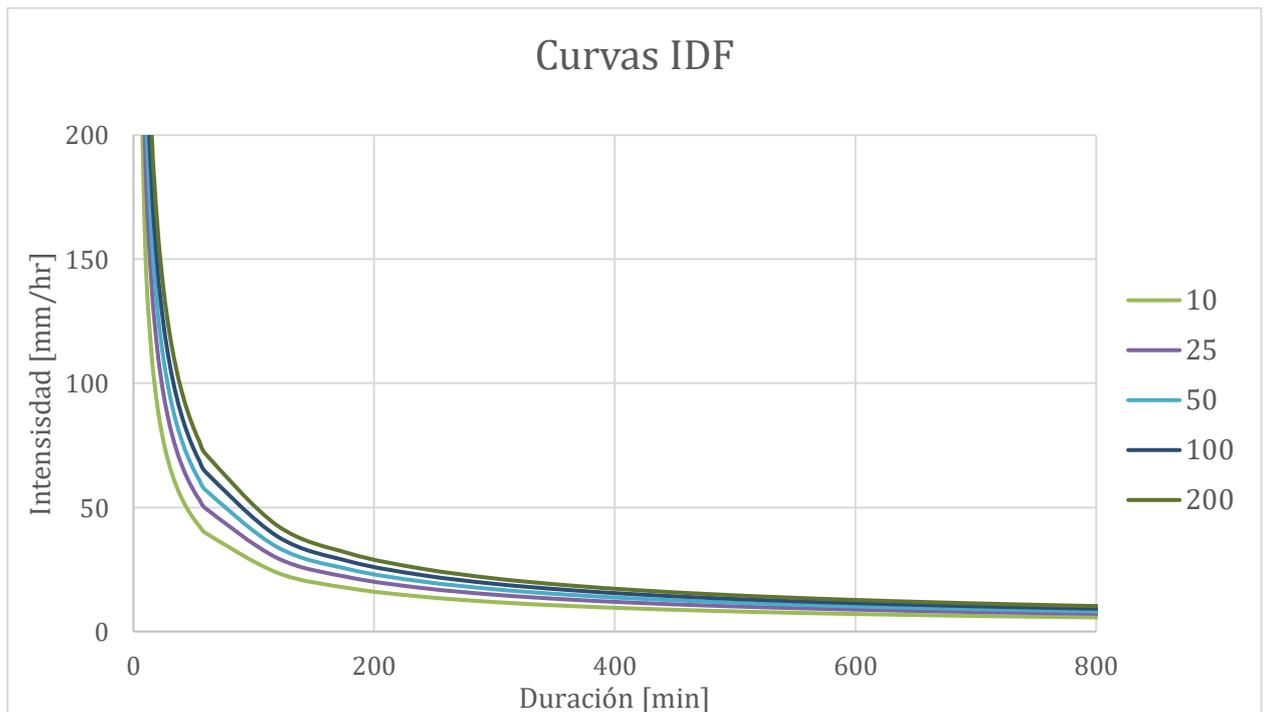


Figura 2.14 Curvas IDF de la estación Barcelona. Elaboración: Autores.

Finalmente, para elaborar los hietogramas de diseño se calculó una regresión bivariado para encontrar los coeficientes del modelo de Bernard (1932) (Pereyra et al., 2004).

$$I = \frac{K * T^m}{D^n} \quad (2.18)$$

Donde:

I= Intensidad de precipitación, [mm/hr].

D= Duración, [min]

T= Periodo de retorno, [años]

K, m y n son constantes.

Tabla 2.10 Tabla de parámetros del modelo de Bernard.

K	M	N
471.67	0.22083703	0.75

Mediante el uso de los parámetros expuestos anteriormente, junto con un periodo de retorno de 25 años y una duración de 120 minutos, se obtuvo la intensidad máxima de precipitación equivalente a 26.48 mm/hr. Este resultado entró en el rango expuesto en el Mapa de Intensidades Máximas del INAMHI para la zona de estudio, expuesto en la Figura 2.15.

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA
Mapa de Intensidades Máximas
Duración 120 min, TR=25 años

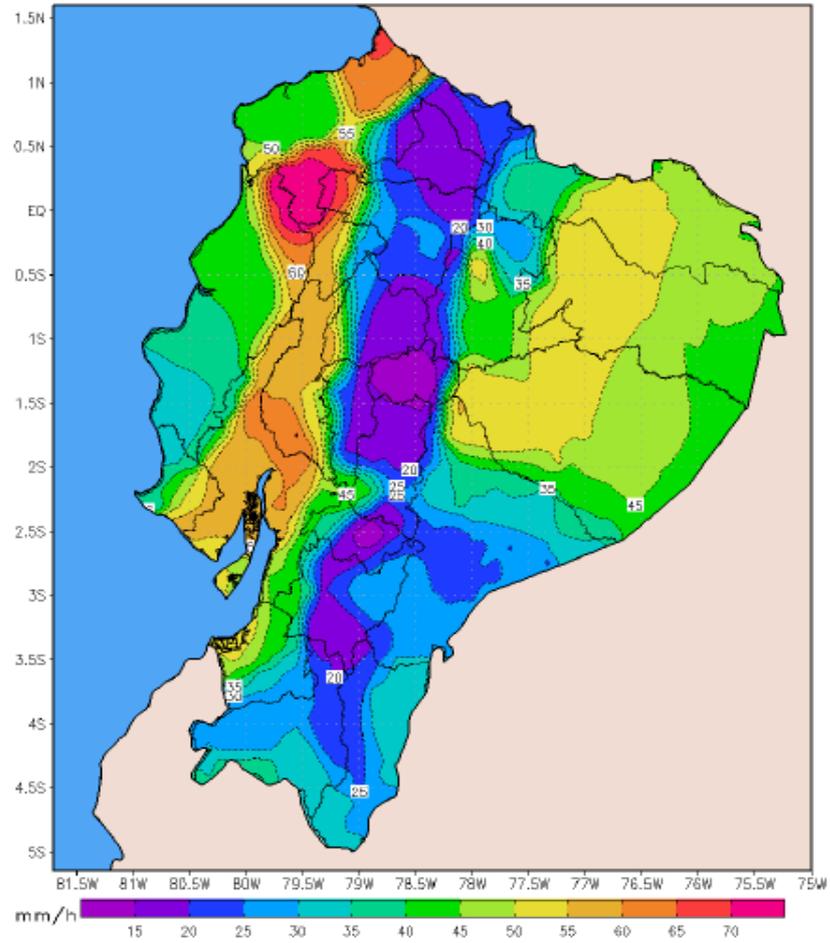


Figura 2.15 Mapa de intensidades máximas (INAMHI,2019).

En tal contexto, el resultado fue el siguiente hietograma para 100 años de periodo de retorno. Además, con el procedimiento anterior se elaboró hietogramas para diferentes probabilidades de ocurrencia.

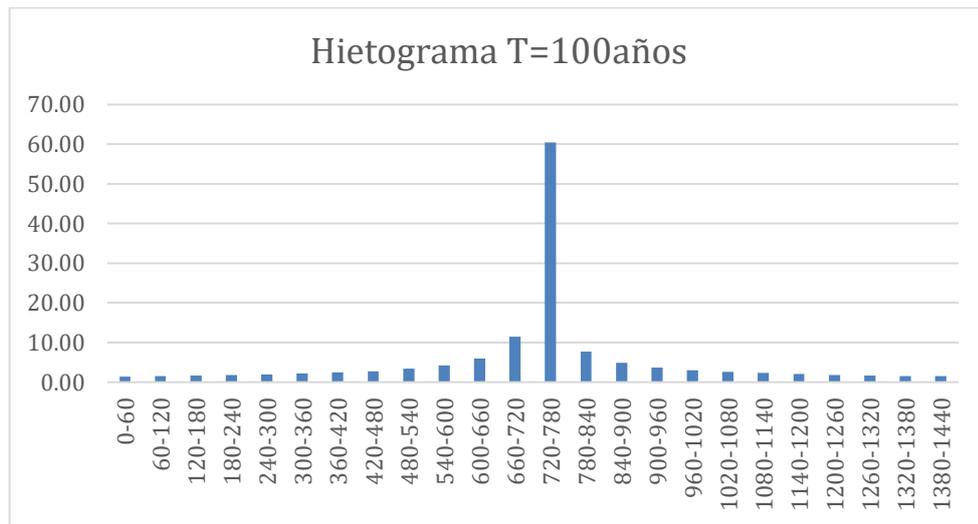


Figura 2.16 Hietograma para 100 años de periodo de retorno.

2.4.2 Modelo hidrológico.

Para la elaboración del modelo hidrológico se utilizó el programa *Hec-HMS*. Esto debido a que es un programa de libre licencia, además tiene algunos métodos para convertir la lluvia en escorrentía y modelar el transporte de crecidas. El primer paso fue crear una simulación de la cuenca con un modelo de elevación digital (DEM). Actualmente, *Hec-HMS* permite la delimitación de la cuenca desde su mismo software. La modelación hidrológica se elaboró aguas arriba del punto hasta donde se levantó con el dron.

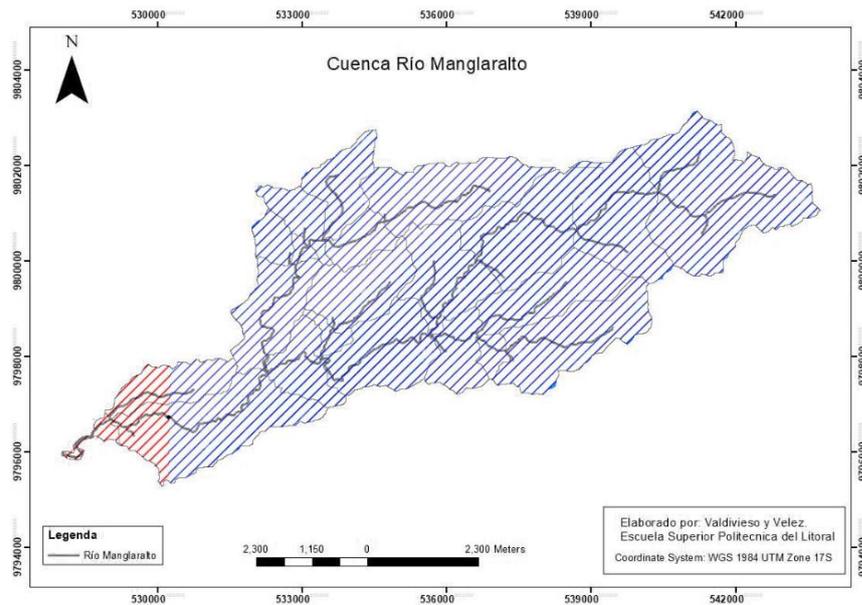


Figura 2.17 Delimitación de la cuenca en Hec-HMS.

Luego se escogió un método para obtener la lluvia efectiva. En este caso se utilizó el método del número de curva del SCS. Esto debido a que se tiene facilidad de información sobre uso y tipo de suelo en la zona. Para el uso de suelo se utilizó información de imágenes obtenidas en ESA (2020). De la misma forma con ayuda de Nasa Earthdata (2017) se estableció el tipo de suelo. Por último, los valores de CN se aproximaron con las características descritas por Chow (1994).

Tabla 2.11 Uso de suelo y valores de CN (Chow et al., 1994). Elaboración: Autores.

Código en el mapa (ESA)	Uso de suelo	Tipo de suelo			
	Descripción	C	D	C/D	D/D
10	Cubierto por los arboles	76	82	79	82
20	Matorrales	81	86	83.5	86
30	Pradera	79	84	81.5	84
40	Tierras de cultivo	85	89	87	89
50	Construido	90	92	91	92
60	Suelo desnudo o vegetación escasa	91	94	92.5	94
80	Cuerpos de agua permanente	98	98	98	98
95	Mangle	71	78	74.5	78

Para el suelo mixto C/D se utilizó el promedio de los valores del tipo C y D. Para el caso de D/D se empleó el mismo valor que tiene D. Luego, se elaboró un archivo raster del número de curva y se lo importó a HEC-HMS para que este calcule el representativo de cada cuenca con la siguiente ecuación.

$$CN_{cuenca} = \frac{\sum CN_i A_i}{A_{Total}} \quad (2.19)$$

Para el modelo de transformación, que convierte la lluvia efectiva en escorrentía superficial, se utilizó el diagrama unitario del SCS. Esto debido a que en Manglaralto se ha modelado con este mismo método para mapas de inundación (Montalván & Catuto, 2020). Además, esta técnica ya se ha utilizado en cuencas ecuatorianas, con poca información, dando buenos resultados para predicción de caudal pico como es el caso de la microcuenca del río Chaquilcay (Duque et al., 2019).

El único parámetro que se necesitó para este método es el tiempo de retardo de la cuenca. Debido a que se requirió calibrar el modelo, se tomó en consideración 3 ecuaciones para aproximar el tiempo de concentración: Témez, Kirpich y el método del SCS.

Tabla 2.12 Ecuaciones para el tiempo de concentración. Elaboración: Autores.

Autor	Ecuación	Característica
Témez	$t_{c_{hr}} = 0.3 \left(\frac{L_{km}}{S_{m/m}^{0.25}} \right)^{0.75} \quad (2.20)$	Desarrollada a partir de varias cuencas en España y Norteamérica. Las cuales tenían áreas entre 0.1-7355 km ² y pendientes entre 0.55-19% (Témez, 1987).
Kirpich	$t_{c_{hr}} = 0.066 \left(\frac{L_{km}}{S_{m/m}^{0.5}} \right)^{0.77} \quad (2.21)$	Desarrollada en pequeñas cuencas, 6 de Tennessee. Áreas entre 0.0051-0.433 km ² y pendientes entre 3-12% (Kirpich, 1940).
SCS	$t_{c_{min}} = \frac{258.7 * L_m^{0.8} * \left(\frac{100}{CN} - 9 \right)^{0.7}}{1900 * S_{\%}^{0.5}} \quad (2.22)$	Desarrollada en 24 cuencas pequeñas con un área menor a 8 km ² (USDA, 2008).

Respecto al método para el tránsito de las crecidas, se optó por el método Muskingum. Esto debido a que solo se necesitan 3 parámetros, lo que facilitó la calibración del modelo hidrológico.

2.4.3 Modelo hidrodinámico y calibración.

Para la elaboración del modelo hidrodinámico, primero, se procesaron las imágenes satelitales levantadas con dron con el programa *Agisoft*. Se decidió por procesarlas por cada plan de vuelo levantado, debido a que las imágenes eran pesadas. Cada proceso se verificó con modelo de elevación digital de una resolución de 3 metros, esto con el fin de que no existan grandes errores.

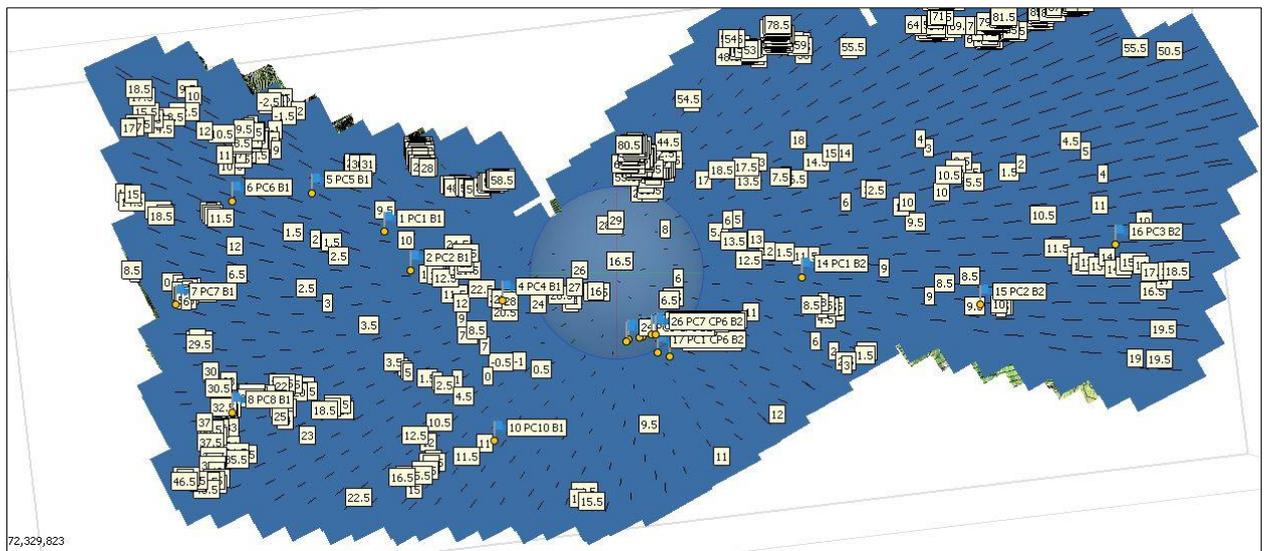


Figura 2.18 Procesamiento de imágenes con *Agisoft*.

Posteriormente, cada modelo de elevación obtenido fue comparado con su antecesor. Al procesar cada levantamiento de manera separada, en la parte solapada, se encontró diferentes valores para ciertos puntos. Para minimizar los errores, se optó por hacer prevalecer el levantamiento que tuviera más puntos de control en la zona solapada. Finalmente, los levantamientos fueron unidos al modelo de 3 metros, para tener más información disponible.

El modelo de elevación final fue importado en el programa *Hec-RAS* (módulo *Rasmapper*). Se creó la geometría del río, luego se añadió el puente y el dique existente en la modelación.

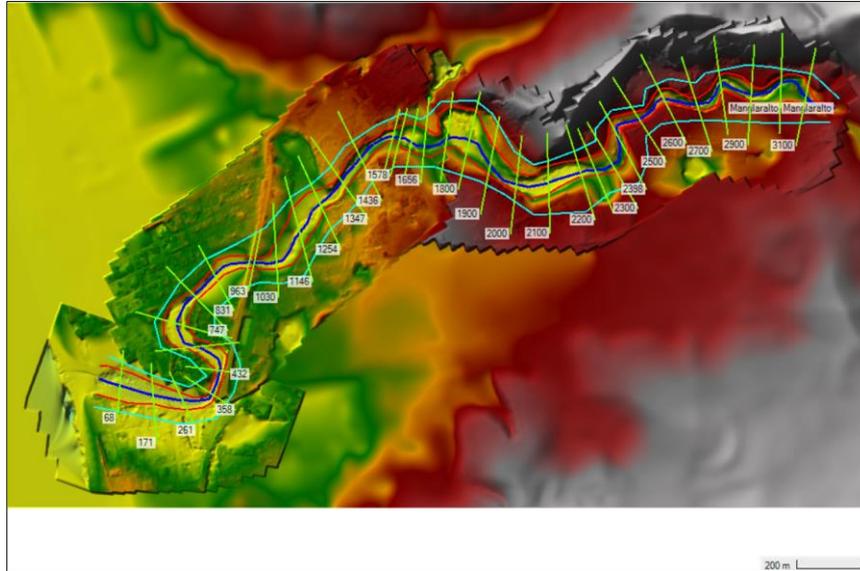


Figura 2.19 Modelo de elevación final.

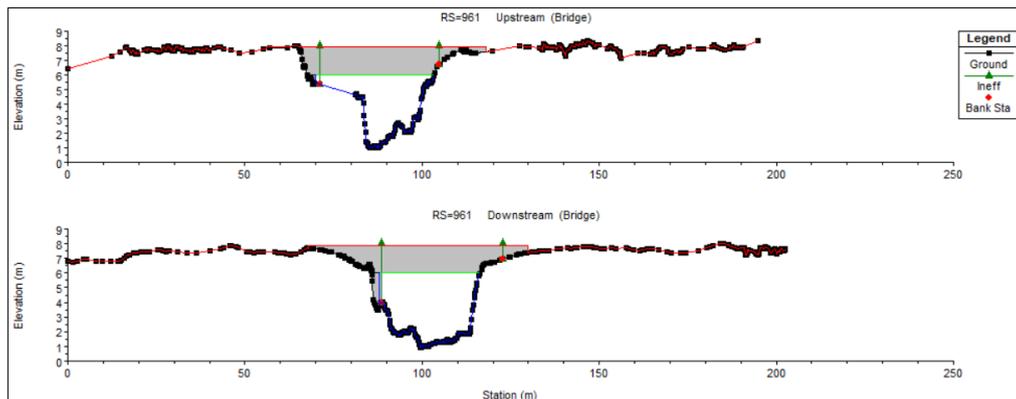


Figura 2.20 Geometría del río con puente existente.

Tabla 2.13 Datos para la modelación del puente

Elemento del puente	Cota o dimensión [m]
Rasante	8
Base de la viga	6
Luz	39.23

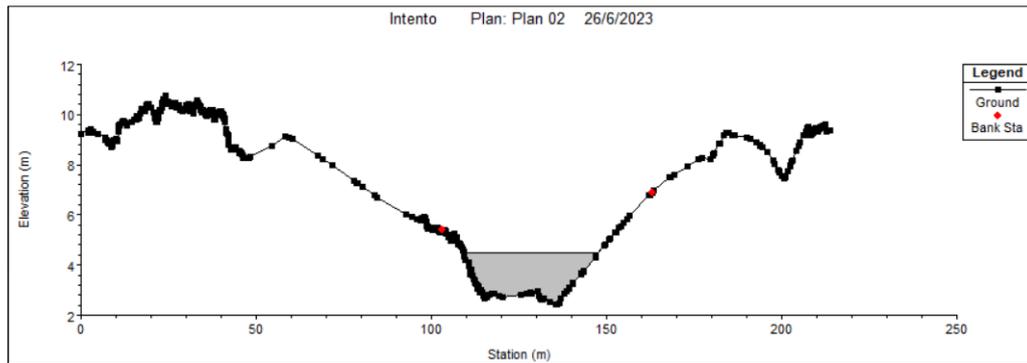


Figura 2.21 Geometría del río con dique existente.

Tras revisar las imágenes satelitales y las fotos tomadas en campo, se aproximó el número de Manning para cada sección. Como se puede ver en la Tabla 2.13 se creó un resumen de las rugosidades empleadas. En términos generales, las secciones fueron similares, con bastante vegetación en las bancas, sin mucha incidencia de los meandros.

Tabla 2.14 Rugosidades estimadas

Tramo	Elemento	Base	irregularidad supresión	cambios sección	Obstrucción	Vegetación	Meandros	n corr
		Arcilla con gravas/gravas/arcilla con gravas	Moderado/suave/Moderado	Gradual	Apreciable/Menor/Apreciable	Alto	Menor	[s/m ^{1/3}]
3+100-2+200	Llanura izq	0.02	0.010	0.000	0.020	0.050	1	0.100
	Canal	0.024	0.000	0.000	0.013	0.033	1	0.070
	Llanura der	0.02	0.010	0.000	0.020	0.050	1	0.100
		Arcilla con gravas/gravas/arcilla con gravas	Moderado/suave/Moderado	Gradual	Apreciable/Menor/Apreciable	Alto	Menor	[s/m ^{1/3}]
2+200-1+436	Llanura izq	0.02	0.010	0.000	0.020	0.050	1	0.100
	Canal	0.024	0.000	0.000	0.010	0.058	1	0.092
	Llanura der	0.02	0.010	0.000	0.020	0.050	1	0.100
		Arcilla con gravas/gravas/arcilla con gravas	Moderado/suave/Moderado	Gradual	Apreciable/Menor/Apreciable	Alto	Menor	[s/m ^{1/3}]
1+436-645	Llanura izq	0.02	0.010	0.000	0.020	0.050	1	0.100
	Canal	0.024	0.000	0.000	0.013	0.033	1	0.070
	Llanura der	0.02	0.010	0.000	0.020	0.050	1	0.100
		Piedras/gravas/arcilla con gravas	Moderado/suave/Moderado	Gradual	Apreciable/Menor/Apreciable	Alto	Menor	[s/m ^{1/3}]
645-88	Llanura izq	0.028	0.010	0.000	0.020	0.032	1	0.090
	Canal	0.024	0.000	0.000	0.013	0.033	1	0.070
	Llanura der	0.02	0.010	0.000	0.020	0.050	1	0.100

Con la información geométrica del río levantada, se modeló con los caudales obtenidos para un periodo de retorno de 100 años con los diferentes tiempos de concentración: Teméz, SCS y Kirpich. La finalidad de este procedimiento era obtener un caudal que alcance la cota de la lámina de agua histórica en el puente que se socializó con la comunidad. Este proceso fue iterativo, dando como resultado que en el modelo la cota de lámina de agua fue de 4.25 m. Por tal razón, se modificó el modelo hidrológico para alcanzar la cota de 4 m. Además, se notó que con los tiempos de concentración de Téméz se obtuvo los caudales más bajos, por tanto, útiles para calibrar el modelo.

