



UNIVERSIDAD
DE LA REPÚBLICA
URUGUAY



FACULTAD DE
INGENIERÍA
UDELAR

Diseño de un sistema de riego en la cuenca del río San Salvador

Facundo, Galletta

Luciano, López

Nicolás, Castro

Proyecto de grado presentado a la Facultad de Ingeniería de la Universidad de la
Republica

en cumplimiento parcial de los requerimientos para la obtención del título de Ingeniero
Civil

Tutores:

Alejandra De Vera

Christián Chreties

Raúl López

Tribunal:

Pablo Santoro

Julieta López

Eugenio Lorenzo

Montevideo, Uruguay

Febrero de 2025

Índice

1	Introducción	6
1.1	Objetivo general	6
1.2	Objetivos específicos.....	6
1.3	Alcance	6
2	Descripción de la zona de estudio	7
2.1	Ubicación	7
2.2	Información general de la zona	8
2.3	Información de base para el proyecto.....	10
2.4	Descripción del sistema de abastecimiento existente	19
3	Evaluación del funcionamiento del sistema actual	23
3.1	Toma de extracción T1.....	23
3.2	Almacenamiento de la represa R1.....	26
3.3	Resumen del funcionamiento del sistema actual	27
4	Análisis y selección de alternativa a diseñar	28
4.1	Descripción de Alternativas	28
4.2	Análisis multicriterio entre las alternativas II y III.....	34
4.3	Resumen y selección de la alternativa a diseñar	34
5	Caracterización del sistema a diseñar	35
5.1	Clasificación del tipo de represa.....	35
5.2	Suelos en la zona de implantación de la represa.....	36
5.3	Cuencas hidrológicas	41
6	Análisis de variables hidro-meteorológicas	43
6.1	Variables meteorológicas	43
6.2	Caudal Ambiental	47
6.3	Disponibilidad media de agua en la cuenca de la Cañada S/N.....	49
6.4	Disponibilidad de agua en el río San Salvador	50
6.5	Avenida de proyecto.....	54
7	Volumen de almacenamiento y manejo de sistema	57
7.1	Criterios generales de modelación de balance hídrico.....	57
7.2	Uso de cada embalse.....	57
7.3	Recarga a cada embalse.....	58
7.4	Criterios de grado de satisfacción del sistema.....	59
7.5	Ajuste de la cota de vertido en el embalse nuevo.....	60
7.6	Detalle del funcionamiento para la cota de vertido definida	65
7.7	Recomendaciones de manejo del riego.....	69
8	Diseño de aliviaderos.....	75

8.1	Elección de tipo de aliviadero y ubicación	75
8.2	Tránsito de avenidas	76
8.3	Trazado y funcionamiento de aliviaderos.....	78
8.4	Movimiento de suelos.....	81
9	Diseño de represa de materiales sueltos	82
9.1	Cotas de Diseño.....	82
9.2	Selección de materiales	84
9.3	Estudio de estabilidad de la presa.....	86
9.4	Drenes y filtros	91
9.5	Obra de toma y de descarga	97
9.6	Obra de descarga de caudal ambiental	104
9.7	Enrocado.....	108
10	Diseño de sistema de bombeo	111
10.1	Obra de toma desde el río San Salvador.....	111
10.2	Pozo de bombeo	112
10.3	Tubería de impulsión.....	113
10.4	Descarga en el embalse proyectado	113
10.5	Curva del sistema.....	114
10.6	Equipo de bombeo	116
10.7	Estudio de transitorios hidráulicos	120
10.8	Diseño de válvulas de purga de aire.....	123
10.9	Operación del sistema de bombeo	124
11	Análisis ambiental	127
11.1	Marco legal y administrativo	127
11.2	Descripción del medio receptor	130
11.3	Actividades e identificación de los principales impactos	132
11.4	Conclusiones.....	145
12	Análisis económico.....	147
12.1	Costos constructivos	147
12.2	Costos operativos y de mantenimiento	149
12.3	Síntesis	153
13	Síntesis del proyecto	155
14	Bibliografía	159
15	Anexos	162
ANEXO I.	Detalles de la información particular de la zona de estudio	162
I.I	Información Meteorológica	162
I.II	Caudales de escorrentía superficial	163