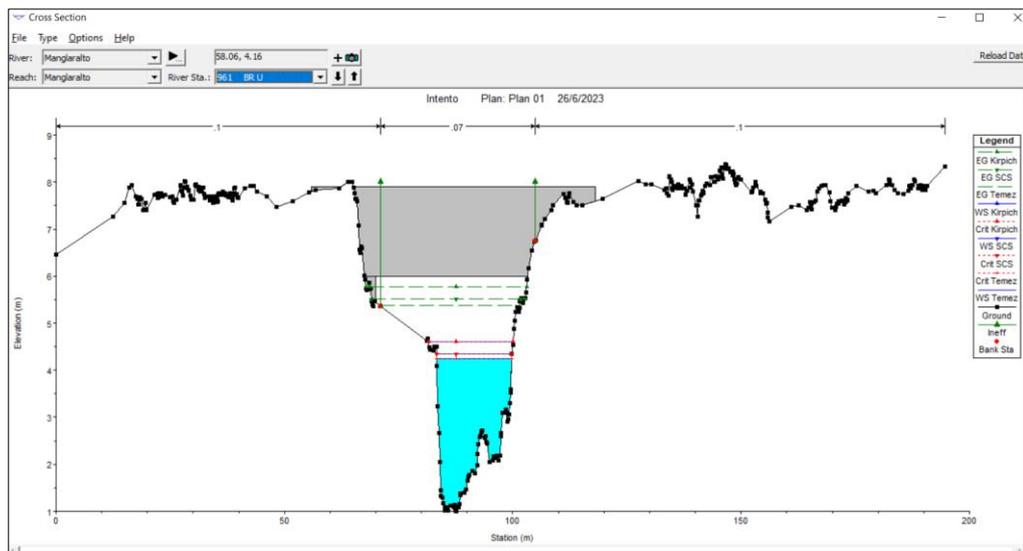


Figura 2.22 Prueba de calibración. Elaboración: Autores

Luego de modificar los parámetros de Muskingum, se obtuvo un tirante próximo a la cota histórica con un caudal de 141.2 m³/s y con una cota de 4 m.

Tabla 2.15 Parámetros finales para el método de Muskingum

Tramo	Muskingum K (Hr)	Muskingum X	Número de tramos
Re1	0.85	0.1	6
Re2	0.84	0.1	10
Re3	1.2	0.1	13

Re4	0.84	0.1	9
Re5	0.34	0.1	3
Re6	0.52	0.15	4
Re7	0.83	0.15	7
Re8	1.52	0.15	18
Re9	0.56	0.15	4
Re10	0.83	0.15	9
Re11	0.81	0.15	8
Re12	0.5	0.15	3
Re13	0.4	0.15	4
Re14	1.3	0.15	15
Re15	1.5	0.15	18

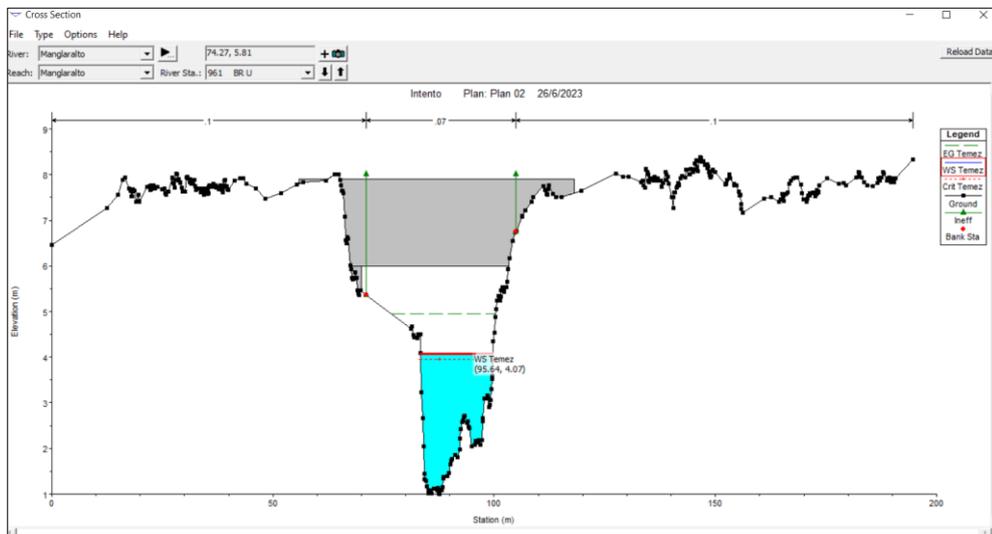


Figura 2.23 Calibración finalizada. Elaboración: Autores

2.5 Análisis de alternativas

Para establecer las alternativas se usó las curvas de nivel obtenidas en el procesamiento topográfico. Así, se estableció la posible llanura de inundación considerando un caso crítico; es decir, cuando el nivel del agua supere la corona del futuro dique. Con ayuda de información proporcionado por el CIPAT se consideró la ubicación del acuífero para las tres propuestas.

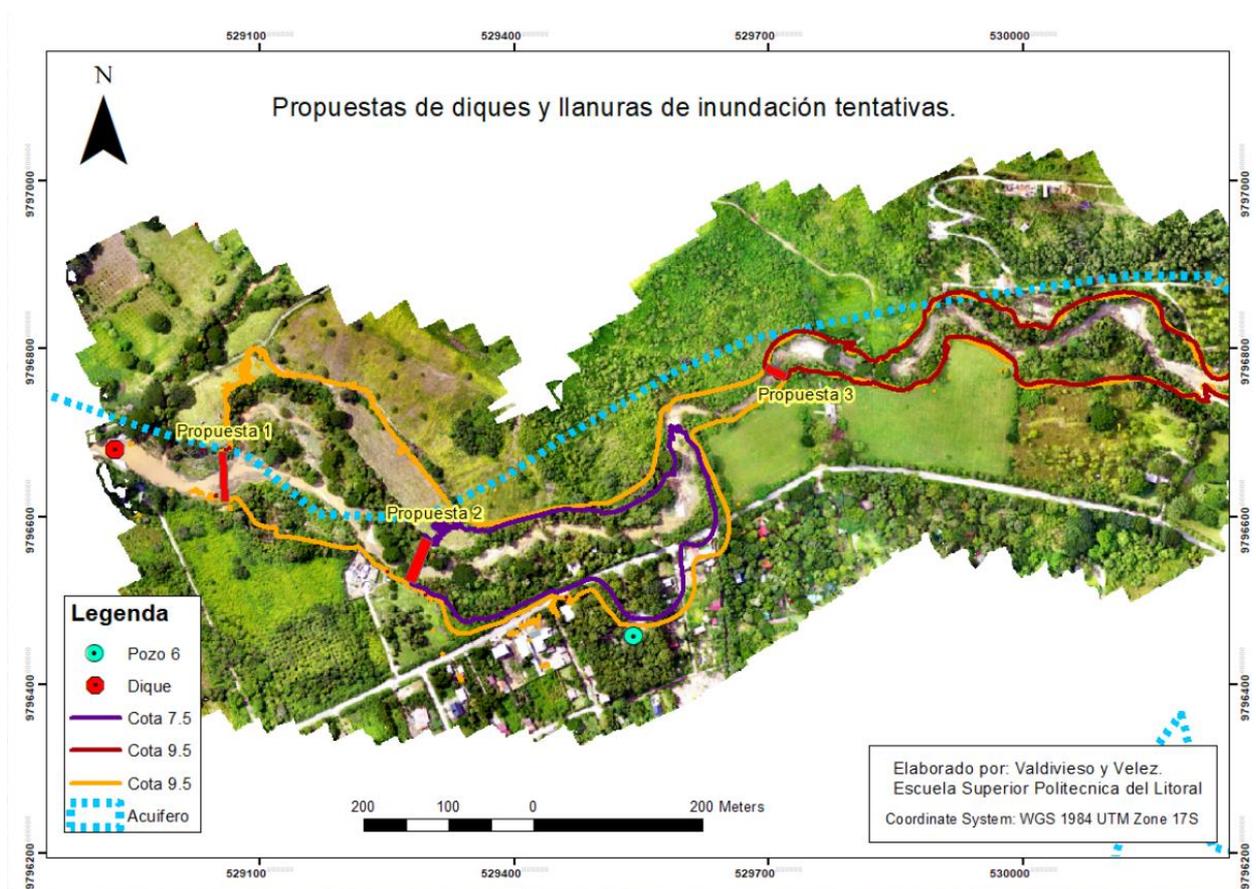


Figura 2.24 Propuestas de ubicación.

La opinión o preferencias por parte de los directivos de la junta fueron consideradas dentro de los parámetros de elección. Por tal motivo, una vez elaboradas las tres opciones se llevó a cabo una reunión el miércoles 21 de junio de 2023, donde participaron los directivos de la junta, el docente tutor, y personal del CIPAT ESPOL. En la reunión se compartió los 3 escenarios y se dialogó sobre las características de cada uno.



Figura 2.25 Reunión con directivos de JAAPMAN.

Las restricciones del proyecto fueron establecidas tomando en cuenta los aspectos técnicos, sociales, económicos, ambientales y culturales. Se asignó a cada aspecto una ponderación de acuerdo con su importancia, siendo el técnico más relevante con un 40%, seguido del cultural, económico, social y ambiental 15% cada uno. La asignación se estableció de esta manera, porque los aspectos técnicos son los que fundamentan el diseño, es así como cuentan con el mayor valor. El cultural por motivos de aceptación de la junta y recepción de conocimiento ancestral, poseen igual valor que los aspectos económicos, sociales y ambientales.

En los aspectos técnicos se consideró:

- La existencia de material en el sitio para la ejecución del proyecto.
- El área de inundación siendo poco beneficioso tener áreas muy grandes.

- La distancia del eje ligada al concepto de que mientras más corto el dique es más fácil construirlo.
- La capacidad de embalse que representa la cantidad de agua almacenada.
- La cercanía al acuífero para asegurar una buena infiltración.

En el aspecto social se consideró:

- La cantidad de casas que podrían verse afectadas por la llanura de inundación.

En el aspecto económico se tomó en cuenta:

- El costo de implementación, esto ligado a la cantidad de trabajos y material utilizados.
- Los costos de operación y mantenimiento donde la ubicación con fácil acceso será la óptima.

El aspecto cultural:

- La opinión y aceptación del personal interesado basado en su conocimiento ancestral, es decir, el criterio de la junta del agua de Manglaralto.

Para medir el grado de aceptación de las alternativas se desarrolló una escala de Likert junto con un cuadro comparativo de las tres propuestas y restricciones (Likert, 1932). Se obtuvo como propuesta más viable la numero 2 de la Tabla 2.17.

Tabla 2.16 Escala de Likert

Escala	Ponderación
Totalmente conveniente	5
Conveniente	4
Indistinta	3
Inconveniente	2
Totalmente inconveniente	1

Tabla 2.17 Matriz de Likert con restricciones y propuestas.

	Ponderación	Propuesta 1	Propuesta 2	Propuesta 3
1. Aspectos Técnicos	40%			
Existencia de material para ejecución		3	4	5
Área de inundación		2	5	4
Distancia del eje		3	4	5
Capacidad de embalse		5	4	4
Cercanía al acuífero		5	4	4
Total 1		18	21	22
2. Aspectos sociales	15%			
Cantidad de casas afectadas		3	4	4
Total 2		3	4	4
3. Aspectos económicos	15%			
Costos de implementación		3	4	4
Costos de operación y mantenimiento		4	5	3
Total 3		7	9	8
4. Aspecto Ambiental	15%			
Afectación de flora y fauna		4	5	4
Calidad de agua		4	5	4
Total 4		8	10	9
5. Aspectos Culturales	15%			
Aceptación de la junta del agua		3	5	3
Total 5		3	5	3
Calificación obtenida	100%	3.29	4.46	3.94

CAPÍTULO 3

3. DISEÑOS Y ESPECIFICACIONES

3.1 Diseños

3.1.1 Altura del dique y del vertedero

La altura del reservorio tiene que ser determinado de tal forma que el dique no vaya a ser superado por el agua; y que el vertedero evacúe los caudales excedentes. Por esta razón, utilizando el programa *Hec-RAS*, se escogió las cotas considerando que la llanura de inundación no vaya a afectar a las comunidades aledañas. De forma adicional, se consideró que encima del vertedero hay un borde libre y que se analizó en las peores condiciones, es decir, con un caudal excedente igual al de diseño.

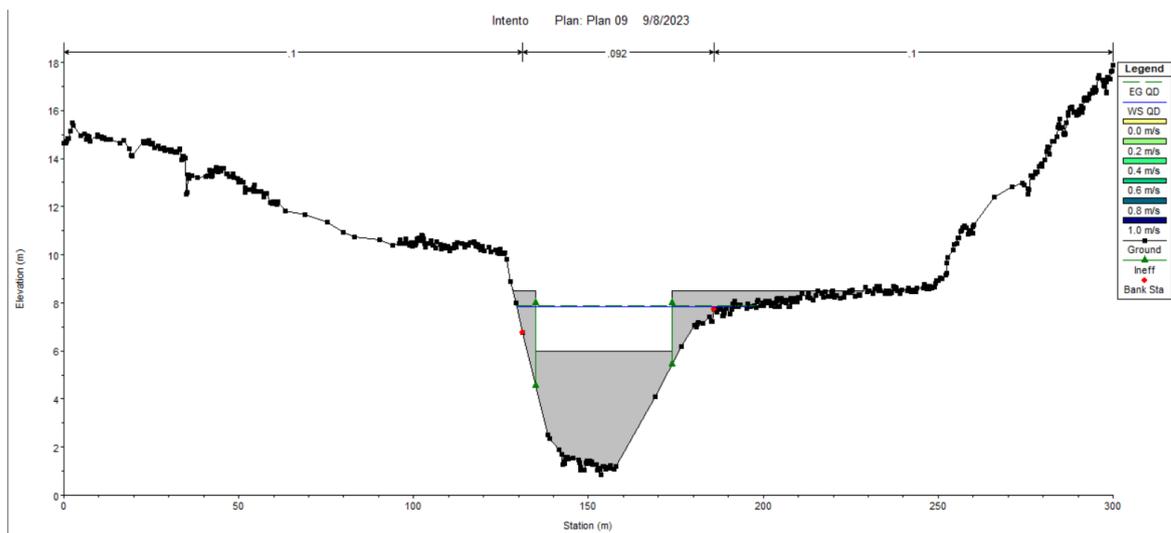


Figura 3.1 Diseño final de dique

Como se observa en la Figura 3.1 por encima del vertedero se tuvo una tirante de 1.88 metros. Además, se optó por un borde libre de 30% de su tirante, porque Chow (1994) menciona este varia de un 30% a más del 50%. Finalmente, se determinó una altura entre vertedero y dique de 2.5 metros.

Tabla 3.1 Cotas de las obras hidráulicas

Elemento	Cota de la corona [m]
Dique	8.5
Vertedero	6

3.1.2 Tiempo de vida de la obra.

El tiempo de vida de un dique está en función de la eficiencia de retención de los sedimentos, porque a medida que se van acumulando, se va perdiendo capacidad de almacenamiento en la obra de retención. Bajo este razonamiento, Brune (1953) desarrolló la ecuación 3.1.

$$E = 1 - \frac{1}{1 + k \frac{C}{A}} \quad (3.1)$$

E : Eficiencia de retención de sedimentos [%].

C : Capacidad del reservorio [acre*ft].

k : Es un valor adimensional que depende del tipo de sedimento: 1 para agregado grueso, 0.1 arenas y 0.046 material fino.

A : Área de la cuenca que aporta al dique [mi²].

De manera adicional, Mohammad (1979) menciona la siguiente ecuación para determinar cuántos sedimentos se depositan en el tiempo:

$$C - C_0 = G * E * \frac{\Delta t}{\bar{\gamma}} \quad (3.2)$$

C, C_0 : Capacidad del reservorio inicial y final [acre*ft].

G : Peso promedio del sedimento en 1 año [lb].

E : Eficiencia de retención de sedimentos [%].

$\bar{\gamma}$: Densidad promedio del sedimento [lb/ m³].

Δt : Tiempo en alcanzar la capacidad final [años].

Al analizar la eficiencia del reservorio se obtuvo un valor del 5%, debido a que el material del fondo es fino y porque el volumen del reservorio es menor al área de aporte. Además, dado que no se tienen mediciones de transporte de fondo en el río. En tal situación, se asumió un valor de G de 145.8 lb/año que es el transporte de fondo de material fino, según el manual de U.S Army Corps of Engineers, USACE (1995).

Tabla 3.2 Datos y cálculos parciales de la vida útil.

H [m]	5
L[m]	49
T[m]	315
Volumen del reservorio [m3]	12862.5
C0[acre ft]	10.4
Área [mi ²]	19.81
C/A [acre ft/mi ²]	0.5
K	0.09
E	5%
G[lb/año]	145.8
y [lb/ft ³]	146.9

Tabla 3.3: Resultados de la capacidad de embalse perdida.

Porcentaje de pérdida de embalse de agua [%]	Δt [año]
0	0.0
25	2529824.6
50	5059649.1
75	7589473.7
100	10119298.2

Tras analizar el tiempo de vida del embalse por transporte de sedimentos, se obtuvo que para disminuir la capacidad en un 25% se necesitan más de un milenio. Por lo tanto, se comprueba que no es necesario instalar una compuerta en el diseño del dique. Sin embargo, esto no implica que no sea necesario hacer limpiezas periódicas o preventivas del fondo del río para garantizar la infiltración.

3.1.3 Diseño de protecciones

Para las protecciones se realizó el cálculo de socavación en el lecho y orillas del río. Para esto, se emplearon las ecuaciones de socavación general, elaboradas por Lischtvan-Lebediev (Juarez & Rico, 1974).

Para suelos cohesivos:

$$h_s = \left[\frac{5780\alpha h_0^{5/3}}{\beta\gamma_m^{1.18}} \right] \frac{\gamma_m^{0.725}}{66.28 + \gamma_m^{0.725}} \quad (3.3)$$

Para suelos con un tamaño de partícula media entre 2.6 y 122 milímetros:

$$h_s = \left[\frac{\alpha h_0^{5/3}}{4.7\beta d_{50}^{0.28}} \right] \frac{d_{50}^{0.092}}{0.233 + d_{50}^{0.092}} \quad (3.4)$$

h_0 : Tirante en la sección [m].

d_{50} : Diámetro promedio [m].

γ_m : Peso específico [ton/m³].

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 \ln(T) \quad (3.5)$$

T : Periodo de retorno [años].

$$\alpha = \frac{Q_d}{h_m^{5/3} B_e} \quad (3.6)$$

Q_d : Caudal de diseño [m³/s].

h_m : Tirante promedio del río [m].

B_e : Ancho de la superficie del agua [m].

Para el cálculo se analizó diferentes secciones: dos aguas arriba del dique propuesto y una aguas abajo, una arriba del dique existente y una arriba del puente. Esto para determinar si se debería instalar protecciones en las orillas del y así salvaguardar el empotramiento de las estructuras hidráulicas.

Según los estudios de suelo, en el lecho del río se encontró presente arenas y en las orillas se encontró material fino, por lo que, se obtuvo los siguientes resultados, aplicando las ecuaciones 3.3-3.6.

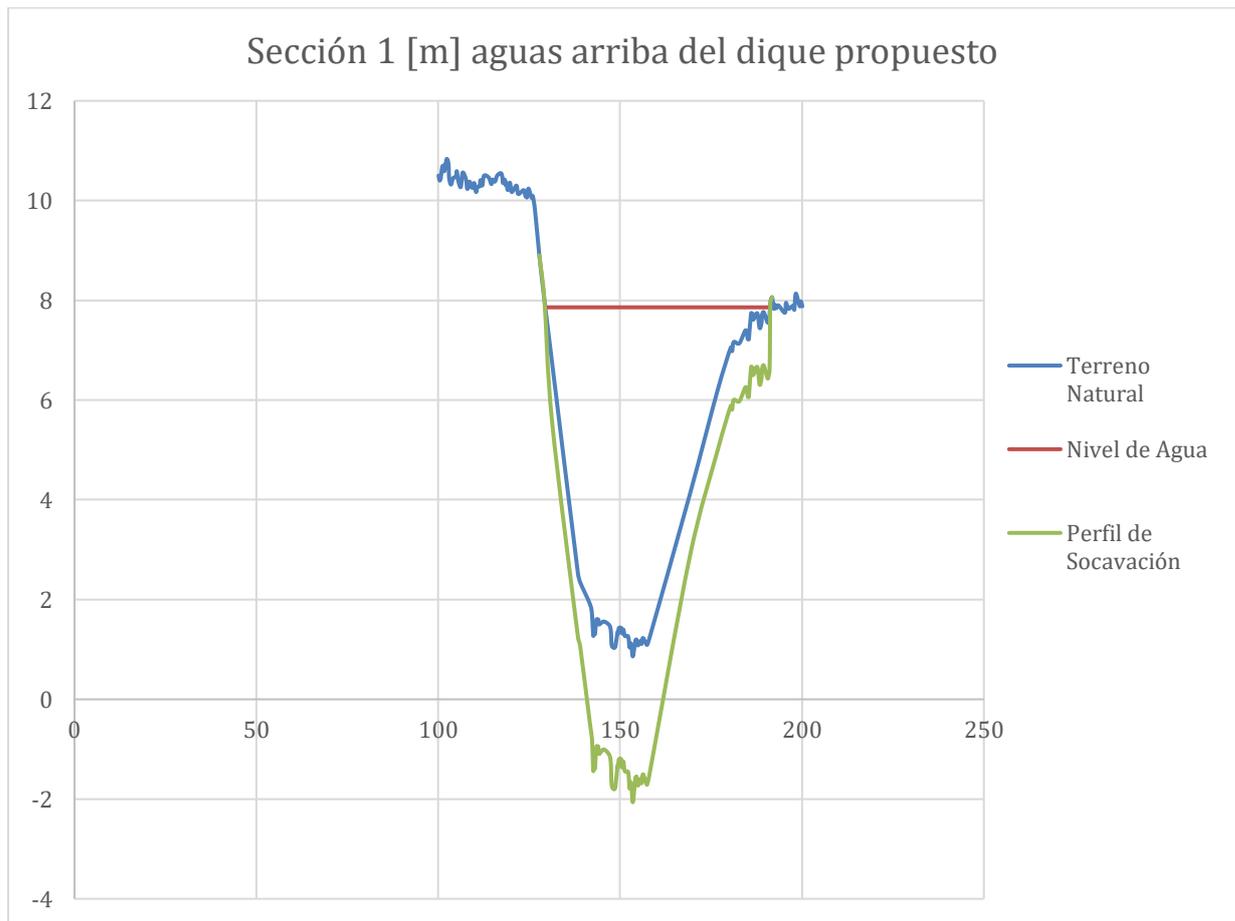


Figura 3.2 Socavación en la sección transversal 2+000

Las demás secciones se podrán observar en anexos (Figura 6.8-6.10).

Como se puede evidenciar en la Figura 3.2, la socavación en las orillas fue menor que en el lecho del río, lo que llevó a sugerir que la profundidad de la cimentación en el vertedero sea mínima de 1.5 metros y en las orillas para la cimentación de los diques 1 metro.

Para proteger las orillas se calculó las protecciones con enrocado (riprap), utilizando las ecuaciones presentadas en el HEC-23 (FHWA NHI, 2009), volumen 2. Lo que dio como resultado que, para todas las secciones analizadas, se debió utilizar un agregado grueso de 6 pulgadas de tamaño nominal (15cm), considerando que las orillas deben tener un pendiente 1V:1.5H máxima (según recomendación geotécnica) y que se respeten las orillas en caso de tener ángulos menores. El tipo de enrocado a utilizar es

de material amontonado en el pie, para limitar la posibilidad de socavación en el lecho del río.

3.1.4 Diseño de diques

Los diques son los encargados de contener al río durante las crecidas y fueron diseñados como muros de contención, con base a la normativa NEC-SE-GC. Estos cuentan con la cimentación de una zapata corrida. Para el inicio del cálculo, se obtuvieron los pesos unitarios del suelo haciendo uso de las siguientes ecuaciones:

$$e_0 = G_s * w \quad (3.7)$$

$$\gamma = \gamma_d (1 + w) \quad (3.8)$$

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_w (G_s + e_0)}{1 + e_0} \quad (3.9)$$

W: humedad natural [%]

G_s: Gravedad específica

e₀: Relación de vacíos

γ_d: Peso unitario seco [kN/m³]

γ_w Peso unitario húmedo [kN/m³]

γ_{sat} Peso unitario saturado [kN/m³]

Tabla 3.4 Resultados de las propiedades intrínsecas del suelo.

Muestra	C1A	C1B	C1C	C2A	C2B
Profundidad (m)	0.45	1.00	1.20	0.30	0.60
w (%)	35.00	40.00	40.00	35.00	40.00
G _s	2.25	2.24	2.22	2.24	2.27
e ₀	0.79	0.90	0.89	0.79	0.91
Y _d (kN/m ³)	16.35	15.69	15.57	16.29	15.92
Y (kN/m ³)	22.07	21.97	21.79	21.99	22.29
Y _{sat} (kN/m ³)	27.79	25.97	25.65	27.63	26.55

3.1.4.1 Control por volcamiento

El cálculo del factor de seguridad por volcamiento se obtiene con respecto a un punto de referencia C el cual es la esquina inferior del lado donde no se contiene suelo. En la figura 3.3 se pueden observar las áreas y dimensiones consideradas para el cálculo del factor de seguridad:

$$FS_{volcamiento} = \frac{\sum M_R}{\sum M_0} \quad (3.10)$$

$\sum M_R$: Suma de los momentos de las fuerzas que tienden a volcar el muro respecto al punto C [N*M].

$\sum M_0$: Suma de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volcamiento del muro respecto al punto C [N*m].

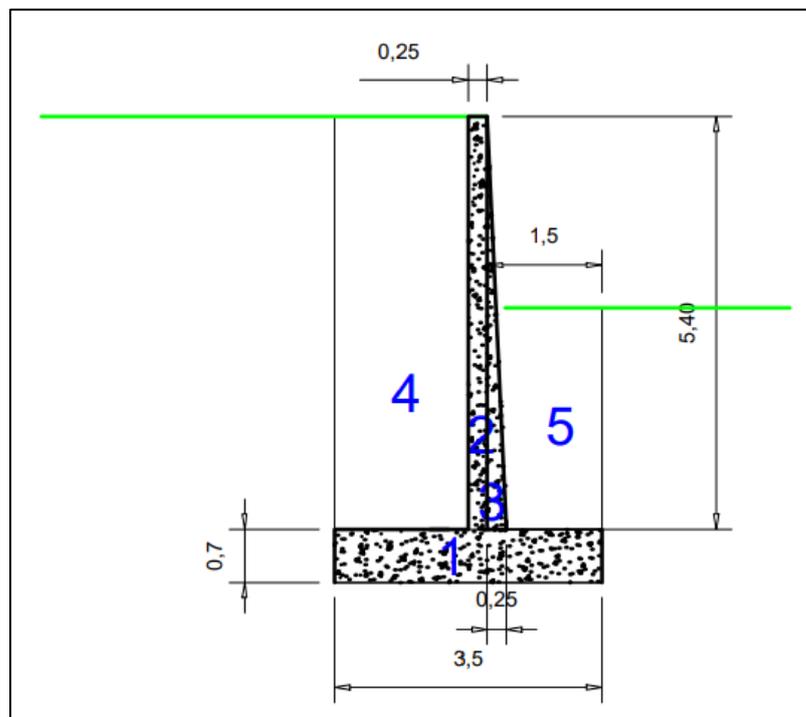


Figura 3.3: Dimensiones propuestas para el diseño del muro de contención.

Tabla 3.5 Cálculo de las fuerzas y momentos.

Sección	Área (m ²)	W/L (kN/m)	x(m)	M (m ² /m)
1	2.45	57.58	1.75	100.76
2	1.35	31.73	1.63	51.55
3	1.35	31.725	1.33	42.19
4	9.45	147.09	3.00	441.28

5	4.30	66.93	0.75	50.20
pv		68.68	2.50	171.71
Pa(+)		49.45	1.20	59.34
	ΣV	453.19	Σ M	917.03

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (3.11)$$

$$K_a = \frac{1 - \sin(\phi')}{1 + \sin(\phi')} \quad (3.12)$$

$$P_h = P_a \cos(\alpha) \quad P_v = P_a \sin(\alpha) \quad (3.1)$$

Tabla 3.6 Datos y valores de fuerza activa.

α	30	
φ	20	
Ka	0.490291	m
Pa neg	137.368	KN/m
Ph	118.9642	KN/m
Pv	68.68399	KN/m
C'	98.1	KN/m ²
pa (+)	49.45247	KN/m

$$FS_{volcamiento} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_{pv} + M_{pa}}{P_a(H'/3)} \quad (3.14)$$

$$FS_{volcamiento} = \frac{917.5}{396.90} = 3.85$$

$$FS_{volcamiento} = 3.85 > 3 \quad \text{Cumple con la NEC - SE - GC}$$

3.1.4.2 Control por deslizamiento

El factor de seguridad por deslizamiento puede expresarse mediante la ecuación:

$$FS_{deslizamiento} = \frac{\sum F_R}{\sum F_0} \quad (3.15)$$

$\sum F_R$: suma de las fuerzas horizontales resistentes.

$\sum M_0$: suma de las fuerzas horizontales de empuje.

$$FS_{deslizamiento} = \frac{\sum V * \tan\left(\frac{2}{3}\phi\right) + B C'}{P_a \cos \alpha}$$

$$FS_{deslizamiento} = \frac{453.19 * \tan\left(\frac{2}{3} 20^\circ\right) + 3.5 * 98.1}{229.15 \cos 30^\circ}$$

$$FS_{deslizamiento} = 2.82 > 1.6 \quad \text{Cumple con la NEC - SE - GC}$$

3.1.4.3 Comprobación frente presiones excesivas al suelo.

Ubicación de la fuerza resultante:

$$x = \frac{\sum MFv - \sum MFh}{\sum Fv} \quad (3.16)$$

$$x = \frac{685.98 - 171.71}{335.05} = 1.53 \text{ m}$$

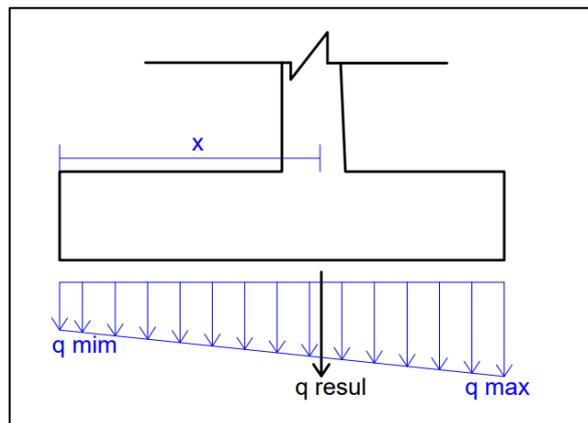


Figura 3.4: Carga excéntrica sobre el suelo.

Cálculo de excentricidad:

$$\frac{B}{3} \leq x \leq \frac{2B}{3} \quad (3.17)$$

$$1.16 \leq 1.53 \leq 2.33 \quad \text{Cumple}$$

$$e = \frac{B}{2} - x \leq \frac{B}{6} \quad (3.18)$$

$$e = 0.22 \leq 0.58 \quad \text{Cumple}$$

Cálculo de presión actuante:

$$q_{adm} = \frac{\sum Fv}{B * L} \left(1 \pm \frac{6 * e}{B}\right) \quad (3.19)$$

$$q_{max} = 269.91 \frac{kN}{m^2} \quad q_{min} = 122.07 \frac{kN}{m^2}$$

Para el cálculo de la capacidad de carga del suelo se usó la teoría de capacidad de carga expuesta por Terzaghi en 1943, donde se cumple que:

$$q_{ult} = c'N_c + \sigma'_{zD} N_q + 0.5\gamma'BN_y \quad (3.20)$$

Tabla 3.7 Parámetros para el cálculo de la carga última (Terzaghi, 1943).

ϕ	N_c	N_q	N_y
20	17.69	7.44	3.64

$$q_{ult} = 225.31 kN/m^2$$

$$q_{adm} = 269.91 > q_{ult} = 225.31 \quad \text{Se debe mejorar el terreno}$$

Para el cálculo de la cantidad de terreno a mejorar se utilizó la fórmula integrada de Newmark, en la cual se puede determinar los esfuerzos a diferentes profundidades. De esta forma se obtiene la profundidad en la cual la carga admisible es menor a la carga última del suelo. Es decir que tanto terreno hay que reemplazar con relleno.

$$m = \frac{b}{z} ; b = \frac{B}{2} \quad (3.21)$$

$$m = \frac{l}{z} ; b = \frac{L}{2} \quad (3.22)$$

$$W_0 = \frac{1}{4\pi} \left[\frac{2mn(m^2+n^2+1)^{0.5}}{(m^2+n^2+1)+m^2n^2} \cdot \frac{m^2+n^2+2}{m^2+n^2+1} + \tan^{-1} \frac{2mn(m^2+n^2+1)^{0.5}}{(m^2+n^2+1)+m^2n^2} \right] \quad (3.23)$$

Tabla 3.8: Aplicación de la fórmula de Newmark

z (profundidad a mejorar m)	m	n	m^2+n^2+1	m^2+n^2+2	m^2n^2	Wo	q
0.700	1.071	1.071	3.296	4.296	1.318	0.183	198.053

$$q_{adm} = 198.05 < q_{ult} = 225.31 \quad \text{Se debe mejorar con al menos 70 cm con relleno}$$

3.1.4.4 Comprobación de esfuerzo cortante en base del muro.

Se cuenta con un diseño de un muro en voladizo o cantiléver de acuerdo con el Reglamento para Concreto Estructural correspondiente al ACI 318-19.

Tabla 3.9 Datos de esfuerzo a cortante

Datos	Cantidad	Unidad
Ka	0.490291	m
B	3.5	m
e	0.7	m
f'c	210	kg/cm ²
Fy	4200	kg/cm ²
Ys	15.57	kN/m ³
hp	5.40	m

Peralte efectivo (d)

$$db \text{ varilla } \phi 22 = 3.80 \text{ cm}^2$$

$$rec = 7 \text{ cm}$$

$$d = e - rec - db \quad (3.24)$$

$$d = 59.20 \text{ cm}$$

Cortante del concreto:

$$\phi = 0.85$$

$$Vc = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d \quad (3.25)$$

$$Vc = 378.74 \text{ kN}$$

Cortante ultimo:

$$Vu = 1.6 \left[ka \cdot Ys \cdot (hp - d) \cdot \frac{1}{2} \cdot (hp - d) \right] \quad (3.26)$$

$$Vu = 232.16 \text{ kN}$$

$$Vc < Vu \text{ Cumple con el esfuerzo a corte}$$

3.1.4.5 Cálculo de cargas, momentos flectores y fuerzas de corte para las partes del muro

Cargas en la base del muro:

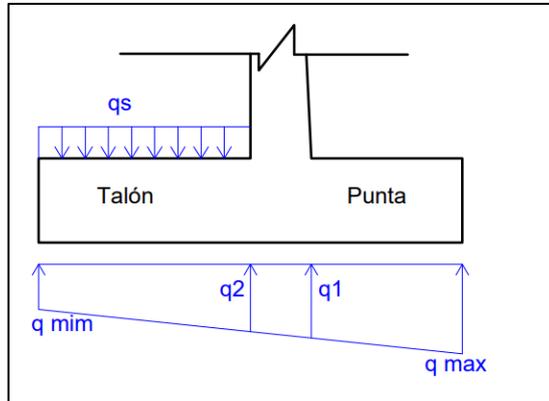


Figura 3.5: Cargas actuantes sobre base.

$$\frac{q_1}{2.25} = \frac{q_s}{3.5} + q_{min}$$

$$q_1 = 227.67 \text{ kN/m}$$

$$\frac{q_2}{1.75} = \frac{q_s}{3.5} + q_{min}$$

$$q_2 = 195.99 \text{ kN/m}$$

Fuerzas y momento en la pantalla:

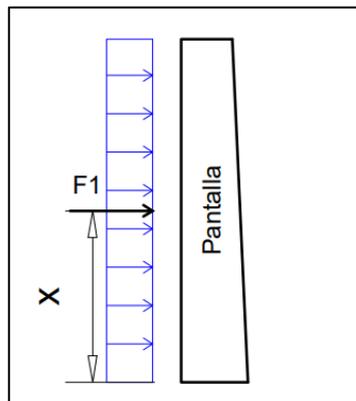


Figura 3.6: Carga actuante sobre pantalla.

$$F1 = Pa$$

$$F1 = \frac{1}{2} Ka \cdot Y_s \cdot hp^2 \tag{3.27}$$

$$F1 = 85.24 \text{ kN}$$

$$M_{max} = F1 \cdot x$$

$$M_{max} = 200.31 \text{ kN m}$$

Fuerzas y momentos en punta de base:

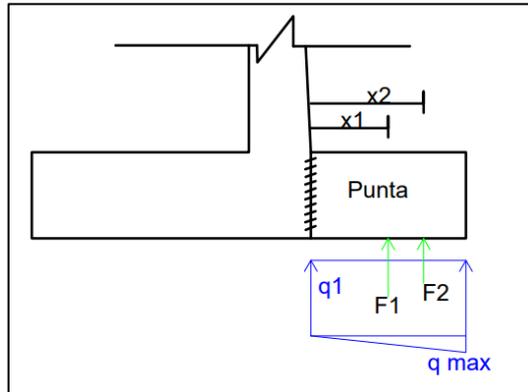


Figura 3.7:Fuerzas en punta de base.

Tabla 3.10: Cálculo de momentos en punta de base.

	F (kN)	X (m)	M (kN m)
F1	227.67	0.625	-142.29
F2	21.12	0.833	-17.59
		Mmáx	-159.88

Fuerzas y momentos en talón de base:

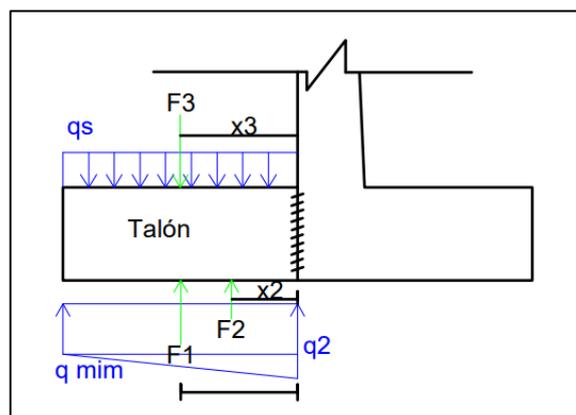


Figura 3.8:Fuerzas en talón de base.

Tabla 3.11: Cálculo de momentos en talón de base.

	F (kN)	X (m)	M (kN m)
F1	213.02	0.875	186.39
F2	64.68	1.166	75.41
F3	-257.41	0.875	-225.23
		Mmáx	36.43

3.1.4.6 Cálculo de acero en cara interior de la pantalla del muro.

Para el proceso se asumió un valor de a y se procedió a un proceso iterativo hasta que el valor de a asumido sea igual al calculado.

Tabla 3.12: Datos para cálculo de acero en pantalla.

Max	200.31	KN m
Mu	320.496	KN m
d	47.00	cm
b	100	cm
ϕ	0.9	
F'c	210	kg/cm ²
Y	4200	kg/cm ²
r	3	cm

$$M_u = 1.6 \cdot M_{max}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad (3.28)$$

$$a = \frac{A_s}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (3.29)$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b \cdot d \quad (3.30)$$

Tabla 3.13: Acero requerido en pantalla interior.

As	18.539	cm ²
a calculado	4.36	cm
a asumido	4.36	cm
As min	11.352	cm ²

Se asumió varillas de ϕ 20 mm con $A_v=3.14$ cm

$$n = \frac{As}{Av} \quad (3.31)$$

$$n = 5.90 \approx 6$$

$$s = \frac{b-2r-\phi v}{n-1} \quad (3.32)$$

$$s = 18 \text{ cm}$$

Varillas ϕ de 20 mm c/a 18 cm

3.1.4.7 Cálculo de acero en cara exterior de la pantalla del muro.

Tabla 3.14: Datos para acero exterior en pantalla.

Pmin	0.0015	Según ACI
d	47.00	cm
b	100	cm
r	3	cm

$$As = \rho_{min} \cdot d \cdot b \quad (3.33)$$

$$As = 7.05 \text{ cm}^2$$

Se asumió varillas de ϕ 14 mm con $Av=1.54$ cm

$$n = \frac{As}{Av} \quad (3.34)$$

$$n = 4.57 \approx 5$$

$$s = \frac{b-2r-\phi v}{n-1} \quad (3.35)$$

$$s = 20 \text{ cm}$$

Varillas ϕ de 14 mm c/a 20 cm

3.1.4.8 Cálculo de acero horizontal de base a parte media de la pantalla:

Tabla 3.15: Datos para acero horizontal en parte media a base de pantalla.

Pmin	0.002	Según ACI
d	50.00	cm
b	100.00	cm
r	3.00	cm

Cara exterior

$$As = \frac{2}{3} \rho_{min} \cdot d \cdot b \quad (3.36)$$

$$As = 6.70 \text{ cm}^2$$

Se asumió varillas de ϕ 14 mm con $Av=1.54$ cm

$$n = \frac{As}{Av} \quad (3.37)$$

$$n = 4.32 \approx 5$$

$$s = \frac{b-2r-\phi v}{n-1} \quad (3.38)$$

$$s = 20 \text{ cm}$$

Varillas ϕ de 14 mm c/a 20 cm

Cara interior:

$$As = \frac{1}{3} \rho_{min} \cdot d \cdot b \quad (3.39)$$

$$As = 3.33 \text{ cm}^2$$

Se asumió varillas de ϕ 10 mm con $Ab=0.79$ cm

$$n = \frac{As}{Ab} \quad (3.40)$$

$$n = 4.21 \approx 5$$

$$s = \frac{b-2r-\phi v}{n-1} \quad (3.50)$$

$$s = 20 \text{ cm}$$

Varillas ϕ de 10 mm c/a 20 cm

3.1.4.9 Cálculo de acero horizontal de parte media a corona de la pantalla.

Tabla 3.16: Datos para acero horizontal en parte media a corona de pantalla.

Pmin	0.002	Según ACI
d	37.50	cm
b	100.00	cm
r	3.00	cm

Cara exterior

$$A_s = \frac{2}{3} \rho_{min} \cdot d \cdot b \quad (3.51)$$

$$A_s = 5.00 \text{ cm}^2$$

Se asumió varillas de ϕ 14 mm con $A_v=1.54$ cm

$$n = \frac{A_s}{A_v} \quad (3.52)$$

$$n = 3.24 \approx 4$$

$$s = \frac{b-2r-\phi_v}{n-1} \quad (3.53)$$

$$s = 30 \text{ cm}$$

Varillas ϕ de 14 mm c/a 30 cm

Cara interior:

$$A_s = \frac{1}{3} \rho_{min} \cdot d \cdot b \quad (3.54)$$

$$A_s = 2.50 \text{ cm}^2$$

Se asumió varillas de ϕ 10 mm con $A_v=0.79$ cm

$$n = \frac{A_s}{A_v} \quad (3.55)$$

$$n = 3.16 \approx 4$$

$$s = \frac{b-2r-\phi_v}{n-1} \quad (3.56)$$

$$s = 30 \text{ cm}$$

Varillas ϕ de 10 mm c/a 30 cm

3.1.4.10 Cálculo de acero en zapatas (punta).

Tabla 3.17: Datos para acero horizontal en punta de base.

Max	159.88	KN m
Mu	255.80	KN m
d	59.20	cm
b	100	cm
φ	0.9	
F'c	210	kg/cm2
Y	4200	kg/cm2
r	3	cm

$$M_u = 1.6 \cdot M_{max}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad (3.57)$$

$$a = \frac{A_s}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (3.58)$$

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} \cdot b \cdot d \quad \rho_{min} = 0.0018 \text{ aci} \quad (3.59)$$

Tabla 3.18: Acero de refuerzo en punta de base.

As	11.46	cm ²
a calculado	2.70	cm
a asumido	2.70	Cm
As min	10.65	cm ²

Se asumió varillas de φ 16 mm con Av=2.01 cm

$$n = \frac{A_s}{A_v} \quad (3.60)$$

$$n = 5.70 \approx 6$$

$$s = \frac{b - 2r - \phi_v}{n - 1} \quad (3.61)$$

$$s = 18 \text{ cm}$$

Varillas φ de 16 mm c/a 18 cm

Verificación al corte en punta:

$$V_u = 1.6 V_{max}$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad (3.62)$$

Tabla 3.19: Fuerza de corte en punta.

vmax	227.69	KN
vu	364.304	KN
ϕ	0.85	
Vc	445.587808	KN
ϕV_c	378.749637	KN

$$\phi V_c > V_u \quad \text{Cumple ACI318 - 14}$$

3.1.4.11 Cálculo de acero en zapatas (Talón).

Tabla 3.20: Datos para acero horizontal en talón de base.

Max	36.43	KN m
Mu	58.28	KN m
d	59.20	cm
b	100	cm
ϕ	0.9	
F'c	210	kg/cm ²
Y	4200	kg/cm ²
r	3	cm

Tabla 3.21: acero requerido para talón de base.

As	2.52	cm ²
a calculado	2.70	cm
a asumido	2.70	cm
As min	10.65	cm ²

Se asumió varillas de ϕ 16 mm con $A_v=2.01$ cm

$$n = \frac{A_s}{A_v} \quad (3.63)$$

$$n = 5.30 \approx 6$$

$$s = \frac{b-2r-\phi v}{n-1} \quad (3.64)$$

$$s = 18 \text{ cm}$$

Varillas ϕ de 16 mm c/a 18 cm

Verificación al corte en punta:

Tabla 3.22: Fuerza de corte en punta.

Vmax	195.99	KN
Vu	313.58	KN
ϕ	0.85	
Vc	445.58	KN
ϕVc	378.74	KN

$$\phi Vc > Vu \quad \text{Cumple ACI 318 - 14}$$

Cálculo de acero Horizontal en base:

Tabla 3.23: Datos para acero horizontal en base.

Pmin	0.0018	Según ACI
d	70.00	cm
b	100.00	cm
r	3.00	cm

$$As = \rho_{min} \cdot d \cdot b \quad (3.65)$$

$$As = 6.30 \text{ cm}^2$$

Se asumió varillas de ϕ 14 mm con $Av=1.54 \text{ cm}$

$$n = \frac{As}{Av} \quad (3.66)$$

$$n = 4.00 \approx 4$$

$$s = \frac{b-2r-\phi v}{n-1} \quad (3.67)$$

$$s = 30 \text{ cm}$$

Varillas ϕ de 14 mm c/a 30 cm

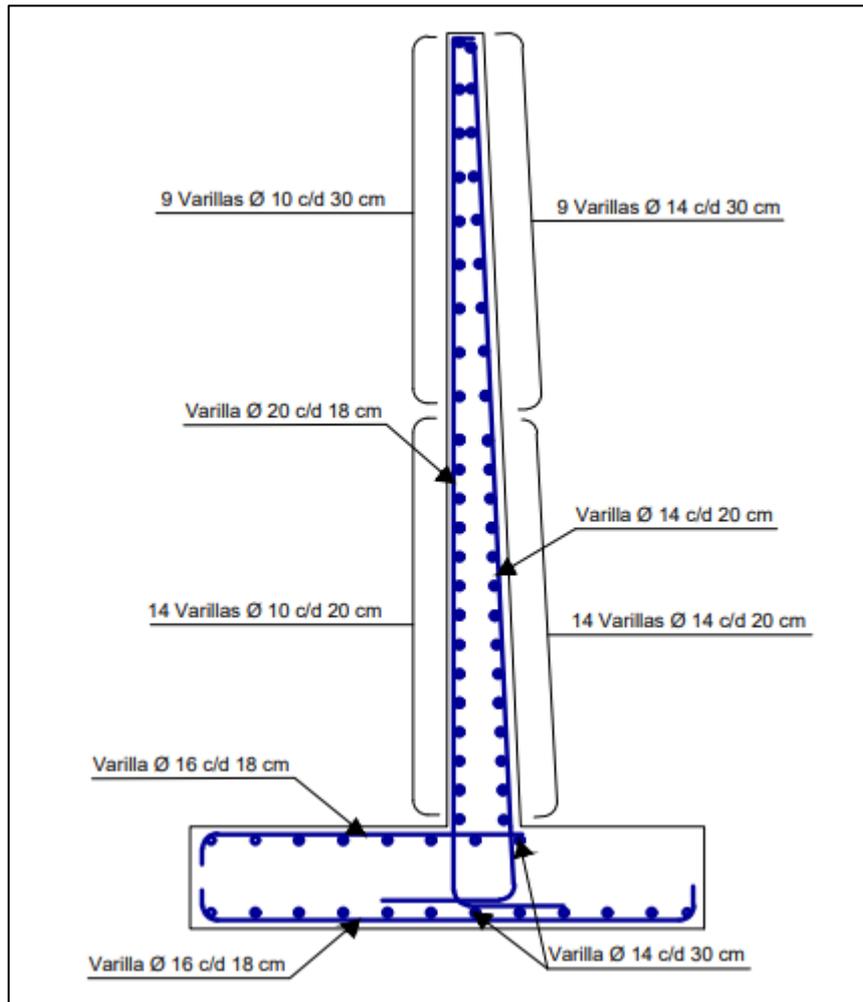


Figura 3.9: Detalle de armado en muro de contención.

3.1.5 Diseño de vertedero

El tipo de presa es de suelo recubierto de una pantalla de hormigón; el núcleo impermeable es de arcilla y los terraplenes de grava. Las dimensiones escogidas son las recomendadas en la literatura (USBR, 1987), de acuerdo con la altura de coronación de la obra.