I.III	Información de suelos Agrícolas - Unidades CRSU	168
I.IV	Ensayos geotécnicos en la zona de estudio	171
I.V	Documentación del sistema existente	179
ANEXO II.	Detalles de la evaluación del funcionamiento del sistema actual	180
ANEXO III.	Descripción del análisis de alternativas	181
III.I	Caracterización de las curvas HAV	181
III.II	Cálculo estimado de movimiento de suelos de terraplén	182
III.III	Indicadores de embalses.....	186
ANEXO IV.	Análisis serie de precipitación.....	192
IV.I	Análisis de datos	192
ANEXO V.	Caudal Ambiental	198
V.I	Caudal ambiental a partir de regionalización estadística de la DINAGUA..	198
V.II	Curvas de permanencia de caudales toma de extracción.....	199
ANEXO VI.	Balance hídrico de embalses.....	200
VI.I	Descripción general del balance hídrico	200
VI.II	Definición de sistema de ecuaciones discretas.....	200
VI.III	Resolución numérica de balance hídrico discreto.....	201
VI.IV	Modelación de escurrimiento – Témez	203
VI.V	Datos de extracción en el río San Salvador.....	206
VI.VI	Aplicación del modelo de balance hídrico del embalse.....	207
ANEXO VII.	Avenida de Proyecto.....	217
VII.I	Tiempo de concentración	217
VII.II	Método NRCS	217
VII.III	Prediseño de aliviadero	223
VII.IV	Laminación.....	224
ANEXO VIII.	Cálculos del diseño de la presa	230
VIII.I	Cota de coronamiento	230
VIII.II	Cota de volumen muerto	233
VIII.III	Prediseño de la presa.....	237
VIII.IV	Dimensionado de filtros y drenes.....	239
VIII.V	Resultados de estudio de estabilidad de presa.....	251
VIII.VI	Calculo hidráulico de Obra de toma y de descarga de fondo	261
VIII.VII	Cálculo hidráulico del vertedero de caudal ambiental	269
VIII.VIII	Cálculo del enrocado de la presa	273
ANEXO IX.	Cálculos del diseño de toma del río San Salvador	275
IX.I	Cálculo de niveles de operación en el río San Salvador y dentro del pozo de bombeo.....	275
IX.II	Cálculo del funcionamiento estacionario.....	279

IX.III	Estudio de transitorios hidráulicos en Allievi	282
ANEXO X.	Detalles del análisis económico	292
X.I	Costos constructivos	292
X.II	Costos energéticos.....	294
ANEXO XI.	Láminas del proyecto.....	297

1 Introducción

En la zona de estudio, cuenca del río San Salvador, departamento de Soriano, el cliente cuenta actualmente con una pequeña represa en una cañada afluyente sin nombre y una toma directa sobre el río San Salvador. Dicho sistema no logra satisfacer la demanda actual de riego requerida, con lo cual surge la necesidad de evaluar otras alternativas de abastecimiento de la demanda.

1.1 Objetivo general

El objetivo general del proyecto de grado es diseñar un sistema de almacenamiento de agua para satisfacer la demanda de riego dada por el cliente y sus asesores agronómicos. Este diseño puede comprender desde la concepción de una nueva toma de agua hasta el almacenamiento de agua en una presa, para lo que se deberán tener en cuenta los aspectos hidrológicos, geológicos, ambientales, agroclimáticos y legales correspondientes.

1.2 Objetivos específicos

Los objetivos específicos del proyecto consisten en:

- Relevamiento de las condiciones actuales del sistema y evaluación de alternativas para satisfacer la demanda de riego.
- Diseño a nivel de anteproyecto de la alternativa seleccionada como solución del sistema.
- Estudio de costos del sistema propuesto (de acuerdo con la alternativa seleccionada).
- Identificación de afectaciones ambientales del sistema propuesto.

1.3 Alcance

Las memorias y láminas entregadas corresponden al diseño a nivel de anteproyecto, incluyendo la memoria descriptiva, de cálculo y diseño de la presa, sus obras anexas y recomendaciones para la obra de extracción mediante toma desde el río San Salvador. El documento incluye una identificación de los principales impactos ambientales del proyecto, así como una estimación básica de costos de inversión, mantenimiento y operación de la presa.