3.1.5.1 Cálculo de velocidad media

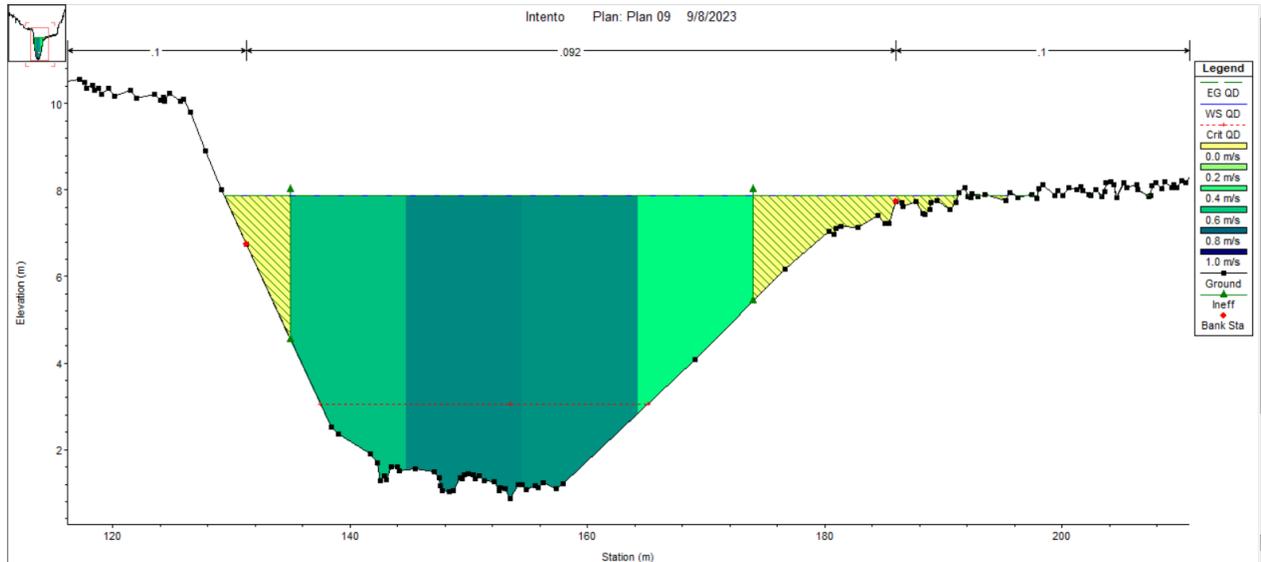


Figura 3.10: Velocidades obtenidas en el modelo hidráulico.

Tabla 3.24 Cálculo de la velocidad media

N	Área m2	Velocidad m/s	Q m3/s
1	58.27	0.4	23.308
2	70.59	0.8	56.472
3	66.52	0.6	39.912
4	42.9	0.2	8.58
Total	238.28		128.272

$$V_{media} = \frac{A_1V_1 + A_2V_2 + A_3V_3 + A_4V_4}{A_{total}} \quad (3.68)$$

$$V_{media} = 0.538 \text{ m/s}$$

3.1.5.2 Cálculo de fuerzas de empuje

Fuerza de presión estática:

Tabla 3.25 Datos para determinar la fuerza estática

h	7	m
g	9.8	m/s ²
ρ	1000	Kg/m ³

$$F_{estatica} = \frac{1}{2} \rho g h^2 \quad (3.69)$$

$$F_{estatica} = 240.10 \text{ kN}$$

Fuerza de presión dinámica:

$$F_{dinamica} = \frac{1}{2} \rho V_{media}^2 h \quad (3.70)$$

$$F_{dinamica} = 1.014 \text{ kN}$$

Fuerza por acumulación de sedimentos:

Para el cálculo se consideró la gravedad específica promedio del suelo junto con el valor de sedimento acumulado en un año. Esto fue calculado con las fórmulas de sedimentación del anterior apartado. Así, se obtuvo una cantidad de 0.0283 m³ de sedimento acumulado por año. Hay que mencionar que se consideró 10 años para el diseño.

Tabla 3.26 Datos para la fuerza por sedimentos

Sedimentos (S)	0.283	m ³
Densidad promedio del suelo (ρ)	2353	kg/m ³
G	9.8	m/s ²

$$F_{sedimentos} = \rho g S \quad (3.71)$$

$$F_{sedimentos} = 6.525 \text{ kN}$$

3.1.5.3 Comprobación por volcamiento

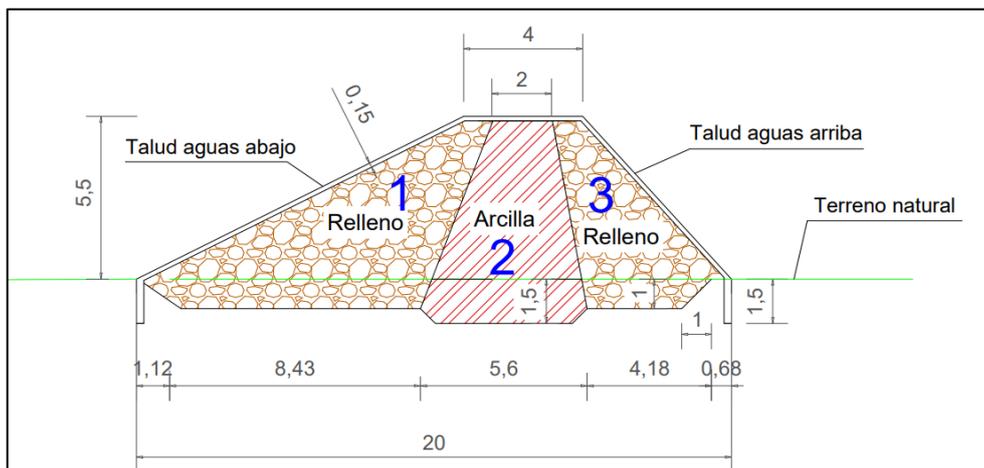


Figura 3.11: Corte transversal del vertedero.

Tabla 3.27 Comprobación por volcamiento del vertedero.

Sección	Área (m ²)	W/L (kN/m)	x(m)	M (kN m)
1	37.15	520.10	7.15	3718.72
2	26.68	586.96	12.00	7043.52
3	19.23	269.22	15.88	4275.21
$F_{estatica}$		240.10	2.33	560.23
$F_{dinamica}$		1.01	3.50	3.55
$F_{sedimentos}$		6.53	3.50	22.84
	ΣV	1623.92	ΣM	15624.07

$$FS_{volcamiento} = \frac{M1+M2+M3}{MF_{estatica}+MF_{dinamica}+F_{sedimentos}} \quad (3.72)$$

$$FS_{volcamiento} = 25.62 > 3 \quad \text{Cumple}$$

3.1.5.4 Comprobación por deslizamiento

$$FS_{deslizamiento} = \frac{\Sigma V \tan\left(\frac{2}{3}\phi\right) + B C r a}{F_{estatica} + F_{dinamica} + F_{sedimentos}} \quad (3.73)$$

$$FS_{deslizamiento} = 6.59 > 2 \quad \text{Cumple}$$

3.1.6 Diseño de Recubrimiento de hormigón

De acuerdo con el USBR (1987) para presas con una altura aproximada de 15 metros se recomienda el uso de una capa de hormigón con espesor de 20 cm. No obstante, para estructuras más pequeñas el espesor mínimo de recubrimiento es de 15 cm y se recomienda una construcción monolítica es decir sin juntas de dilatación. Caso contrario de ser imposible alcanzar el monolitismo se aceptan las juntas siempre y cuando estas sean selladas.

El armado con acero de refuerzo debe contar con varillas en ambas direcciones, colocadas en la superficie media y logrando la continuidad con los traslapes mínimos correspondientes para el armado. El área de acero en cada dirección debe ser igual 5 por mil del área del hormigón. De crearse grietas, estas deben ser selladas con lechada o hacer uso de algún otro producto destinado para el efecto.

3.1.6.1 Cálculo de acero necesario

Se analiza un metro cuadrado de recubrimiento para el cálculo:

$$A_s = 0.005 * b * d \quad (3.74)$$

$$A_s = 7.5 \text{ cm}^2$$

Se empleó varillas ϕ 12 mm con $A_b = 1.13 \text{ cm}^2$

$$n = \frac{A_s}{A_b} \quad (7.75)$$

$$n = 6.63 \approx 7$$

$$s = \frac{b}{n} \quad (3.76)$$

$$s = 15 \text{ cm}$$

Varillas ϕ de 12 mm c/a 15 cm

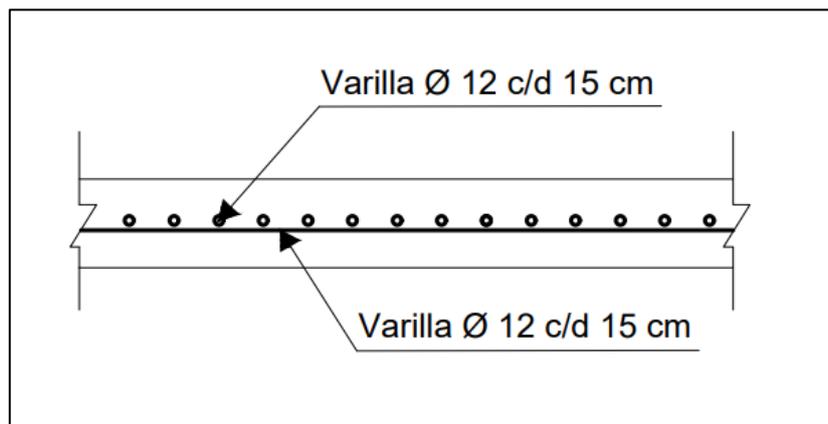


Figura 3.12: Detalle de armado para recubrimiento de hormigón.

3.2 Especificaciones técnicas

3.2.1 Excavación a maquinaria

Unidad para el pago: metro cúbico.

Descripción: Es la remoción del suelo mediante el uso de la retroexcavadora. Además, se empleará en cualquier tipo de terreno y se extraerá todos los materiales que sean encontrados durante el trabajo en ejecución.

Procedimiento de trabajo: Todo el material resultante de la excavación realizada de forma mecánica, que sea adecuado y aprovechable a criterio del fiscalizador, deberá ser utilizado para la construcción de terraplenes, rellenos o de otro modo incorporado a la obra. La excavación mecánica se la realizará de acuerdo con los lineamientos, pendientes y cotas señaladas en los planos o las indicadas por el fiscalizador.

Una vez terminada la obra básica del proyecto en un tramo cualesquiera se removerá y desechará, en sitios aprobados por el fiscalizador, los materiales que caigan sobre la cuneta como: piedras, rocas desprendidas, escombros y derrumbes de talud.

El material excavado que el fiscalizador considere adecuado podrá ser empleado en los terraplenes. No obstante, de no ser considerado adecuado para tal uso, se lo considerará para desecharlo de acuerdo con las instrucciones del fiscalizador.

Mano de obra mínima: Operador de Excavadora de orugas, Peón.

Equipo mínimo: Herramientas manuales (5% M.O.), Excavadora de orugas, Seguridad Industrial (2% M.O.).

3.2.2 Hormigón para recubrimiento f'c 210 kg/cm²

Unidad para el pago: metro cúbico.

Se entiende por hormigón al producto endurecido de la mezcla del cemento, agua y agregados pétreos, en proporciones adecuadas. Se utilizará este tipo de hormigón para los elementos que vengan especificados en los diseños y planos.

Procedimiento: En el recubrimiento, el hormigón deberá ser distribuido uniformemente sobre el área a fundir, cuya área deberá vibrada hasta que

aparezca una capa de mortero en la superficie. El hormigón deberá ser aplanado de conformidad con la pendiente y la sección transversal especificada mediante una regla, para luego ser alisada con paleta y acabada. Adicionalmente, la regla deberá ser cuando menos de 3 metros de largo y 15 cm. de ancho y el barrido deberá hacerse en sentido perpendicular a la dirección del río. En caso de que se necesite agua se deberá aplicarse inmediatamente antes del barrido. Finalmente, la superficie deberá quedar sin irregularidades y el armado debe ir colocado en el centro respetando los recubrimientos requeridos.

Materiales mínimos

- Grava: Materiales pétreos según norma ASTM
- Arena Gruesa: Materiales pétreos según norma ASTM
- Cemento: Cemento Portland tipo I sacos
- Agua: El agua a emplearse será potable y siempre protegida de contaminación de cualquier índole
- Encofrado

Mano de obra mínima: Albañil, Peón.

Equipo mínimo: Concretera, Herramientas manuales (5% M.O.), Seguridad Industrial (2% M.O.)

3.2.3 Núcleo del Vertedero de arcilla.

Unidad para el pago: Metro cúbico.

Corresponde al núcleo impermeable se suelo conformado por arcillas, porque actúa como pantalla impermeable ante las líneas de flujo de agua. El material del núcleo debe ser una arcilla inorgánica de plasticidad baja a media (CL) según el sistema internacional de clasificación de suelos (SUCS). El material debe colocarse cerca de la humedad óptima en capas de 20 cm y debe ser compactado entre un 95 y 100 por ciento con ayuda de un rodillo de compactación. Además, el índice de plasticidad debe ser suficiente para permitir al núcleo deformarse sin romperse el mismo que corresponde a los indicados en la clasificación CL. De esta forma el material para el núcleo

impermeable debe ser ensayado para que cumpla con la impermeabilidad y plasticidad requería en obra.

Materiales mínimos: Arcilla inorgánica de plasticidad baja a media (CL) comprobada en laboratorio.

Mano de obra mínima: Operador de maquinaria rodillo y excavadora, cadenero

Equipo mínimo: Rodillo de compactación, Excavadora de oruga., Herramientas manuales (5% M.O.), Seguridad Industrial (2% M.O.).

3.2.4 Relleno para talud permeable del vertedero.

Unidad para el pago: metro cúbico.

Corresponde al material permeable de suelo conformado por gravas y arenas, que actúan como cuerpo permeable dando soporte. El material del cuerpo debe ser una arena bien graduada (SW) o arena mal graduada, arenas gravosas con poco o ningún fino (SP) según SUCS. El material debe colocarse cerca de la humedad optima sobre capas de 20 cm y debe ser compactado entre un 95 y 100 porciento con ayuda de un rodillo de compactación. El Índice de plasticidad debe cumplir con los expuesto en el sistema SUCS para los suelos de tipo SW y SP. De esta forma el material para el cuerpo permeable debe ser ensayado en laboratorio y comparado en características.

Materiales mínimos: Arena bien graduada (SW) o arena mal graduada, arenas gravosas con poco o ningún fino (SP) comprobada en laboratorio.

Mano de obra mínima: Operador de maquinaria rodillo y excavadora, cadenero

Equipo mínimo: Rodillo de compactación, Excavadora de oruga., Herramientas manuales (5% M.O.), Seguridad Industrial (2% M.O.).

3.2.5 Acero de refuerzo

Unidad para el pago: kilogramo.

Descripción: Serán las operaciones necesarias para cortar, doblar, conformar ganchos, soldar y colocar el acero de refuerzo que se requiere en la conformación de elementos de hormigón armado.

Toda varilla de refuerzo será doblada en frío. El corte, doblado, y colocación del acero de refuerzo se regirá a lo que establece el Capítulo 7 del Código Ecuatoriano de la Construcción (C.E.C.). Encofrados nivelados, estables y estancos, antes del inicio de la colocación del acero de refuerzo, se procederá con la impregnación de aditivos desmoldantes. Iniciada la colocación del acero de refuerzo, no se permitirán estos trabajos. Fiscalización aprobará el inicio del corte y doblado del acero de refuerzo. Se permitirá el uso de suelda para el corte, cuando así lo determine la fiscalización. Para soldadura de acero, se regirá a lo establecido en la sección 3.5.2 Código Ecuatoriano de la Construcción. En cuanto al control de que las varillas se deben encontrar libres de pintura, grasas y otro elemento que perjudique la adherencia con el hormigón a fundir. La separación libre entre varillas paralelas tanto horizontal como vertical no será menor de 25 mm. Durante armado del hierro, se preverán los recubrimientos mínimos para hormigón armado y fundido en obra, determinado en la sección 7.7.1 del Código Ecuatoriano de la Construcción.

Materiales mínimos: Hierro, Alambre galvanizado

Mano de obra mínima: Peón, Fierro, Maestro mayor en ejecución de obras civiles

Equipo mínimo: Herramientas manuales (5% M.O.), Seguridad Industrial (2% M.O.), Dobladora, Cizalla

3.2.6 Replanteo de HoSo. $f'c=180 \text{ kg/cm}^2$

Unidad para el pago: metro cuadrado.

Descripción: Es el hormigón simple, generalmente de baja resistencia, utilizado como la base de apoyo de elementos estructurales que no requiere el uso de encofrados. El objetivo es la construcción de replantillos de hormigón, especificados en planos estructurales, documentos del proyecto o indicaciones de fiscalización. Incluye el proceso de fabricación, vertido y curado del hormigón.

Las superficies donde se va a colocar el replantillo estarán totalmente limpias, compactas, niveladas y secas, para proceder a verter el hormigón. Se colocará una capa del espesor que determinen los planos del proyecto o fiscalización. No se permitirá verter el hormigón desde alturas superiores a 2 m por la disgregación de materiales. La carga sobre el replantillo no será aplicada hasta que el hormigón haya adquirido el 70% de su resistencia de diseño o que fiscalización indique otro procedimiento. Fiscalización aprobará o rechazará la entrega del rubro concluido, que se sujetará a los resultados de las pruebas de campo y de laboratorio, así como las tolerancias y condiciones en las que se realiza dicha entrega.

Materiales mínimos: Arena gruesa, Grava, Cemento, Agua

Mano de obra mínima: Peón, Albañil, Maestro mayor en ejecución de obras civiles

Equipo mínimo: Herramientas manuales (5% M.O.), Seguridad Industrial (2% M.O.), Concreteira, Vibrador.

CAPÍTULO 4

4. ESTUDIO DEL IMPACTO AMBIENTAL

4.1 Descripción del proyecto

El siguiente proyecto tiene como finalidad ser la solución para el estrés hídrico que existe en la parroquia Manglaralto, durante las largas épocas de estiaje. Además, satisfacer la demanda local y turística de agua. Esto por medio del diseño de un dique de retención de agua en el río Manglaralto, el mismo que es parte de un sistema de siembra y cosecha de agua. Este sistema permite almacenar agua e infiltrarla para recargar el acuífero por medio de pozos de extracción que son la fuente para el abastecimiento de la parroquia.

La alternativa propuesta está ligada a la ODS número 6 de agua y saneamiento, cumple con la meta de asegurar la sostenibilidad de extracción de agua dulce, el abastecimiento de la población y reducir la cantidad de personas que sufren falta de agua. Previo a la implementación se ha identificado el lugar idóneo para un óptimo funcionamiento. Para el inicio de la construcción del dique, se prevé la necesidad de material del sitio, con el objetivo de conformar el cuerpo de la estructura hídrica. Este proceso tiene un potencial impacto de alterar el suelo de la zona, así como afectar a pequeños ecosistemas locales si no se selecciona bien el lugar de extracción.

Al ser una obra hídrica, existe un impacto debido a la alteración del cauce del río. Esta acción puede llegar a afectar a la flora y fauna de la zona, dado que implica un cambio en el tránsito de caudales.

En la ejecución del proyecto se prevé impacto de diversos tipos como lo son: Desechos sólidos inorgánicos y orgánicos, material de partículas como gases y líquidos, producidos por la maquinaria de construcción. De esta forma se establece la importancia de definir la afectación ambiental, así como su alteración a la flora, fauna y del aspecto socioeconómico de la zona de Manglaralto.

4.2 Línea base ambiental

Para cuantificar el nivel de impacto en la implementación del proyecto, es de suma importancia adquirir la información del sitio de estudio. Tales datos incluyen los factores físicos, biológicos y sociales.

Medio abiótico

La zona presenta 2 tipos de climas: tropical húmedo, típico de la cordillera Chongón Colonche y tropical de sabana presente entre el Océano Pacífico y la cordillera (Herrera et al., 2018). La parroquia Manglaralto perteneciente a la provincia de Santa Elena está ubicada en el norte de esta, en sus límites se encuentra la provincia de Manabí y el Océano Pacífico. En la parroquia los meses con mayor precipitación son los 4 primeros del inicio del año. Posteriormente, se presenta una larga época con estiaje. Las temperaturas medias anuales son de aproximadamente 24°C, las máximas rara vez superan 32°C y las mínimas son del orden de 16°C.

El río Manglaralto es de orden 4, cuenta con un régimen estacionario permanente y surge de la cordillera Chongón Colonche. Las actividades económicas principales son la pesca y el turismo (PDOT, 2019). En la comunidad se ha dado importancia al ecoturismo con recorridos turísticos a través de su naturaleza.

Flora y fauna

La Frondosa vegetación situada alrededor del río corresponde al ecosistema de Bosque Seco Tropical. No cuenta con una fauna endémica, pero si nativa, la misma que es la característica de los bosques de garúa de la cordillera Chongón Colonche (PDOT, 2019). El área para intervenir no corresponde a una zona protegida, ni alberga a alguna especie en peligro de extinción. A este ecosistema ya mencionado se unen los manglares, el correspondiente de las vertientes de mar y cuenta con su respectiva flora y fauna que los caracteriza.

Ámbito social

En Manglaralto tiene un contexto histórico en el cual, a partir del tiempo colonial, adaptaron y asimilaron las influencias y paradigmas occidentales. Esto ha pasado en casi todas las comunas de la provincia de Santa Elena. Sin embargo, la parroquia sigue manteniendo a la pesca como una de sus actividades principales desde épocas ancestrales. A ella se le ha sumado el turismo, junto con el ecoturismo por su variabilidad de playas y paisajes.

4.3 Actividades del proyecto

Con el objetivo de desarrollar el proyecto se han identificado dos fases la de construcción y operación, cada una con un grupo de actividades diferentes. En la construcción se prevé las siguientes actividades:

- Movimientos de tierra con maquinaria pesada, esto incluye un desbroce del terreno y colocación de rellenos.
- Generación de partículas contaminantes como líquidos o gases propios de las maquinarias utilizadas.
- Generación de residuos de construcción por motivos de encofrados y residuos de materiales utilizados.
- Emisión de ruidos propios de las maquinarias y del grupo de obreros.

En la fase de operación se consideran las siguientes actividades:

- Limpieza de fondo por acarreo y sedimentación de partículas.

- Generación de partículas contaminantes como líquidos o gases propios de las maquinarias utilizadas.

4.4 Identificación de impactos ambientales

Para identificar el impacto ambiental en base a las actividades ya establecidas en el anterior apartado. El siguiente gráfico muestra la matriz causa-efecto y su estructura, las filas corresponden a los elementos que pueden ser alterados por el proyecto y las columnas representan a las acciones que pueden llegar a ocasionar un efecto ambiental.

Tabla 4.1 Matriz causa-efecto en fase de construcción. Elaboración: Autores

Fase de construcción											
IDENTIFICACIÓN IMPACTOS AMBIENTALES		Calidad	Alteración de la cubierta terrestre	Control del río y modificación del caudal	Desmontes y relleno	Excavaciones	Control de polvo y partículas contaminantes	Control de contaminación auditiva	Alteración sobre el paisaje	Tratamiento disposición de desechos y residuos	Actividades económicas y productivas
		Características	Suelo	x	x		x	x			x
Agua	x		x	x		x				x	x
Erosión			x	x	x	x	x		x		
Contaminación			x	x	x	x	x	x	x	x	
Aceptabilidad			x	x		x		x	x	x	x
Salud y seguridad							x	x		x	
Empleo				x						x	x
Estructuras			x	x	x	x		x	x	x	x

Tabla 4.2 Matriz causa-efecto en fase de mantenimiento y operación. Elaboración: Autores

Fase de mantenimiento y operación.							
IDENTIFICACIÓN IMPACTOS AMBIENTALES		Calidad	Alteración de la cubierta terrestre	Control del río y modificación del caudal	Socavación	Limpieza del fondo	Actividades económicas y productivas
Agua	x	x	x	x			
Inundaciones		x	x	x			
Erosión		x	x	x	x		
Contaminación		x	x		x		
Turismo						x	
Salud y seguridad			x		x		
Empleo			x	x		x	

Mediante las dos matrices se puede identificar que acciones tienen más efecto sobre los diferentes elementos. Para la fase de construcción se identifica que el tratamiento, disposición de desechos y residuos, guarda la mayor relación y produce el mayor efecto. En segundo lugar, se encuentra la alteración de la cubierta terrestre, control del río y modificación del caudal, junto con las excavaciones. De esta forma se muestra la importancia hacer énfasis en las acciones que mitiguen los efectos ambientales que más correlación tienen. Esto debido a que el proyecto busca recargar los acuíferos y mitigar el estrés hídrico.

Para la fase de operación y mantenimiento se identifica con mayor relevancia la acción de control del río y modificación del caudal. Esto es debido a que una vez funcionando el dique, la modificación del caudal es permanente y tiene un efecto ambiental de forma constante. Es así como el correcto funcionamiento y mantenimiento dará un impacto positivo si es considerado durante la implementación.

4.5 Valoración de impactos ambientales

El índice de importancia se establece a través de la valoración cuantitativa de (Tito, 2020). En ella se establece un rango entre 1 y 10, para dar la valoración de impacto. En la valoración el autor establece la siguiente fórmula:

$$Imp = We \times E + Wd \times D + Wr \times R \quad (4.1)$$

$$IA = \pm \sqrt{Imp \times |Mag|} \quad (4.2)$$

Donde:

Imp: Valoración de importancia ambiental.

E: Valoración de Extensión.

We: Peso de Extensión.

D: Valoración de Duración.

Wd: Peso de duración.

R: Valor de Reversibilidad

Wr: Peso de Reversibilidad.

IA: Valoración de Impacto Ambiental.

Mag: Valores de Magnitud.

En la siguiente matriz (Tabla 4.3) de Leopold se ha identificado los efectos y se colocaron los dos parámetros de magnitud e importancia. En la matriz se cuenta con valores de un rango entre 1 a 10, siendo 1 correspondiente a la alteración mínima y 10 la máxima alteración posible. En la casilla de magnitud se coloca en caso de que el impacto ambiental sea favorable un signo (+) al valor correspondiente y para los casos desfavorables un signo (-), es decir en contra del medio ambiente.

Tabla 4.3 Matriz de Leopold en fase de construcción. Elaboración: Autores

		Fase de construcción										Impactos			
		Magnitud / Importancia	Calidad	Alteración de la cubierta terrestre	Control del río y modificación del caudal	Desmontes y relleno	Excavaciones	Control de polvo y partículas emitidas por maquinaria	Control de contaminación auditiva	Alteración sobre el paisaje	Tratamiento disposición de desechos y residuos	Actividades económicas y productivas	Positivos	Negativos	Totales
Características	Suelo	-4	-3		-2	-4			-3	-2			0	6	6
	Agua	9	-1	8		-3			8	-4	9	3	3	6	
	Erosión		-7	-5	-2	-4	3		-2			1	5	6	
	Contaminación		-2	3	-3	-3	-5	-7	-4	-8		1	7	8	
	Aceptabilidad		-2	-6		-3		-5	-5	-1	7	1	6	7	
	Salud y seguridad						-7	-7		-6		0	3	3	
	Empleo			-2						-2	5	1	2	3	
	Estructuras		-6	5	-3	-5		-3	-2	-2	5	2	6	8	
Impactos	Positivos		1	0	3	0	0	1	0	0	0	4	9	38	47
	Negativos		1	6	3	4	6	2	4	5	7	0	38		
	Totales		2	6	6	4	6	3	4	5	7	4	47	Totales	

Tabla 4.4 Matriz de Leopold en fase de mantenimiento y operación. Elaboración: Autores

Fase de Mantenimiento y operación.								Impactos		
Magnitud	Importancia	Calidad	Alteración de la cubierta terrestre	Control del río y modificación del caudal	Socavación	Limpieza del fondo	Actividades económicas y productivas	Positivos	Negativos	Totales
	Agua	9	-1	-5	-4	7	10	1	3	4
	Inundaciones		-3	-4	-4	8	8	0	3	3
	Erosión		-7	-5	-2	8	-6	0	4	4
	Contaminación		-4	-4	4	9	-3	0	3	3
	Turismo		7	6	9	9	8	1	0	1
	Salud y seguridad			-1	-4	9	8	0	2	2
	Empleo			-1	-4	8	8	1	2	3
				8	8	7				
Impactos	Positivos	1	0	0	0	0	2	3	21	24
	Negativos	1	5	7	5	3	0	21		
	Totales	2	5	7	5	3	2	24	Totales	

Con los valores de magnitud e importancia de las matrices de Leopold podemos realizar el cálculo cuantitativo del impacto ambiental utilizando la fórmula de (Tito, 2020). El cálculo permite obtener un valor numérico que represente si el impacto es alto, medio, despreciable o benéfico, de esta forma se puede clasificar el impacto en las fases y planificar las medidas que puedan mitigar el impacto.

Tabla 4.5 Valores de impacto ambiental fase de construcción. Elaboración: Autores

		Fase de construcción										Impactos		
		Calidad	Alteración de la cubierta terrestre	Control del río y modificación del caudal	Desmontes y relleno	Excavaciones	Control de polvo y partículas emitidas por maquinaria	Control de contaminación auditiva	Alteración sobre el paisaje	Tratamiento disposición de desechos y residuos	Actividades económicas y productivas	Positivos	Negativos	Totales
Magnitud	Importancia													
		Características	Suelo	-4.89	-4.58		-2.82	-4.47			-4.89	-2.82		0
Agua	9.48		-2.82	8.48		-4.58				4.47	9.48	32	-7	25
Erosión			-4.58	-6.23	-2.82	-4.89	3.46		-2.82			3	-21	-18
Contaminación			-2.82	4.24	-3.46	-3.46	-6.32	-4.58	-4.47	-8		4	-33	-29
Aceptabilidad			-2.82	6.92		-4.58		-5.91	-5.47	-2.82	7.93	15	-22	-7
Salud y seguridad							-7.48	-7.48		-6.48		0	-21	-21
Empleo				-2.82						-3.16	5.91	6	-6	0
Estructuras			-8.48	4.47	-4.58	-6.32		-4.58	-4	-4	5.47	10	-32	-22
Impactos	Positivos	9.5	0.0	24.1	0.0	0.0	3.5	0.0	0.0	4.5	28.8	70	-167	-97
	Negativos	-4.9	-26.1	-9.1	-13.7	-28.3	-13.8	-22.6	-21.7	-27.3	0.0	-167		
	Totales	4.6	-26.1	15.1	-13.7	-28.3	-10.3	-22.6	-21.7	-22.8	28.8	-97	Totales	

Se puede apreciar que, en la fase de construcción, la acción que causa un mayor efecto ambiental son las excavaciones, siendo esta la más representativa debido al movimiento de tierra y la alteración del suelo. Esta acción está ligada también al uso de maquinaria pesada la misma que produce ruido. Simultáneamente, emiten gases al momento de ser utilizadas y se suele remover algo de vegetación para realizar las excavaciones. De esta forma se hace énfasis en este apartado con mayor detalle dentro del plan de manejo ambiental.

Tabla 4.6 Valores de impacto ambiental fase de mantenimiento y operación. Elaboración: Autores

		Fase de Mantenimiento y operación.						Impactos		
		Calidad	Alteración de la cubierta terrestre	Control del río y modificación del caudal	Socavación	Limpieza del fondo	Actividades económicas y productivas	Positivos	Negativos	Totales
Magnitud	Importancia									
		Características	Suelo	-4.89	-4.58	-4.47	-5.91			0.0
Agua	9.48		-2.82	-5	-5.29			9.5	-13.1	-3.6
Inundaciones			-4.89	-5.29	-5.65			0.0	-15.8	-15.8
Erosión			-4.58	-6.32	-2.82	-7.34		0.0	-21.1	-21.1
Contaminación			-5.29	-4.89		-5.19		0.0	-15.4	-15.4
Turismo							8.48	8.5	0.0	8.5
Salud y seguridad				-2.82		-6		0.0	-8.8	-8.8
Empleo				-2.82	-4		7.48	7.5	-6.8	0.7
Impactos	Positivos	9.48	0.00	0.00	0.00	0.00	15.96	25.4	-101	-75.4
	Negativos	-4.89	-22.16	-31.61	-23.67	-18.53	0.00	-101		
	Totales	4.59	-22.16	-31.61	-23.67	-18.53	15.96	-75.4	Totales	

Se puede apreciar en la tabla que, en la fase de mantenimiento y operación, la actividad de control y modificación del caudal es la que conlleva a un mayor efecto ambiental. Al ser esta una obra hídrica la alteración del comportamiento del cauce es permanente, por ello se debe implementar medidas para que esta alteración sea mínima a lo largo del tiempo. De esta forma se hace énfasis en la actividad y se desarrolla en el apartado de plan de manejo ambiental para mitigar su efecto dañino.

4.5 Medidas de prevención/mitigación

El Plan de Manejo Ambiental (PMA) se ha concebido tomando en cuenta los impactos con mayor relevancia en las fases del proyecto, como lo son la fase de construcción y operación. Para la proponer las acciones se realizó una tabla en la cual se incluye la medida a ejecutar, impacto a minimizar, responsable de ejecución, momento, ubicación, actividades y recursos.

En la fase de construcción se propone.

Tabla 4.6 Plan de Impacto Ambiental en fase de construcción. Elaboración: Autores

Fase de construcción						
Medida	Impacto por minimizar	Responsable	Momento	Ubicación	Actividades y recursos	Costo
<p>Determinar áreas idóneas para extracción de material del sitio que pueda ser parte del cuerpo del dique.</p> <p>Optimizar las horas de trabajo de la maquinaria.</p> <p>El suelo de desecho debe ser colocada en un lugar idóneo.</p> <p>Hacer una socialización con los afectados.</p>	<p>Excavaciones: Generación de ruido y generación de erosión</p>	<p>Residente y maestro de obra</p>	<p>Durante la etapa de construcción</p>	<p>Sitio de construcción en el río Manglaralto cerca del pozo de extracción número 6, perteneciente a la comuna del mismo nombre.</p>	<p>Buscar el lugar para la extracción de material del sitio donde exista un menor impacto hacia el suelo y la vegetación, obtener un correcto cronograma para utilizar el menor tiempo posible la maquinaria pesada. Reutilizar material del suelo para el cuerpo del dique. Limitar el campus de obra.</p>	<p>Aprox: 2000 \$</p>

Los afectados serán los habitantes del sector la esperanza. Ellos tendrán que recibir una socialización antes, durante y después de la obra. Para la fase de antes de la obra deberán de recibir un tríptico con los horarios de los trabajos y ser invitados a una socialización que se realice un fin de semana. Para la fase de durante la obra, se deberá de receptar quejas por los trabajos y mitigarlas. Para la fase final, se deberá de realizar una encuesta de satisfacción.

En la fase de mantenimiento y operación se propone.

Tabla 4.6 Plan de Impacto Ambiental en fase de mantenimiento y operación. Elaboración: Autores

Fase de Mantenimiento y operación						
Medida	Impacto por minimizar	Responsable	Momento	Ubicación	Actividades y recursos	Costo
Correcta limpieza de fondo y monitoreos constantes de las alteraciones en los caudales	Control del río y modificación del caudal	Personal administrativo de la Junta de Agua de Manglaralto	Durante la etapa de mantenimiento y operación	Sitio de construcción en el río Manglaralto cerca del pozo de extracción número 6, perteneciente a la comuna del mismo nombre.	Realizar la limpieza periódica del fondo quitando las partículas sedimentadas y acarreo en el área de embalse, verificar de forma periódica aguas abajo el comportamiento del caudal previniendo la afectación por la acumulación y embalse aguas arriba.	Aprox: 2500\$

La limpieza tiene que realizarse entre un lapso de 1 a 2 años entre intervención. Lo preferible es que se emplee a personas de la comuna porque no en todo el embalse es posible ingresar con maquinaria. El tiempo que tiene que tomar esta intervención tiene que ser en época de estiaje.

La obra busca causar un impacto positivo ante la recarga y preservación del acuífero de extracción de agua potable en la parroquia de Manglaralto, además que la implementación del proyecto asegura obtener agua de excelente calidad y abastecimiento constante. Es así como el impacto ambiental beneficioso radica en la calidad y cantidad de agua potable que se puede obtener preservando la fuente de extracción, para el aprovechamiento tanto en actividades cotidianas como comerciales de la parroquia. Sin embargo, durante la construcción y operación del proyecto existen también impactos negativos relacionados principalmente a las excavaciones y la alteración del caudal en el río. Por ello se recomienda seguir las medidas propuestas en el Plan de Manejo Ambiental para mitigar las consecuencias ocasionadas por la implementación y operación, de esta forma el proyecto es beneficioso para todos los involucrados.

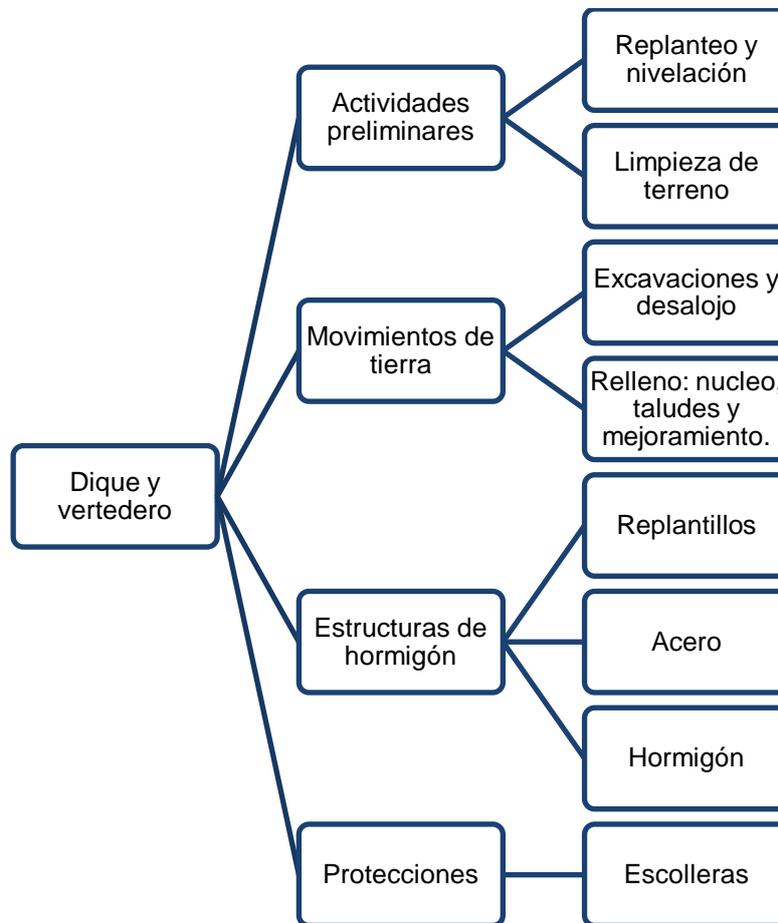
CAPÍTULO 5

5. PRESUPUESTO

5.1 Estructura Desglosada de Trabajo

Para la construcción del reservorio será necesario 4 dependencias relacionadas con actividades preliminares, movimientos de tierra, estructuras de hormigón y protecciones hidráulicas. Cada una tendrá los siguientes entregables:

Figura 5.1 WBS del proyecto



5.2 Rubros y análisis de precios unitarios

Dentro del proyecto se consideró 4 tipos de rubros; actividades preliminares, movimientos de tierra, estructura de hormigón y protecciones. Se analizó los precios unitarios correspondiente a cada rubro, se estableció el costo de maquinarias, herramientas, mano de obra, materiales y transporte de acuerdo con la unidad de costo. Los rendimientos para los análisis de precios unitarios (APUs) son correspondientes a los obtenidos en obras similares ejecutadas en la cota. Los precios de mano de obra son los actuales empleados en el Ecuador, los costos de los materiales fueron obtenidos de acuerdo con los proveedores y disponibilidad de la zona.

Tabla 5.1 Precio unitario de los rubros

ITEM	RUBRO	UNIDAD	P. UNITARIO
1	Preliminares		
1.1	Replanteo y nivelación	m ²	2.26
1.2	Limpieza de terreno	m ²	1.35
2	Movimientos de tierra		
2.1	Excavación a maquinaria	m ³	14.63
2.2	Desalojo de material	m ³ *Km	0.29
2.3	Relleno compactado material de arcilla para núcleo impermeable.	m ³	6.47
2.4	Relleno compactado material arena para cuerpo de taludes permeables.	m ³	6.21
2.5	Relleno y compactación material de préstamo para mejoramiento.	m ³	27.15
3	Estructuras de hormigón		
3.1	Replanteo esp= 5cm	m ²	9.19
3.3	hormigón armado muro de contención (Incluido encofrado)	m ³	291.05
3.4	hormigón para recubrimiento de vertedero	m ³	271.04
3.5	Varilla ϕ 10 mm	kg	2.84
3.6	Varilla ϕ 12 mm	kg	2.84
3.7	Varilla ϕ 14 mm	kg	2.84
3.8	Varilla ϕ 16 mm	kg	2.84
3.9	Varilla ϕ 20 mm	kg	2.84
4	Protecciones		
4.1	Protección de escollera	m ³	30.52

5.3 Descripción de cantidades de obra

Para la obtención de las cantidades de obra se utilizó el programa *Arcgis* para la obtención de los rubros que tienen como unidad m². Mientras que las cantidades tienen la unidad m³ se empleó las secciones obtenidas en el programa *Hec-RAS* y se calculó los volúmenes con áreas obtenida en los planos de corte de *AutoCad* y multiplicadas con la longitud de los elementos.

Tabla 5.2 Cantidades de los rubros

ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD
1	Preliminares		
1.1	Replanteo y nivelación	m ²	156.00
1.2	Limpieza de terreno	m ²	70.00
2	Movimientos de tierra		
2.1	Excavación a maquinaria	m ³	91.91
2.2	Desalojo de material	m ³ *Km	137.86
2.3	Relleno compactado material de arcilla para núcleo impermeable.	m ³	922.11
2.4	Relleno compactado material arena para cuerpo de taludes permeables.	m ³	1842.14
2.5	Relleno y compactación material de préstamo para mejoramiento.	m ³	27.97
3	Estructuras de hormigón		
3.1	Replanteo esp= 5cm	m ²	45.24
3.3	hormigón armado muro de contención (Incluido encofrado)	m ³	43.25
3.4	hormigón para recubrimiento de vertedero	m ³	137.07
3.5	Varilla ϕ 10 mm	kg	141.91
3.6	Varilla ϕ 12 mm	kg	11359.12
3.7	Varilla ϕ 14 mm	kg	863.72
3.8	Varilla ϕ 16 mm	kg	491.33
3.9	Varilla ϕ 20 mm	kg	803.92
4	Protecciones		
4.1	Protección de escollera	m ³	335.87

5.4 Valoración integral del costo del proyecto

El costo total del proyecto es de 119,128.27 dólares. Siendo 2,222 dólares por metro lineal de dique y vertedero. Mientras que por escollera se tiene un precio de 371.68 dólares por metro cuadrado.

Tabla 5.3 Precio de los rubros

ITEM	RUBRO	UNIDAD	P.TOTAL
1	Preliminares		
1.1	Replanteo y nivelación	m ²	351.79
1.2	Limpieza de terreno	m ²	94.59
2	Movimientos de tierra		
2.1	Excavación a maquinaria	m ³	1344.36
2.2	Desalojo de material	m ³ *Km	39.61
2.3	Relleno compactado material de arcilla para núcleo impermeable.	m ³	5963.02
2.4	Relleno compactado material arena para cuerpo de taludes permeables.	m ³	11436.13
2.5	Relleno y compactación material de préstamo para mejoramiento.	m ³	759.41
3	Estructuras de hormigón		
3.1	Replanteo esp= 5cm	m ²	415.68
3.3	hormigón armado muro de contención (Incluido encofrado)	m ³	12587.73
3.4	hormigón para recubrimiento de vertedero	m ³	37150.47
3.5	Varilla ϕ 10 mm	kg	402.40
3.6	Varilla ϕ 12 mm	kg	32210.19
3.7	Varilla ϕ 14 mm	kg	2449.19
3.8	Varilla ϕ 16 mm	kg	1393.22
3.9	Varilla ϕ 20 mm	kg	2279.60
4	Protecciones		
4.1	Protección de escollera	m ³	10250.88

Al realizar una comparación con el diseño presentado en la tesis de Herrera (2018), se tiene que en su diseño el costo es de 94,662.53 dólares y se almacena alrededor de 4641 m³ de agua superficial. Por lo que tienen una relación costo-almacenamiento de 20.40\$/m³ y el reservorio presentado en este diseño tiene una relación de 9.26\$/m³, incluyendo protección en las orillas. Esto indica que el diseño es eficiente en comparación a uno que no tiene un componente de modelación hidráulica, que permita escoger la optimización de ubicación y forma geométrica.

5.5 Cronograma de obra

Se ha considerado para el cronograma iniciar las construcciones el lunes 4 de septiembre, con trabajos durante 6 días a la semana es decir se trabajarán los sábados también, y se toma en consideración los días no laborables como los feriados y los domingos. También se respeta la secuencia de las actividades junto con el tiempo necesario de ejecución para cada una de ellas.

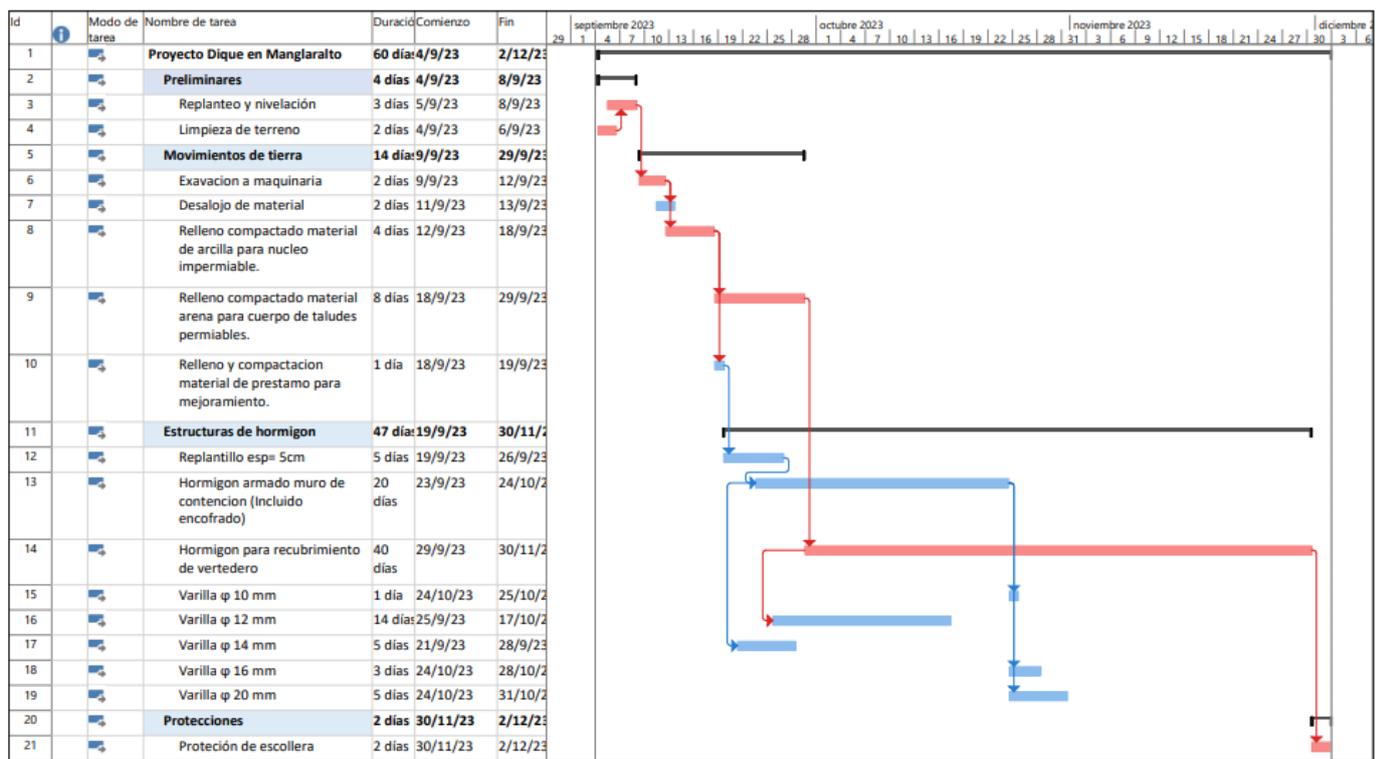


Figura 5.2: Cronograma de obra

CAPÍTULO 6

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones.

Por medio del programa *Hec-RAS* y *Hec-HMS* se pudo obtener el caudal de diseño de 141.2 m³/s, para un periodo de retorno de 100 años. Esto en conjunto a la topografía procesada en *Agisof* y la socialización con el representante de la comuna permitió seleccionar la zona más idónea para poner el dique que es atrás de casa del señor “Tino”. En esta alternativa se tiene mayor accesibilidad para construcción y mantenimiento, porque se almacena aproximadamente 12862 m³ en agua superficial, tiene un largo de aproximadamente de 49 metros; y con una cota de dique de hasta 8.5 msnm no había mayor afectación a las casas del sector “La Esperanza”. Finalmente, se tiene una relación costo-almacenamiento de 9.26\$/m³, lo que es 50% menor en comparación de un diseño en el mismo río, en el cual no se hubo una modelación hidráulica.