Quedan fuera del alcance de este trabajo el diseño de las conducciones y los dispositivos para riego, el plan de uso del suelo, el análisis económico-financiero y socioeconómico del sistema, así como el diseño estructural de las estructuras en hormigón armado y metálicas.

2 Descripción de la zona de estudio

2.1 Ubicación

La zona de estudio se encuentra en un emprendimiento agrícola que está compuesto por seis padrones propiedad del cliente, localizados a ambas márgenes del río San Salvador, en el departamento de Soriano, Uruguay. Soriano se encuentra al oeste de Uruguay, limitando al norte con el río Negro, al oeste con el río Uruguay, al sur con el departamento de Colonia y al este con el departamento de Flores.

En la Figura 2-1 y en la Figura 2-2 se presenta la ubicación de la zona de estudio con respecto a la cuenca del río San Salvador y respecto a las localidades próximas, respectivamente.

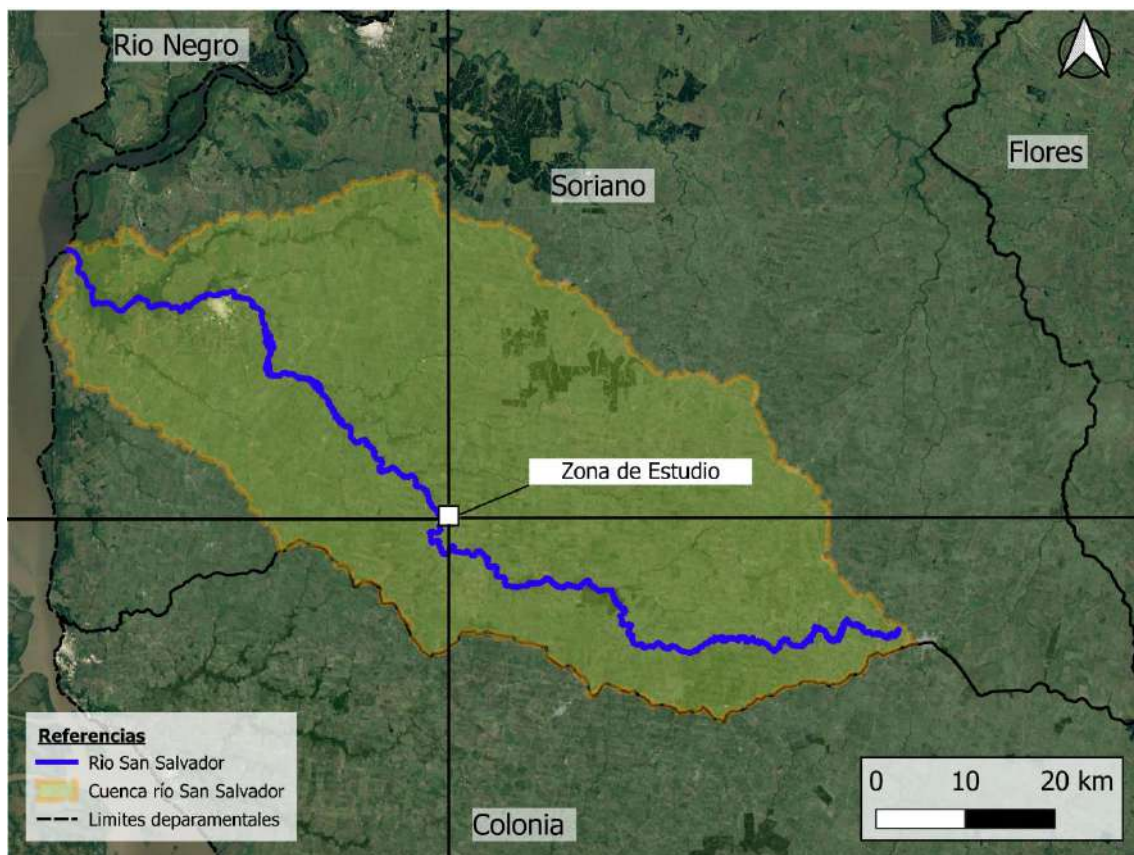


Figura 2-1: Ubicación de la zona de estudio respecto de la cuenca del San Salvador