El análisis ambiental reveló que el mayor impacto positivo del proyecto es la recarga y la preservación del acuífero, que así mismo permite mantener un sistema continuo y de buena calidad de agua potable para la parroquia. No obstante, los aspectos negativos descubiertos fueron los movimientos de tierra y la alteración del río. Por lo que se propuso medidas de mitigación como: disminuir los tiempos de maquinaria pesada, determinar zonas específicas para la extracción del material del sitio, utilizar el material del río para el cuerpo del dique, realizar monitoreo de caudales y niveles, y realizar limpiezas del fondo del río.

Las cotas del dique y del vertedero fueron establecidas en 8.5 y 6 msnm, para que no existan inundaciones en sectores aledaños y se mantenga un borde libre para que no haya sobrevertido. Las modelaciones también permitieron determinar las fuerzas de empuje en la obra, causadas por el agua, como también las velocidades y tirantes en las secciones de interés para determinar las protecciones de las orillas de las obras. En este estudio no se realizó un análisis sísmico. En tal carácter, en base a la normativa ecuatoriana de construcción se utilizó factores de seguridad mínimos de 3 para volcamiento y 1.6 para deslizamiento.

6.2 Recomendaciones.

Se recomienda realizar un estudio topográfico complementario en la zona donde se va a ubicar el dique, debido a que el levantamiento con dron fue realizado en zonas con mucha vegetación. El replanteo se lo puede hacer con dron nuevamente, si se hace en primer lugar una limpieza del terreno. Caso contrario se sugiere utilizar estación total con un hito georreferenciado con un GPS diferencial.

Se debe contar con mediciones de caudales y niveles, cada 10 minutos, en río Manglaralto para poder calibrar las modelaciones hidráulica e hidrológica y poder tener simulaciones más realistas. Además, se debe solicitar al INAHMI potencializar la estación meteorológica de Manglaralto dado que se cuenta con baja resolución de datos. Para la medición de caudales se recomienda que se realice, en la entrada al río, frente al pozo #6 y para los datos precipitación en el pozo #6.

Hay que realizar ensayos de resistencia del suelo, dado que en este estudio estos parámetros fueron aproximados en base a la clasificación. Se recomienda ejecutar el ensayo SPT por su bajo costo. Este ensayo debe ser implementado en las orillas y en el lecho del río, en época seca.

Para que el programa de siembra y cosecha del reservorio sea efectivo se debe garantizar que no se genere una capa de material fino en el fondo del río, por lo que se deben realizar campañas de limpieza una vez al año o dos, puede ser con ayuda de las personas de la parroquia o en su defecto con la ayuda de una retroexcavadora. Cabe destacar que el material tomado del fondo tiene que ser depositado o aguas abajo de los diques o ser utilizado como material de relleno en otra zona. Este material no tiene que ser acumulado en el reservorio (sobre todo en el dique o en el vertedero), dado que con el tiempo se perderá la capacidad de almacenamiento y la estructura podría fallar por la sobrecarga impuesta. Las cotas, que se tienen que intentar mantener en el reservorio están se pueden observar en el plano de implantación.

Para construcción de la obra se puede buscar financiamiento por parte de organismos multilaterales como la CAF, la AFD o BEDE. Como también se debe hacer hincapié que un porcentaje del costo de mantenimiento de la obra sea añadido en el precio de las planillas de agua potable

Finalmente, se debe analizar el potencializar el dique como atractivo turístico como se ha realizado en otras partes del país, tales como es en Shell (provincia de Pastaza), a fin de contar con ingresos adicionales.

BIBLIOGRAFÍA

- Arteaga, D. (2020). Beneficios e importancia de promover la siembra y cosecha de agua en el Perú. Perú: MINAGRI.
- Askar, M. (2013). Rainfall-runoff Model Using The SCS-CN Method And Geographic Information Systems: A Case Study Of Gomal River Watershed. *Water and Society II*, 159-170. doi:10.2495/WS130141
- Balmaseda, C., Mederos, M., & Tigrero, J. (2019). Saberes ancestrales agropecuarios en la Península de Santa Elena, Ecuador. *Revista Amazónica y Ciencia y Tecnología* 8, 52-61.
- Braja, M. (2015). *Fundamentos de ingeniería geotécnica* (4ta Ed ed.). Cengage Learning Editores, S.A.
- Breña, J. (2005). *Frecuencia de Valores Extremos en Hidrología*. Ciudad de Mexico: Universidad de Colima.
- Brume, G. (1953). Trap efficiency of reservoirs. *Eos Trans. AGU*, 407-418. doi: <https://doi.org/10.1029/TR034i003p00407>
- Bury, K. (1999). *Statistical Distributions In Engineering*. New York : Cambridge University Press.
- Chow, V. T. (1994). *HIDRÁULICA DE CANALES ABIERTOS*. Bogota: McGRAW-HILL INTERAMERICANAS.A. doi:978-958-600-228-8
- Chow, V., Maidment, D., & Mays, L. (1988). *A general theory of the unit hydrograph theory*. J. Geophys. Res.
- Duque, P., Patiño, D., & Lopez, X. (2019). Evaluación del Sistema de Modelamiento Hidrológico HEC-HMS para la Simulación Hidrológica de una Microcuenca Andina Tropical. *Scielo*. doi:<http://dx.doi.org/10.4067/S0718-07642019000600351>
- Escalante, C., & Reyes, L. (2004). Influence of Length of Record in Estimation of Rain Factor R. *Información Tecnológica-Vol. 15*, 105-110. doi:10.4067/S0718-07642004000400015

- Escalante, F., J., S. S., & Labrandero, C. G. (2020). *Innovación en la Planificación y Gestión del Agua*. El Grupo Tragsa y la Recarga Gestionada de Acuíferos: Tragsa. Obtenido de El Grupo Tragsa y la Recarga Gestionada de Acuíferos.
- FHWA NHI. (2009). *HEC-23:BRIDGE SCOUR AND STREAM INSTABILITY COUNTERMEASURES*. Washington, D.C.: National Highway Institute.
- G., H. F., N., A. M., T., G. Q., & P., & C. (2018). Participatory socio-ecological system: Manglaralto-Santa Elena, Ecuador. *Geology, Ecology, and Landscapes*, 303–310.
- Gill, M. (1978). *Flood routing by the Muskingum method*. Zaria Nigeria: J. Hydrol.
- Guale, I. (2005). *Unesco Biblioteca Digital*. Obtenido de Estrategias para la gestión de recarga de acuíferos: https://unesdoc.unesco.org/ark:/48223/pf0000143819_spa
- INEC. (2011). *Censo de Población y Viviendas 2010*. Ecuador : Instituto Nacional de Estadísticas y Censos.
- ITGE. (1990). *Atlas hidrogeológico de la provincia de Granada*. Granada, España: Diputación de Granada-ITGE.
- J. Benjamin, C. C. (2004). *Probabilidad y estadística en ingeniería*. McGraw-Hill.
- Johnson, N., & Leone, F. (1977). *Statistics and Experimental Design in Engineering and the* (Vol. Segunda edición). USA: JOHN WILEY & SONS.
- Juarez, E., & Rico, A. (1974). *Mecánica de suelos*. D.F Mexico: Limusa.
- Kent, K. (1968). *Method for estimating volume and rate of runoff in small watershed*. USA Department of Agriculture: USDA SCS.
- Kirpich. (1940). Time of concentration of small agricultural watersheds. *Civil Eng.*
- Lasage R., A. J. (2008). Potential for community based adaptation to droughts: Sand dams in Kitui, Kenya. En *Physics and Chemistry of the Earth* (págs. 67-73). Kenya: Parts A/B/C, 33 (1-2).
- Likert, R. (1932). A technique for the measurement of attitudes. *Archives of Psychology*.
- Lindgren, B. (1969). *Statistical theory* (Vol. Segunda edición). USA: THE MACMILLAN COMPANY.

- Linsley, R., Kohler, M., & Paulhus, J. (1982). *Hydrology for Engineers*. NY, USA: MCGraw-Hill.
- Mijares, F. A. (1992). *Fundamentos de Hidrología de Superficie*. Balderas: Limusa S.A.
- Ministerio de Transportes y Comunicación. (2008). *MANUAL DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y DRENAJE*. Lima.
- Minnesota Pollution Control Agency . (2000). *Protecting water quality in Urban areas: Best Management practices for dealing with storm water runoff urban, suburban and developing areas of Minnesota*. Minneapolis.
- Mohammad, G. (1979). SEDIMENTATION AND USEFUL LIFE OF RESERVOIRS. *Journal of Hydrology*, 89-95. doi:[https://doi.org/10.1016/0022-1694\(79\)90148-3](https://doi.org/10.1016/0022-1694(79)90148-3)
- Monsalve, G. (2008). *Hidrología en la ingeniería*. Bogota-Colombia: Escuela Colombia de Ingeniería.
- Montalván, J., & Catuto, M. G. (2020). Hydrological modeling of the manglaralto river for the generation of flood maps (Santa Elena-Ecuador). *Scopus*, 3-5. doi:10.18687/LACCEI2020.1.1.213
- Naciones Unidas . (Septiembre de 2015). *Objetivos de desarrollo sostenible* . Obtenido de <https://www.un.org/sustainabledevelopment/es/water-and-sanitation/>
- Nasa Earthdata. (2017). *Nasa Earthdata CMR Search* . Obtenido de Global Hydrologic Soil Groups: https://cmr.earthdata.nasa.gov/search/concepts/C2216864285-ORNL_CLOUD.html
- Nourani, V., Singh, V., & Delafrouz, H. (2009). *Three geomorphological rainfall–runoff models based on the linear reservoir concept*. *Journal of Catena*.
- P., C. M., F., M. C., J., B. B., P., H. B., M., C. M., & J., & A. (2021). Design of a Technical-Artisanal Dike for Surface Water Storage and Artificial Recharge of the Manglaralto Coastal Aquifer. Santa Elena Parish, Ecuador. *International Journal of Sustainable Development and Planning*, 16(3).
- P., N., A.I.B., M., C., N., & R., N. (2007). *Hidraulic Structures* . USA: Taylor & Francis.
- Pereyra, D., Pérez, J., & Gómez, L. (2004). ECUACIONES QUE ESTIMAN LAS CURVAS INTENSIDAD-DURACIÓN-PERÍODO DE. *GEOS*, 46-56.

- Ponce, V. M. (1994). *Engineering Hydrology: Principles and Practices*. (P. Hall, Ed.)
doi:9780132778312
- Rallison, R., & Miller, N. (1982). . *Past, present and future SCS runoff procedure*. In *Rainfall-Runoff Relationship, Water Resources*. Littleton.
- Remaitre A, D. L. (2004). Influence of check dams on debris flow runout. A sensitivity analysis based on numerical simulations. *Reunion des Sciences de la Terre - Joint Earth Science Meeting* (págs. RSTCV-A-00038). Natural hazards / Risques naturels.
- Rosillo, M., & Duran, J. (2022). El estado actual de las experiencias ancestrales de Siembra y Cosecha de Agua. En *Siembra y Cosecha de Agua en Iberoamérica* (pág. 231). Madrid, España: Agencia Española de Cooperación Internacional para el Desarrollo. .
- Sadjadi, F., & Bagherzadeh-Khalkhali, A. (2018). Geotechnical Challenges of Tehran Metro Line 7 (South Northern Route). *Civil Engineering Journal*, 4(5), 8.
doi:10.28991/cej-0309161
- State of California, D. o. (May 98 de 2012). Urban Levee Design Criteria. *Flood Safe*. California, United States of America.
- Stephens, T. (2010). *Manual on small earth dams. A guide to siting, design and construction*. Rome: FOOD AND AGRICULTURE ORGANIZATION OF THE UNITED NATIONS.
- Suarez, W. (2012). *Caracterización climática y escenarios de cambio climático al 2030 y 2050, y oferta hídrica superficial actual y futura de las regiones Cusco y Apurímac*. Cusco, Perú: PACC.
- Témez, J. (Mayo de 1987). Cálculo hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales. Ministerio de Transporte, Movilidad y Agenda Urbana. Obtenido de https://www.mitma.es/recursos_mfom/0610400.pdf
- The European Space Agency. (2020). *ESA WorldCover 2020*. Obtenido de Global land cover product at 10 m resolution for 2020 based on Sentinel-1 and 2 data: <https://worldcover2020.esa.int/viewer>

Tierra y tecnología. (25 de febrero de 2020). *Tierras y tecnología*. Obtenido de La Siembra y Cosecha del Agua en Iberoamérica; un sistema ancestral de gestión del agua que utiliza Soluciones Basadas en la Naturaleza: <https://www.icog.es/TyT/index.php/2020/02/la-siembra-y-cosecha-del-agua-en-iberoamerica-un-sistema-ancestral-de-gestion-del-agua-que-utiliza-soluciones-basadas-en-la-naturaleza/>

U.S Army Corps of Engineers. (1995). *Engineering and Design Sedimentation Investigation of Rivers and Reservoirs*. Washington.

U.S. Department of the Interior. (1987). *Design of small dams*. Washington DC: Bureau of reclamation.

US Army Corps of Engineers. (2023). *HEC-HMS Applications Guide*. Obtenido de <https://www.hec.usace.army.mil/confluence/hmsdocs/hmsag/introduction/how-should-hec-hms-be-used>

USBR. (1987). *DESIGN OF SMALL DAMS THIRD EDITION*.

USDA. (2008). Time of Concentration. En *Hydrology National Engineering Handbook*.

V Chow, D. M. (1994). *Hidrología aplicada*. Mc Graw Hill.

Walpe, R., & Myers, R. (1885). *Probability and Statistics for Engineers and Scientists*. USA: Macmillan Publishing Company.

Water Science School . (25 de Octubre de 2019). USGS. Obtenido de <https://www.usgs.gov/media/images/distribution-water-and-above-earth#:~:text=The%20Earth%20is%20a%20watery,percent%20of%20all%20Earth's%20water.>

Zamalloa, T. (2017). Manejo de Recursos Naturales en la Sierra Sur. En *Experiencia de Cosecha de Agua en la Comunidad de Antacollana de Espinar, Cusco*. (págs. 133-143). Marenass.

PLANOS Y ANEXOS

Tabla 6.1: Datos del ensayo de límite líquido en calicata 1

CALICATA 1				
Muestra C1A				
No. De Ensayo	1	2	3	4
No. Recipiente	56	3	51	36
Wh+r (gr)	16.05	20.4	18.7	19.4
Ws+r (gr)	12.57	15.26	14.34	14.68
recipiente (gr)	6.03	6.36	5.93	6.28
Ww (gr)	3.48	5.14	4.36	4.72
Ws	6.54	8.9	8.41	8.4
w%	53.21	57.75	51.84	56.19
No. De golpes	25	13	40	28
Log (No. De golpes)	1.40	1.11	1.60	1.45
Limite Liquido	54.6			
Muestra C1B				
No. De Ensayo	1	2	3	4
No. Recipiente	77	45	91	72
Wh+r (gr)	17.48	18.36	17.1	18.83
Ws+r (gr)	13.37	13.95	13.24	14.31
recipiente (gr)	6.14	6.18	6.22	6.17
Ww (gr)	4.11	4.41	3.86	4.52
Ws	7.23	7.77	7.02	8.14
w%	56.85	56.76	54.99	55.53
No. De golpes	14	25	33	39
Log (No. De golpes)	1.15	1.40	1.52	1.59
Limite Liquido	56.1			
Muestra C1C				
No. Recipiente	34	90	76	49
Wh+r (gr)	14.33	17.05	16.21	15.73
Ws+r (gr)	11.35	12.97	12.62	12.29
recipiente (gr)	6.14	6.17	6.16	5.95
Ww (gr)	2.98	4.08	3.59	3.44
Ws	5.21	6.8	6.46	6.34
w%	57.20	60.00	55.57	54.26
No. De golpes	25	13	32	40
Log (No. De golpes)	1.40	1.11	1.51	1.60
Limite Liquido	55.6			

Tabla 6.2: Datos del ensayo de límite plástico en calicata 2.

CALICATA 1	Muestra C1A		Muestra C1B		Muestra C1C	
No. De Ensayo	1	2	1	2	1	2
No. Recipiente	60	47	2	36	69	4
Wh+r (gr)	11.93	12.48	11.35	11.94	11.88	11.58
Ws+r (gr)	10.73	11.14	10.17	10.7	10.73	10.45
recipiente (gr)	6.05	6.25	6.05	6.25	6.29	5.99
Ww (gr)	1.2	1.34	1.18	1.24	1.15	1.13
Ws	4.68	4.89	4.12	4.45	4.44	4.46
w%	25.64	27.40	28.64	27.87	25.90	25.34
Límite Plástico	26.52		28.25		25.62	
Índice de plasticidad	28.08		27.85		29.98	

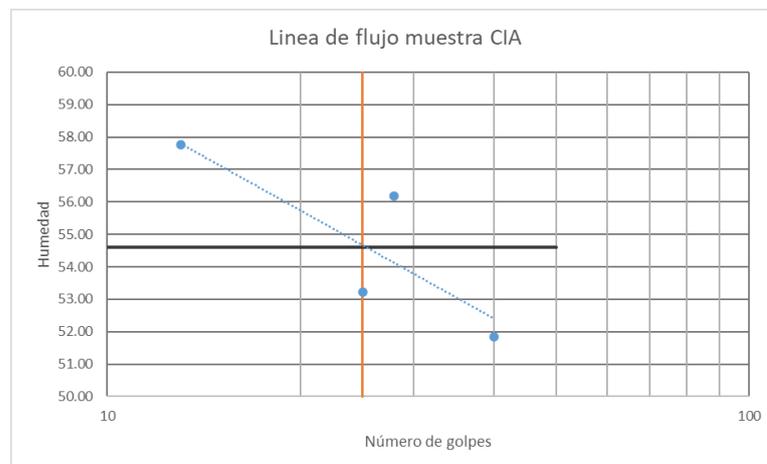


Figura 6.1: Línea de flujo para límite líquido en muestra C1A.

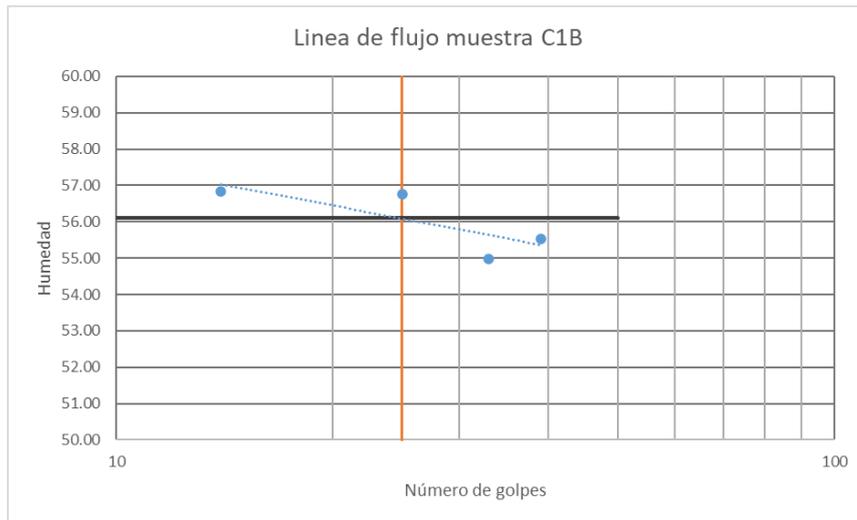


Figura 6.2 Línea de flujo para limite liquido en muestra C1B.

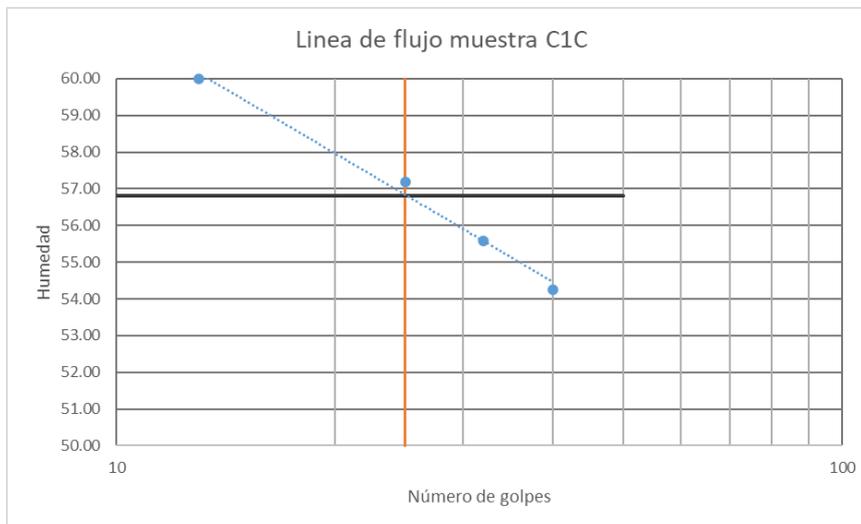


Figura 6.3: Línea de flujo para limite liquido en muestra C1A.

Tabla 6.3: Datos del ensayo de límite líquido en calicata 2

CALICATA 2	Muestra C2A			Muestra C2B		
No. De Ensayo	1	2	3	1	2	3
No. Recipiente	12	78	47	36	3	56
Wh+r (gr)	13.31	14.21	14.48	19.4	20.41	16.18
Ws+r (gr)	10.8	11.34	11.4	14.68	15.27	12.57
recipiente (gr)	6.17	6.3	6.06	6.28	6.36	6.03
Ww (gr)	2.51	2.87	3.08	4.72	5.14	3.61
Ws	4.63	5.04	5.34	8.4	8.91	6.54
w%	54.21	56.94	57.68	56.19	57.69	55.20
No. De golpes	40	27	19	28	13	25
Log (No. De golpes)	1.60	1.43	1.28	1.45	1.11	1.40
Límite Líquido	56.60			56.00		

Tabla 6.4: Datos del ensayo de límite plástico en calicata 2

CALICATA 2	Muestra C2A		Muestra C2B	
No. De Ensayo	1	2	1	2
No. Recipiente	17	29	60	47
Wh+r (gr)	12.29	11.46	11.45	12.05
Ws+r (gr)	10.92	10.25	10.3	10.73
recipiente (gr)	6.26	5.99	6.05	5.99
Ww (gr)	1.37	1.21	1.15	1.32
Ws	4.66	4.26	4.25	4.74
w%	29.40	28.40	27.06	27.85
Límite plástico	28.90		27.45	
Índice de plasticidad	27.70		28.55	

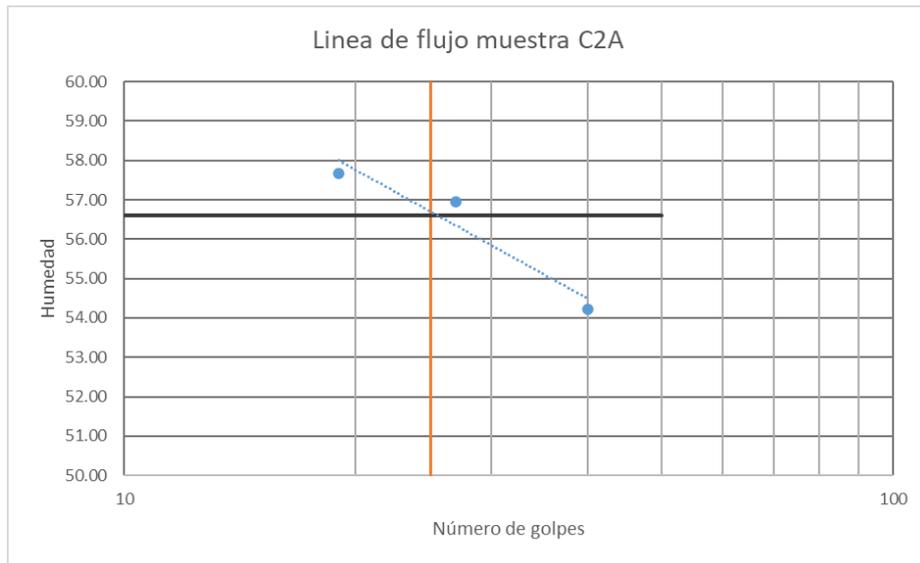


Figura 6.4: Línea de flujo para limite liquido en muestra C2A.

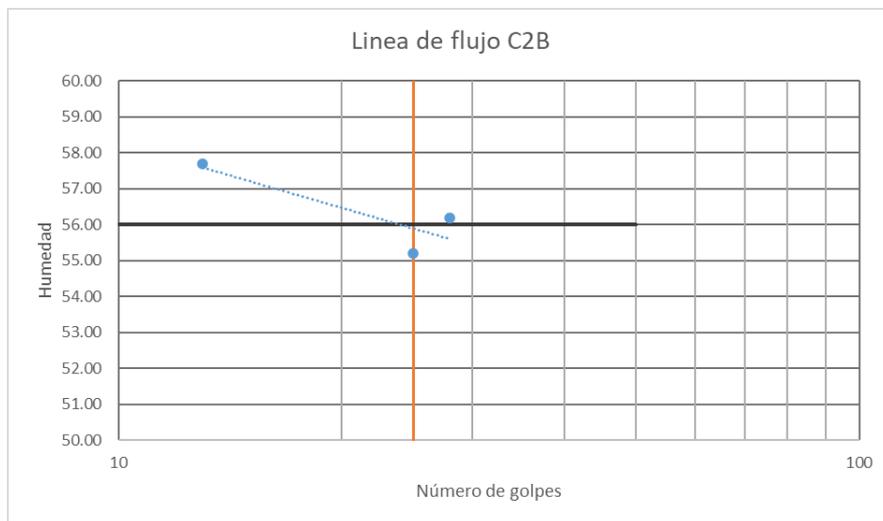


Figura 6.5: Línea de flujo para limite liquido en muestra C2A.

Tabla 6.5: Datos de granulometría en muestra C2B.

Tamiz	Apertura (mm)	Peso Parcial (g)	% Retenido	% Retenido acumulado	% Que pasa
3/4	19.07	134.78	18.50%	18.50%	81.50%
3/8	9.52	122.39	16.80%	35.31%	64.69%
4	6.350	83.92	11.52%	46.83%	53.17%
8	3.175	72.91	10.01%	56.84%	43.16%
16	1.588	82.11	11.27%	68.11%	31.89%
30	0.847	92.98	12.77%	80.88%	19.12%

50	0.508	68.99	9.47%	90.35%	9.65%
100	0.254	21.9	3.01%	93.36%	6.64%
200	0.127	8.2	1.13%	94.48%	5.52%
fondo		40.17	5.52%	100.00%	0.00%
Total		728.35			

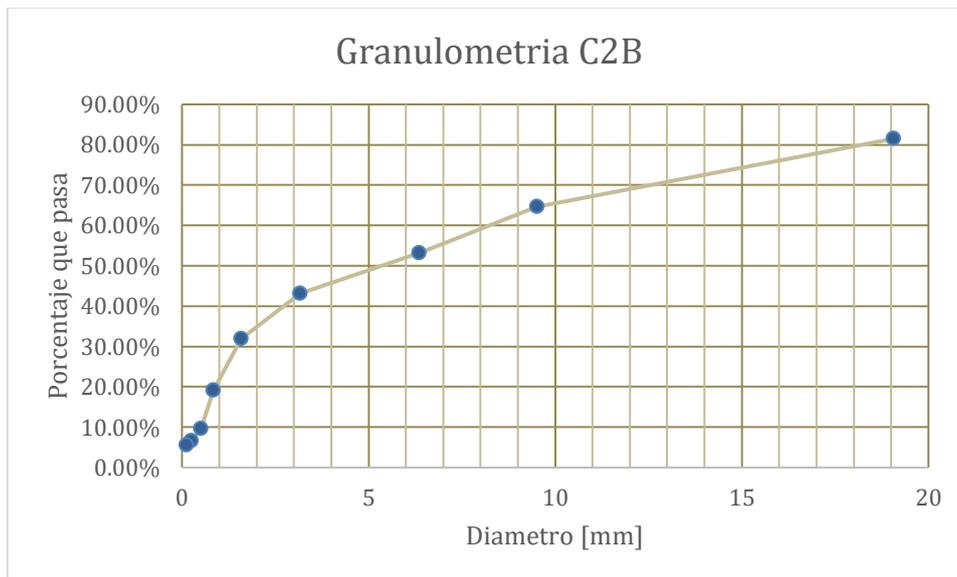


Figura 6.6: Grafico de granulometría en muestra C2B.

Tabla 6.6: Cálculos granulométricos de muestra C2B.

D60	6.85
D30	0.52
D10	1.48
Cu	4.64
Cc	0.61

Tabla 6.7: Datos de granulometría en muestra C2B.

Tamiz	Apertura (mm)	Peso Parcial (g)	% Retenido	% Retenido acumulado	% Que pasa
1 1/2	38.100	408	10.88%	10.88%	89.12%
1	25.4	592	15.79%	26.68%	73.32%
3/4	19.050	444	11.84%	38.52%	61.48%
1/2	12.700	628	16.75%	55.27%	44.73%
3/8	9.525	460	12.27%	67.54%	32.46%

4	6.350	724	19.31%	86.85%	13.15%
50	0.508	465.93	12.43%	99.28%	0.72%
100	0.254	13.78	0.37%	99.65%	0.35%
200	0.127	7.22	0.19%	99.84%	0.16%
fondo		5.89	0.16%	100.00%	0.00%
Total		3748.82			

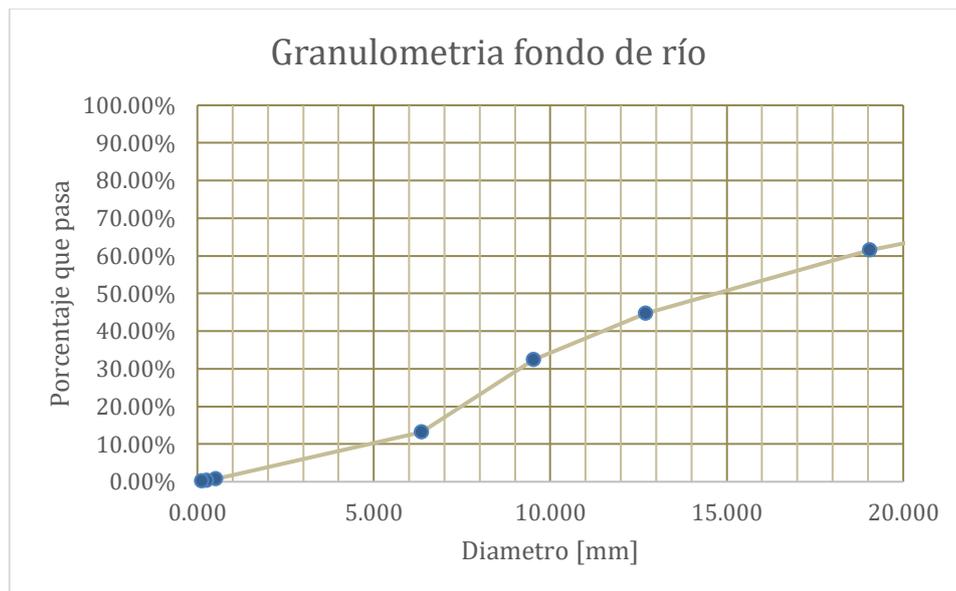


Figura 6.7: Grafico de granulometría en muestra del fondo del río.

Tabla 6.8: Cálculos granulométricos de muestra fondo del río.

D60	18.49
D30	4.87
D10	9.12
Cu	2.03
Cc	0.92

Tabla 6.9 Parámetros utilizados en el primer desarrollo del Muskingum

Reach	Muskingum K (Hr)	Muskingum X
Re1	0.40388	0.3
Re2	0.67842	0.3
Re3	0.88084	0.3
Re4	0.62305	0.3
Re5	0.23989	0.3
Re6	0.32389	0.3
Re7	0.52122	0.3
Re8	1.23386	0.3
Re9	0.32988	0.3
Re10	0.63623	0.3
Re11	0.56444	0.3
Re12	0.22177	0.3
Re13	0.27092	0.3
Re14	1.06288	0.3
Re15	1.2154	0.3

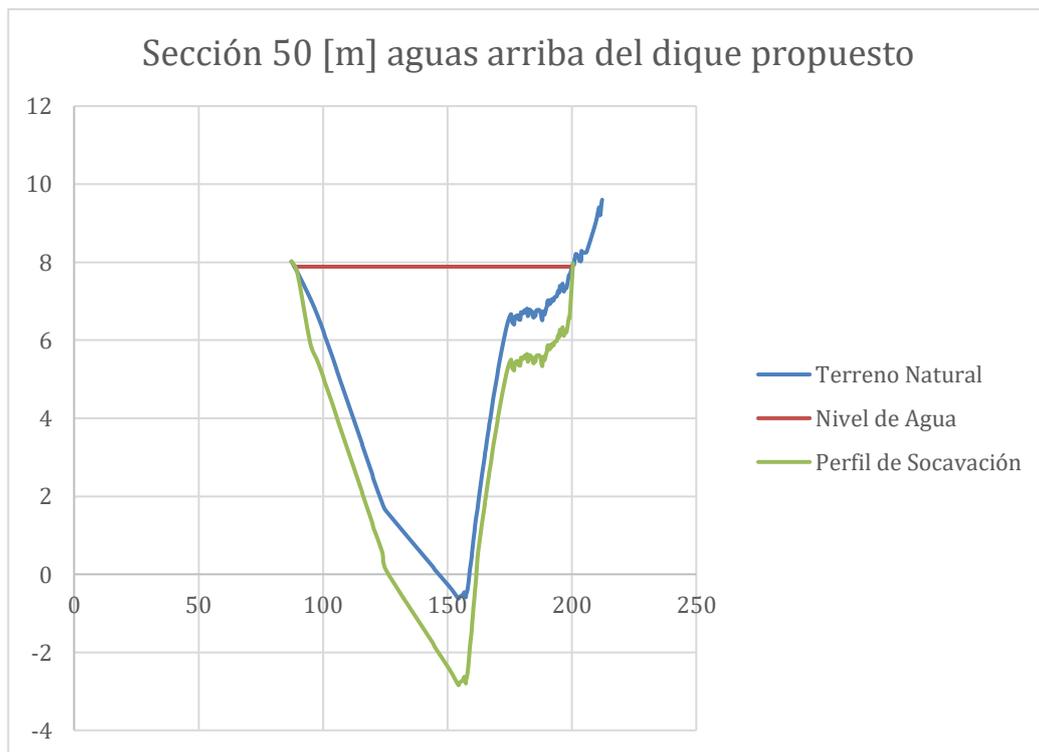


Figura 6.8 Sección 50 metros aguas arriba del dique propuesto

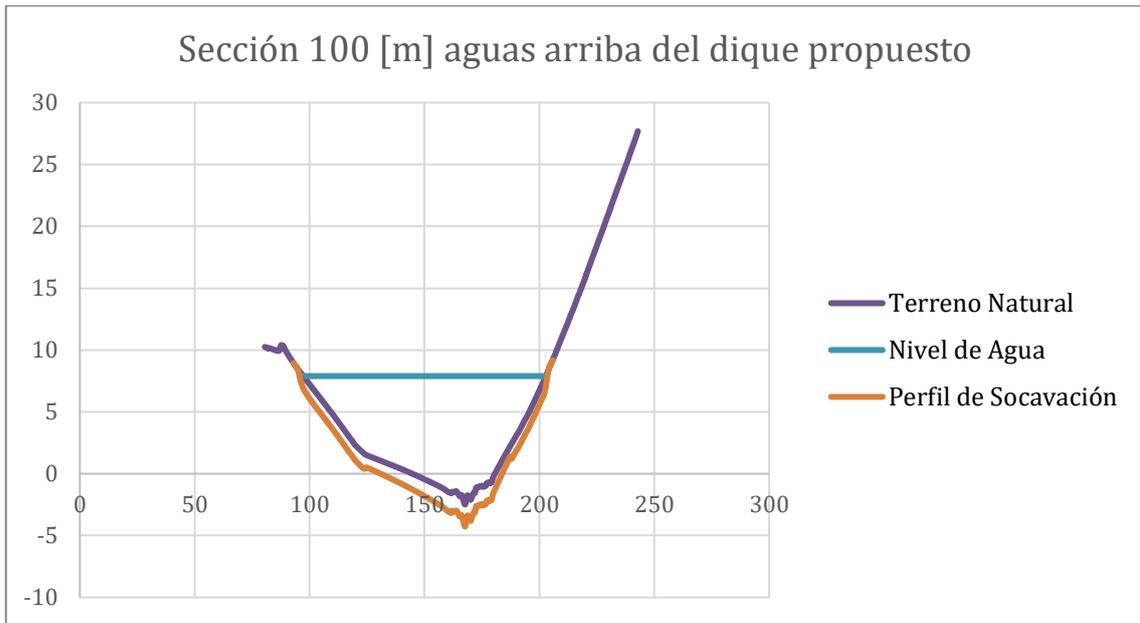


Figura 6.9 Sección 100 metros aguas arriba del dique propuesto



Figura 6.10 Sección 50 metros aguas abajo del dique propuesto

Tabla 6.10 APU rubro 1.1

RUBRO		1.1			
DETALLE		Replanteo y nivelación			
					Unidad
					m2
EQUIPO Y HERRAMIENTA					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo
Equipo topográfico	1	1.87	1.87	0.2	0.374
Herramientas menores (5% MO)					0.0612
Subtotal M					0.4352
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo
Cadenero	1	3.87	3.87	0.15	0.5805
Topógrafo	1	4.29	4.29	0.15	0.6435
Subtotal N					1.224
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	P Unitario	Costo	
Estacas	Global	1	0.22	0.22	
subtotal O					
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	P Unitario	Costo	
Subtotal P					
Total costo directo (M+N+O+P)					1.8792
Costo indirecto (20%)					0.37584
Valor total					2.25504

Tabla 6.11 APU rubro 1.2

RUBRO		1.2			
DETALLE		Limpieza de terreno			
				Unidad	m2
EQUIPO Y HERRAMIENTA					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo
Herramientas menores (5% MO)					0.05362
Subtotal M					0.05362
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo
Peón	1	3.83	3.83	0.28	1.0724
Subtotal N					1.0724
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	P Unitario	Costo	
subtotal O					
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	P Unitario	Costo	
Subtotal P					
Total costo directo (M+N+O+P)					1.12602
Costo indirecto (20%)					0.225204
Valor total					1.351224

Tabla 6.12 APU rubro 2.1

RUBRO	2.1				
DETALLE	Excavación a maquinaria				
				Unidad	m3
EQUIPO Y HERRAMIENTA					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo
Seguridad industrial (2% MO)					0.042194
Herramientas menores (5% MO)					0.105485
Excavadora de oruga	1	50	50	0.17	8.5
Subtotal M					8.647679
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo
Peón	1	3.83	3.83	0.17	0.6511
Maestro de obra	1	4.29	4.29	0.17	0.7293
Operador. de excavadora	1	4.29	4.29	0.17	0.7293
Subtotal N					2.1097
MATERIALES					
Descripción		Unidad	Cantidad	P Unitario	Costo
Cintas de cercado y protecciones		u	0.1	14.32	1.432
subtotal O					1.432
TRANSPORTE					
Descripción		Unidad	Cantidad	P Unitario	Costo
Subtotal P					
				Total costo directo (M+N+O+P)	
					12.189379
				Costo indirecto (20%)	
					2.4378758
				Valor total	
					14.6272548

Tabla 6.13 APU rubro 2.2

RUBRO		2.2				
DETALLE		Desalojo de material				
					Unidad	m3/km
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo	
Herramientas menores (5% MO)					0.00187427	
Volqueta	1	30	30	0.00667	0.2001	
Subtotal M					0.20197427	
MANO DE OBRA						
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo	
Chofer de volqueta	1	5.62	5.62	0.00667	0.0374854	
Subtotal N					0.0374854	
MATERIALES						
Descripción		Unidad	Cantidad	P Unitario	Costo	
subtotal O						
TRANSPORTE						
Descripción		Unidad	Cantidad	P Unitario	Costo	
Subtotal P						
Total costo directo (M+N+O+P)					0.23945967	
Costo indirecto (20%)					0.04789193	
Valor total					0.2873516	

Tabla 6.14 APU rubro 2.3

RUBRO		2.3				
DETALLE		Relleno compactado material de arcilla para núcleo impermeable.				
				Unidad	m3	
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
descripción	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo	
Seguridad industrial (2% de MO)					0.01474667	
Herramientas menores (5% MO)					0.03686667	
Rodillo vibratorio liso	1	35	35	0.0333	1.16666667	
Retroexcavadora	1	35	35	0.0333	1.16666667	
Excavadora de oruga	1	50	50	0.0333	1.66666667	
Camión cisterna	1	18	18	0.0333	0.6	
Subtotal M					4.65161333	
MANO DE OBRA						
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo	
Peón	1	3.83	3.83	0.0333	0.12766667	
Operador de rodillo	1	4.09	4.09	0.0333	0.13633333	
Operador de retroexcavadora	1	4.29	4.29	0.0333	0.143	
Operador de excavadora de oruga	1	4.29	4.29	0.0333	0.143	
Chofer tanquero	1	5.62	5.62	0.0333	0.18733333	
Subtotal N					0.73733333	
MATERIALES						
Descripción	Unidad	Cantidad	P Unitario	Costo		
subtotal O						
TRANSPORTE						
Descripción	Unidad	Cantidad	P Unitario	Costo		
Subtotal P						
				Total costo directo (M+N+O+P)		5.38894667
				Costo indirecto (20%)		1.07778933
				Valor total		6.466736

Tabla 6.15 APU rubro 2.4

RUBRO		2.4			
DETALLE		Relleno compactado material arena para cuerpo de taludes permeables.			
				Unidad	m3
EQUIPO Y HERRAMIENTA					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo
Seguridad industrial (2% de MO)					0.0141568
Herramientas menores (5% MO)					0.035392
Rodillo vibratorio liso	1	35	35	0.0320	1.12
Retroexcavadora	1	35	35	0.0320	1.12
Excavadora de oruga	1	50	50	0.0320	1.6
Camión cisterna	1	18	18	0.0320	0.576
Subtotal M					4.4655488
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad		Costo hora	Rendimiento	Costo
Peón	1	3.83	3.83	0.0320	0.12256
Operador de rodillo	1	4.09	4.09	0.0320	0.13088
Operador de retroexcavadora	1	4.29	4.29	0.0320	0.13728
Operador de excavadora de oruga	1	4.29	4.29	0.0320	0.13728
Chofer tanquero	1	5.62	5.62	0.0320	0.17984
Subtotal N					0.70784
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	P Unitario	Costo	
subtotal O					
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	P Unitario	Costo	
Subtotal P					
				Total costo directo (M+N+O+P)	
				5.1733888	
				Costo indirecto (20%)	
				1.03467776	
				Valor total	
				6.20806656	

Tabla 6.16 APU rubro 2.5

RUBRO		2.5				
DETALLE		Relleno y compactación material de préstamo para mejoramiento.				
				Unidad	m3	
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo	
Seguridad industrial (2% de MO)					0.0078144	
Herramientas menores (5% MO)					0.019536	
Compactador manual	1	28	28	0.0320	0.896	
Volqueta	1	30	30	0.0320	0.96	
Excavadora de oruga	1	50	50	0.0320	1.6	
Subtotal M					3.4833504	
MANO DE OBRA						
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo	
Peón	1	3.83	3.83	0.0320	0.12256	
Operador de compactadora	1	4.09	4.09	0.0320	0.13088	
Operador de excavadora de oruga	1	4.29	4.29	0.0320		
Chofer volqueta	1	5.62	5.62	0.0320	0.13728	
					0	
Subtotal N					0.39072	
MATERIALES						
Descripción	Unidad	Cantidad	P Unitario	Costo		
Material de mejoramiento	m3	1.25	15	18.75		
subtotal O					18.75	
TRANSPORTE						
Descripción	Unidad	Cantidad	P Unitario	Costo		
Subtotal P						
				Total costo directo (M+N+O+P)		22.6240704
				Costo indirecto (20%)		4.52481408
				Valor total		27.1488845

Tabla 6.17 APU rubro 3.1

RUBRO		3.1				
DETALLE		Replanto esp= 5cm				
					Unidad	m3
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo	
Seguridad industrial (2% de MO)					0.02733827	
Herramientas menores (5% MO)					0.06834569	
Concretera	1	4.38	4.38	0.1143	0.500634	
					0	
					0	
Subtotal M					0.59631796	
MANO DE OBRA						
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo	
Peón	2	3.83	7.66	0.1143	0.875538	
Albañil	1	3.87	3.87	0.1143	0.442341	
Maestro mayor	0.1	4.29	0.429	0.1143	0.0490347	
					0	
					0	
Subtotal N					1.3669137	
MATERIALES						
Descripción	Unidad	Cantidad	P Unitario	Costo		
Cemento	kg	16.84	0.18	3.0312		
Arena	m3	0.03	14.08	0.4224		
Piedra	m3	0.05	12.9	0.645		
Agua	m3	0.01	1.24	0.0124		
Tira semidura encofrado	u	0.25	1.92	0.48		
subtotal O					4.591	
TRANSPORTE						
Descripción	Unidad	Cantidad	P Unitario	Costo		
Transporte de cemento	ton-km	0.84	0.17	0.1428		
Transporte de arena	m3-km	1.5	0.24	0.36		
Transporte de piedra	m3-km	2.5	0.24	0.6		
Subtotal P					1.1028	
Total costo directo (M+N+O+P)					7.65703166	
Costo indirecto (20%)					1.53140633	
Valor total					9.18843799	

Tabla 6.18 APU rubro 3.3

RUBRO		3.3			
DETALLE		Hormigón armado muro de contención (Incluido encofrado)			
				Unidad	m3
EQUIPO Y HERRAMIENTA					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo
Herramientas menores (5% MO)					3.60191
Concreteira	1	4.38	4.38	1.0300	4.5114
Vibrador	2	3.84	7.68	1.0300	7.9104
Subtotal M					16.02371
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo
Peón	14	3.83	53.62	1.0300	55.2286
Albañil	2	3.87	7.74	1.0300	7.9722
Maestro mayor	1	4.29	4.29	1.0300	4.4187
Carpintero	1	3.87	3.87	1.0300	4.4187
					0
Subtotal N					72.0382
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	P Unitario	Costo	
Cemento	kg	524	0.18	94.32	
Arena gruesa	m3	0.6	14.08	8.448	
Piedra	m3	0.9	12.9	11.61	
Agua	m3	0.28	1.24	0.3472	
Encofrado	u	1	17.28	17.28	
subtotal O					132.0052
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	P Unitario	Costo	
Transporte de cemento	ton-km	26.3	0.17	4.471	
Transporte de arena	m3-km	30	0.24	7.2	
Transporte de piedra	m3-km	45	0.24	10.8	
Transportes varios	m3-km	1	0.61		
Subtotal P					22.471
Total costo directo (M+N+O+P)					242.53811
Costo indirecto (20%)					48.507622
Valor total					291.045732

Tabla 6.19 APU rubro 3.4

RUBRO		3.4			
DETALLE		Hormigón para recubrimiento de vertedero			
				Unidad	m3
EQUIPO Y HERRAMIENTA					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo
Herramientas menores (5% MO)					3.60191
Concreteira	1	4.38	4.38	1.0300	4.5114
Vibrador	2	3.84	7.68	1.0300	7.9104
Subtotal M					16.02371
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo
Peón	14	3.83	53.62	1.0300	55.2286
Albañil	2	3.87	7.74	1.0300	7.9722
Maestro mayor	1	4.29	4.29	1.0300	4.4187
Carpintero	1	3.87	3.87	1.0300	4.4187
					0
Subtotal N					72.0382
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	P Unitario	Costo	
Cemento	kg	524	0.18	94.32	
Arena gruesa	m3	0.6	14.08	8.448	
Piedra	m3	0.9	12.9	11.61	
Agua	m3	0.28	1.24	0.3472	
subtotal O					114.7252
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	P Unitario	Costo	
Transporte de cemento	ton-km	26.3	0.17	4.471	
Transporte de arena	m3-km	30	0.24	7.2	
Transporte de piedra	m3-km	45	0.24	10.8	
Transportes varios	m3-km	1	0.61	0.61	
Subtotal P					23.081
Total costo directo (M+N+O+P)					225.86811
Costo indirecto (20%)					45.173622
Valor total					271.041732

Tabla 6.20 APU rubro 3.5

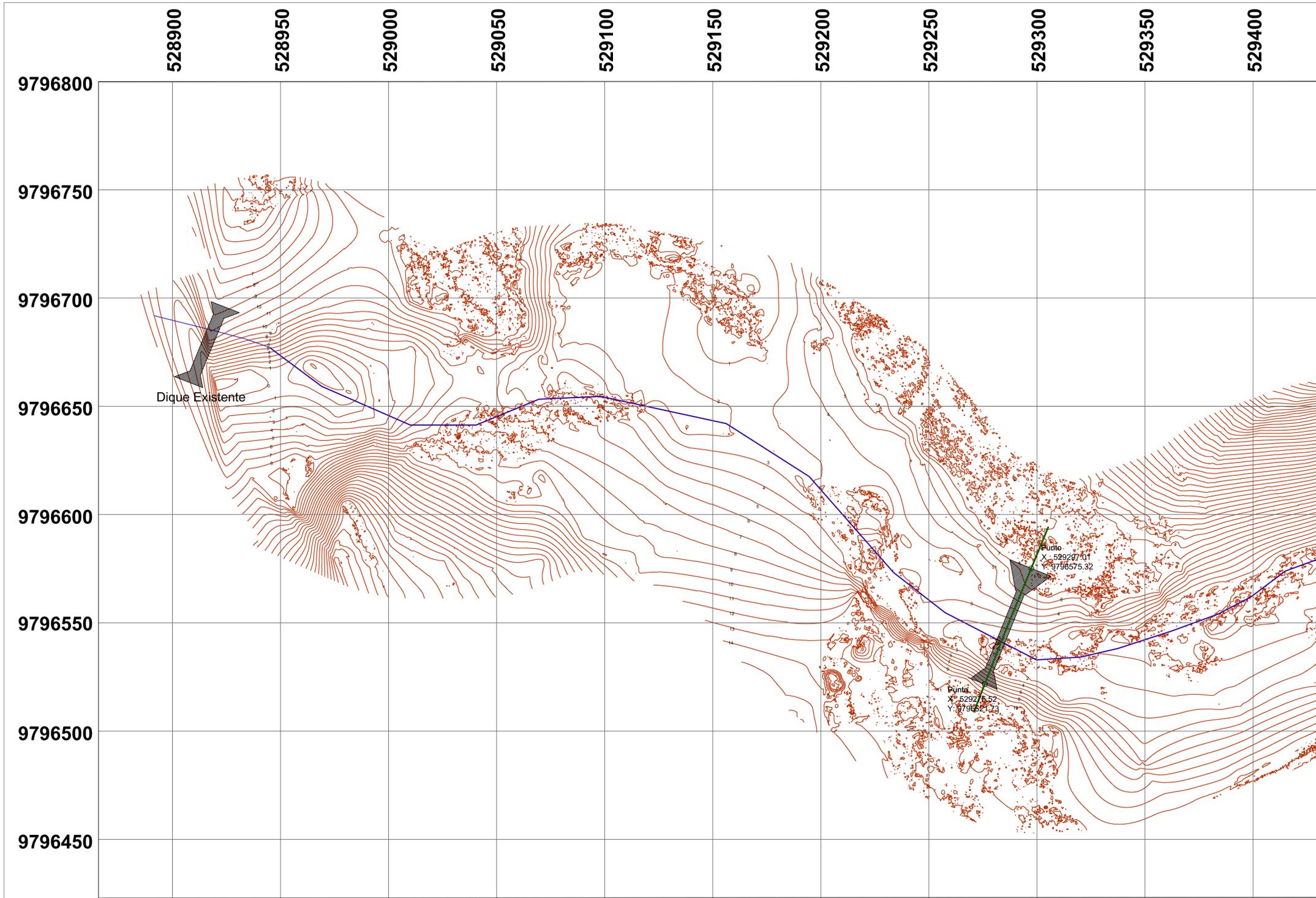
RUBRO		3.5				
DETALLE		Varilla ϕ 10 mm				
					Unidad	kg
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo	
Herramientas menores (5% MO)					0.0363069	
Cortadora	1	1.25	1.25	0.0459	0.057375	
					0	
Subtotal M					0.0936819	
MANO DE OBRA						
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo	
Peón	2	3.83	7.66	0.0459	0.351594	
Fierrero	1	3.87	3.87	0.0459	0.177633	
Maestro mayor	1	4.29	4.29	0.0459	0.196911	
					0	
Subtotal N					0.726138	
MATERIALES						
Descripción	Unidad	Cantidad	P Unitario	Costo		
Acero de refuerzo fy = 4200	kg	1.03	1.39	1.4317		
Alambre recocido 18	kg	0.05	2.06	0.103		
subtotal O					1.5347	
TRANSPORTE						
Descripción	Unidad	Cantidad	P Unitario	Costo		
Transporte Carga Pesada	ton-km	0.05	0.17	0.0085		
Subtotal P					0.0085	
Total costo directo (M+N+O+P)					2.3630199	
Costo indirecto (20%)					0.47260398	
Valor total					2.83562388	

Tabla 6.21 APU rubro 4.1

RUBRO		4.1				
DETALLE		Protección de escollera				
					Unidad	m3
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo	
Herramientas menores (5% MO)					0.02672	
Volqueta	1	30	30	0.0320	0.96	
Excavadora de oruga	1	50	50	0.0320	1.6	
Subtotal M					2.58672	
MANO DE OBRA						
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo	
Peón	1	3.83	3.83	0.0320	0.12256	
Maestro mayor	1	4.29	4.29	0.0320	0.13728	
Operador de excavadora de oruga	1	4.29	4.29	0.0320	0.13728	
Chofer volqueta	1	5.62	5.62	0.0320	0.13728	
					0	
Subtotal N					0.5344	
MATERIALES						
Descripción	Unidad	Cantidad	P Unitario	Costo		
Escollera con piedra de 6"	m3	1.25	17.85	22.3125		
subtotal O					22.3125	
TRANSPORTE						
Descripción	Unidad	Cantidad	P Unitario	Costo		
Subtotal P						
Total costo directo (M+N+O+P)					25.43362	
Costo indirecto (20%)					5.086724	
Valor total					30.520344	

PLANO DE IMPLANTACIÓN DEL DIQUE

ESC. 1:1500



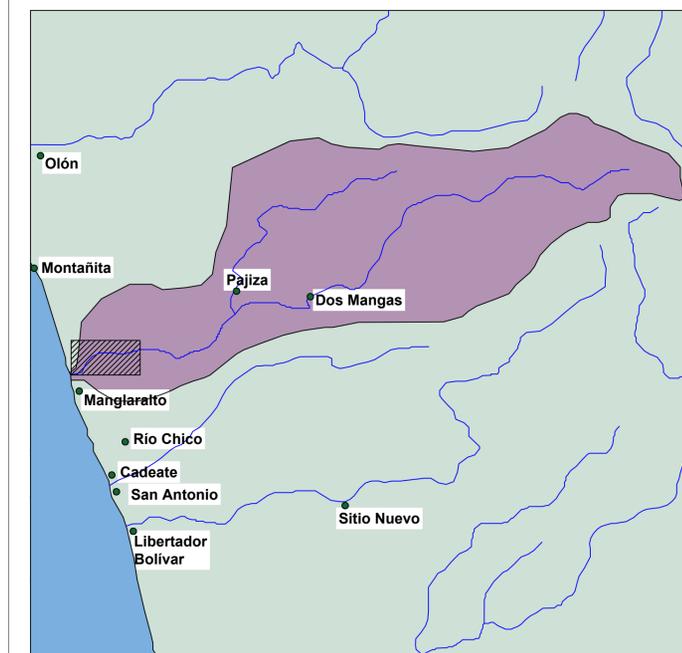
SIMBOLOGÍA	
	Eje transversal
	Río Manglaralto
	Coordenadas
	Curvas de nivel
	Dique

ESPECIFICACIONES	
1.	Hormigón de $f'c = 21$ Mpa
2.	Acero de $f_y = 420$ Mpa
3.	Para el cuerpo de arcilla impermeable, el suelo no debe ser arcilla expansiva y cumplir con los límites de Atterberg junto con las especificaciones, expuestas en la memoria técnica.
4.	El relleno puede ser obtenido del sitio siempre y cuando sea compactable y cumpla con las especificaciones expuestas en la memoria técnica o sea extraída del lugar propuesto.

UBICACIÓN



SUB CUENCA RÍO MANGLARALTO



ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

PROYECTO: Diseño de un dique en el río Manglaralto cerca del sector "La Esperanza", para aprovechamiento hídrico de la parroquia.

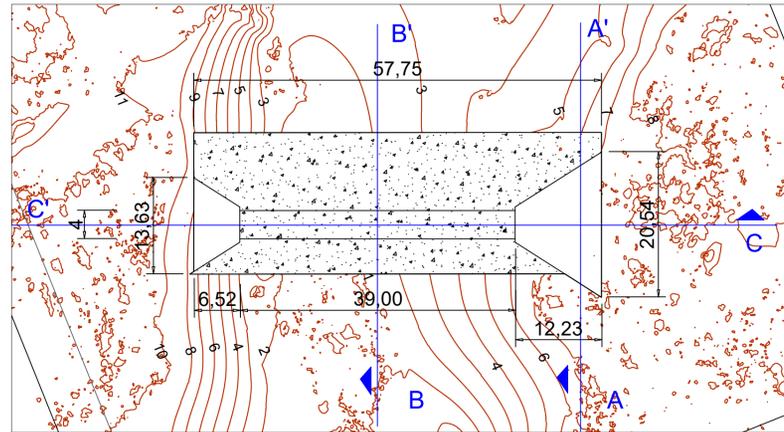
Contenido: Ubicación e implantación

Coordinador de Materia Integradora: Ph.D Andres Danilo Velastegui Montoya	Tutor de Conocimientos : Ph.D Mijail Arias Hidalgo	Estudiantes: Amílcar Fidel Valdivieso Toledo Oswaldo Simón Vélez Villacis	Fecha de emisión: 25 de agosto, 2023
Tutor de Materia Integradora: MSc. Ingrid Tatiana Orta Zambrano		Límina: 1/3	Escala: Indicadas

PLANO DE VISTAS Y CORTES

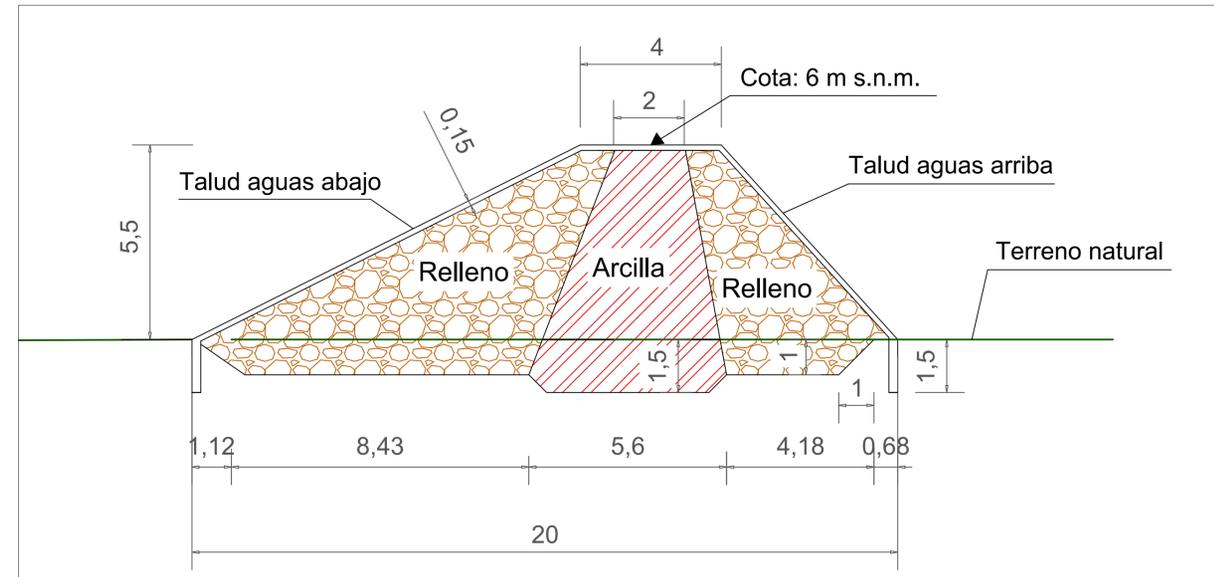
Vista superior

ESC. 1:50



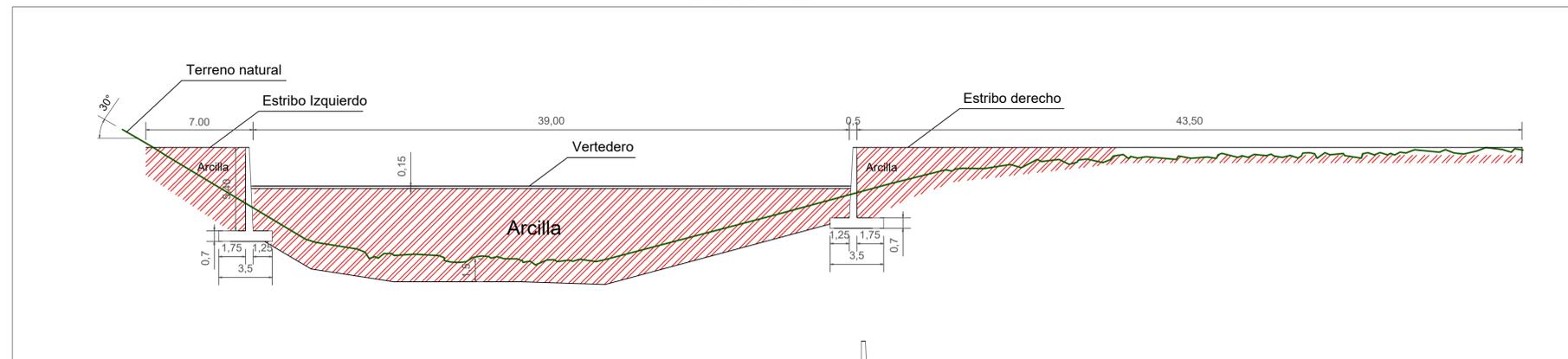
Corte B'-B

ESC. 1:10



Corte C'-C

ESC. 1:20

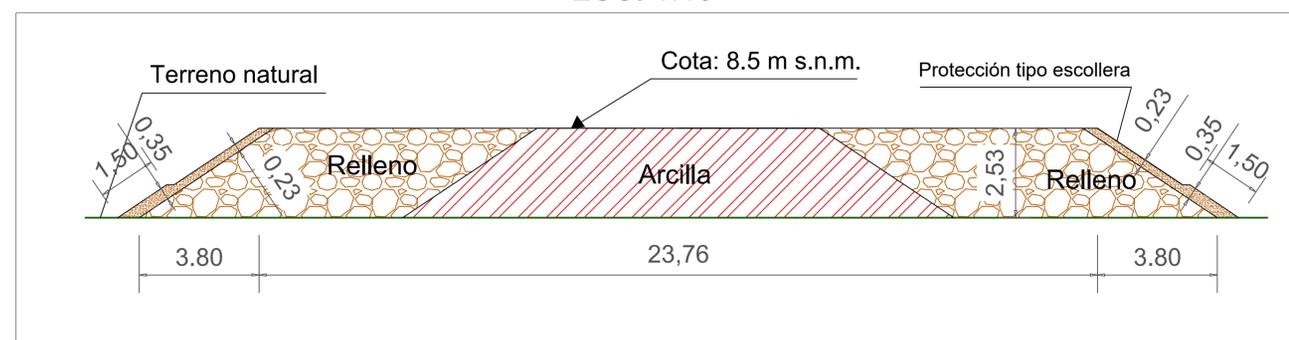


ESPECIFICACIONES

- Hormigón de $f'c = 21$ Mpa
- Acero de $f_y = 420$ Mpa
- Para el cuerpo de arcilla impermeable, el suelo no debe ser arcilla expansiva y cumplir con los límites de Atterberg junto con las especificaciones expuestas en la memoria técnica.
- El relleno puede ser obtenido del sitio siempre y cuando sea compactable y cumpla con las especificaciones expuestas en la memoria técnica o sea extraída del lugar propuesto.

Corte A'-A

ESC. 1:10



SIMBOLOGÍA

	Terreno natural
	Cortes
	Arcilla
	Relleno
	Hormigón
	Protecciones

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

PROYECTO: Diseño de un dique en el río Manglaralto cerca del sector "La Esperanza", para aprovechamiento hídrico de la parroquia.

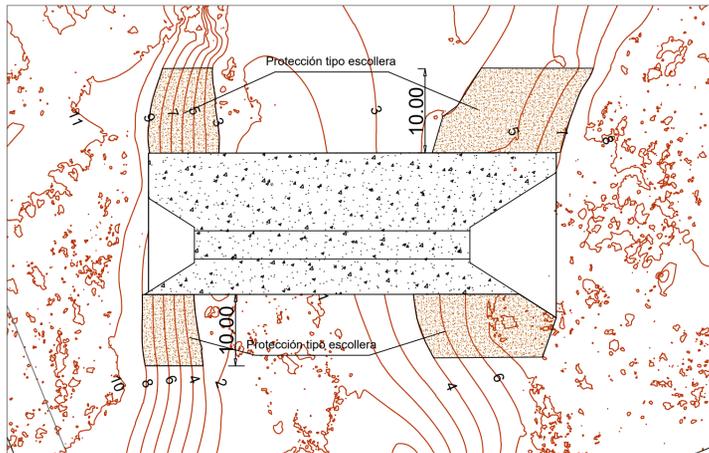
Contenido: Vistas y Cortes

Coordinador de Materia Integradora: Ph.D Andres Danilo Velastegui Montoya	Tutor de Conocimientos : Ph.D Mijail Arias Hidalgo	Estudiantes: Amílcar Fidel Valdivieso Toledo Oswaldo Simón Vélez Villacis	Fecha de emisión: 25 de agosto, 2023
Tutor de Materia Integradora: MSc. Ingrid Tatiana Orta Zambrano		Límina: 2/3	Escala: Indicadas

PLANO ESTRUCTURAL

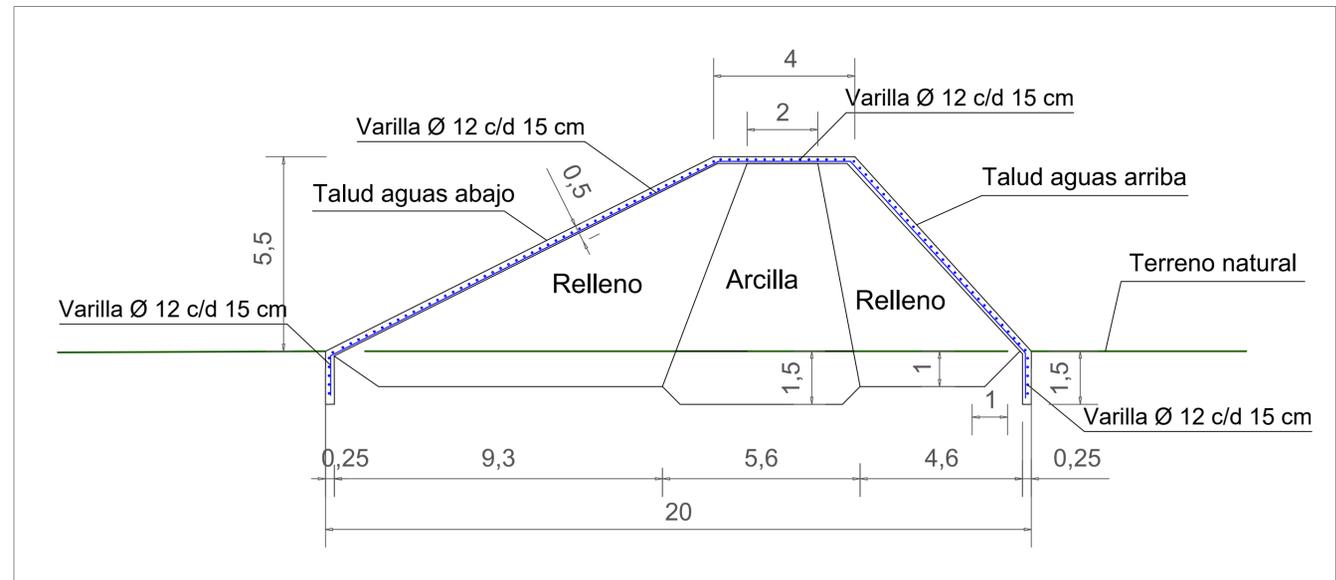
Vista superior

ESC. 1:50

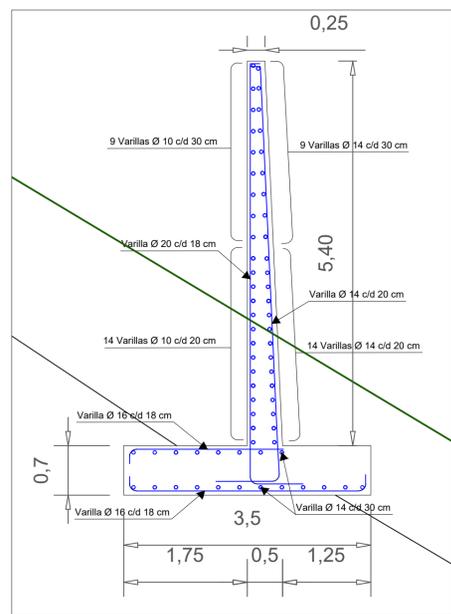


Corte B'-B

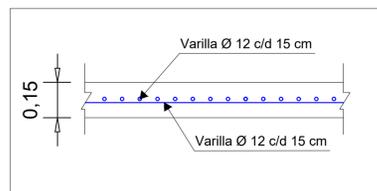
ESC. 1:10



ESC. 1:5

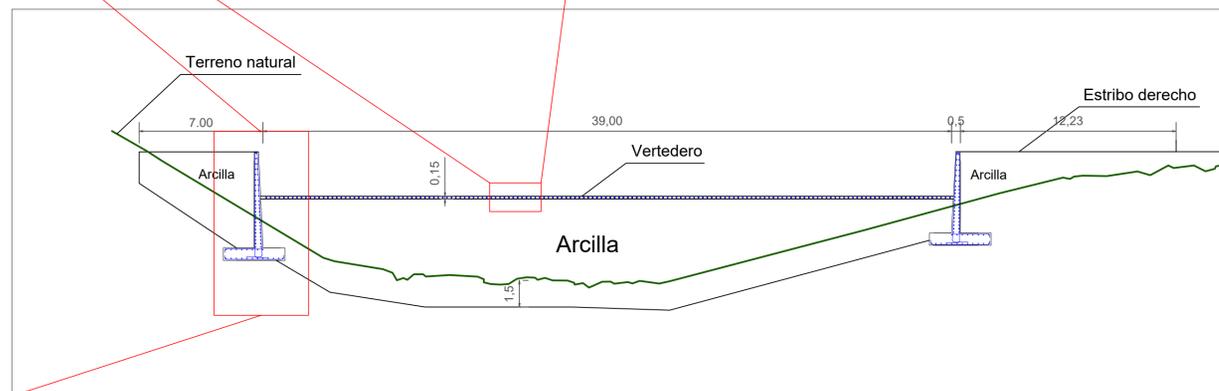


ESC. 1:5



Corte C'-C

ESC. 1:20



ESPECIFICACIONES

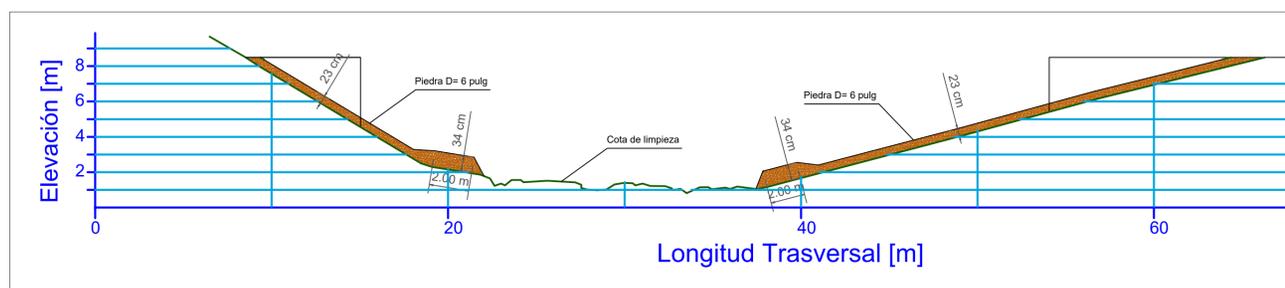
- Hormigón de $f'c = 21$ Mpa
- Acero de $f_y = 420$ Mpa
- Para el cuerpo de arcilla impermeable, el suelo no debe ser arcilla expansiva y cumplir con los límites de Atterberg junto con las especificaciones, expuestas en la memoria técnica.
- El relleno puede ser obtenido del sitio siempre y cuando sea compactable y cumpla con las especificaciones expuestas en la memoria técnica o sea extraída del lugar propuesto.

SIMBOLOGÍA

	Terreno natural
	Cortes
	Arcilla
	Relleno
	Hormigón
	Protecciones

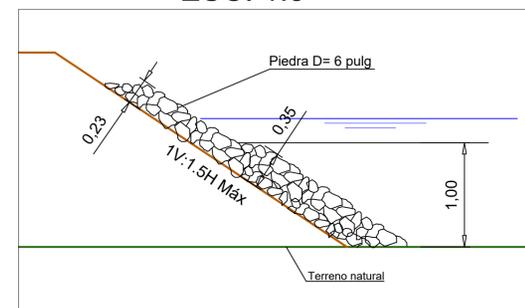
Protecciones de escollera y cota de limpieza

ESC. 1:10



Protecciones

ESC. 1:5



ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

PROYECTO: Diseño de un dique en el río Manglaralto cerca del sector "La Esperanza", para aprovechamiento hídrico de la parroquia.

Contenido: Estructural y cortes

Coordinador de Materia Integradora: Ph.D Andres Danilo Velastegui Montoya	Tutor de Conocimientos: Ph.D Mijail Arias Hidalgo	Estudiantes: Amílcar Fidel Valdivieso Toledo Oswaldo Simón Vélez Villacis	Fecha de emisión: 25 de agosto, 2023
Tutor de Materia Integradora: MSc. Ingrid Tatiana Orta Zambrano		Límina: 1/2	Escala: Indicadas