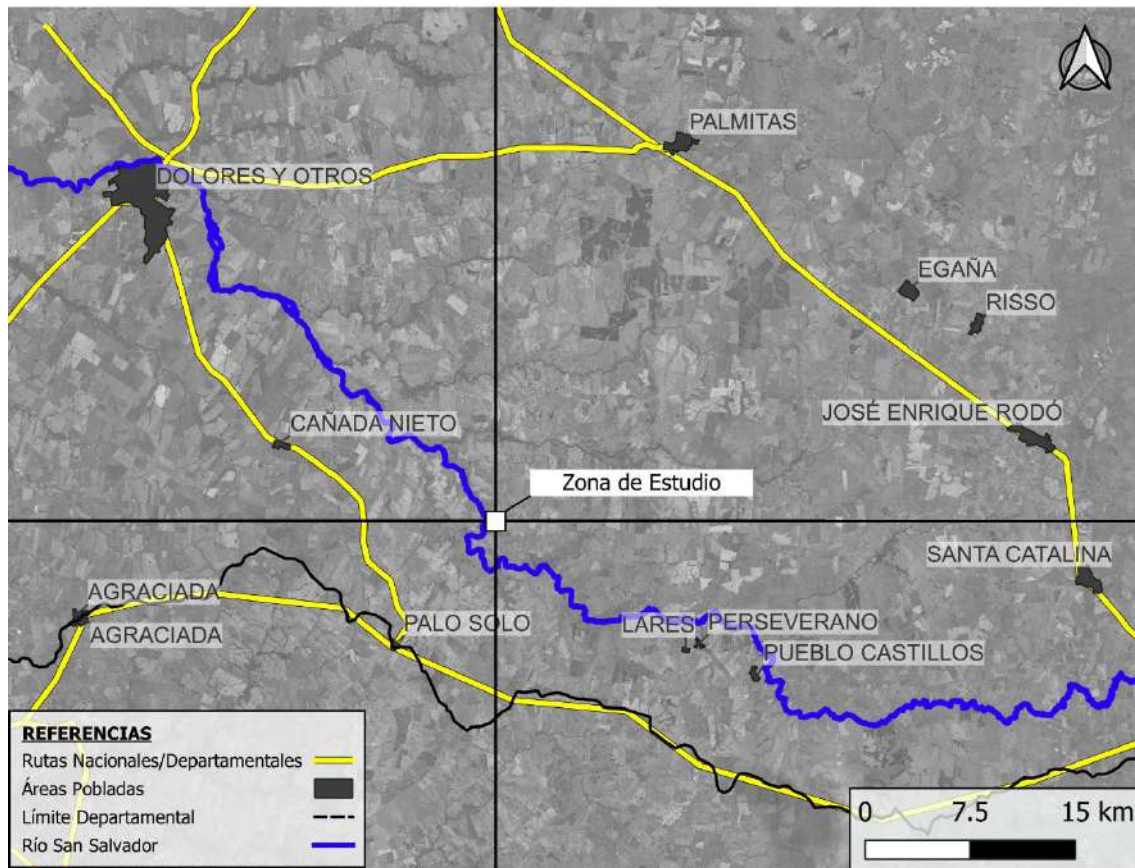


Figura 2-2: Ubicación zona de estudio

2.2 Información general de la zona

2.2.1 Usos de suelo

La cuenca del río San Salvador cuenta con una gran actividad agrícola en todo su territorio como se puede ver en la Figura 2-3, encontrándose 1.770 planes de suelo sobre 159.380 ha. Por otro lado, en la Figura 2-4 se puede ver la evolución en los usos del suelo de la cuenca desde 1990 a 2018. Se aprecia que en su mayoría se cuenta con cultivos de secano, con algunas zonas forestadas y riego intensivo en menor medida.

En lo que respecta al estado actual del predio donde se implantará el proyecto a diseñar, se percibe ha sufrido antropización debido a distintos tipos de cultivos. En el Observatorio Ambiental Nacional (iniciativa MapBiomás del Geoportal del Ministerio de Ambiente) se visualiza un área de tipo “Vegetación natural herbácea”, en particular pastizal presentando dominancia de especies nativas por sobre exóticas implantadas o naturalizadas.



Figura 2-3: Planes de uso de suelo en la Cuenca del río San Salvador¹. Se indica en círculo rojo la zona de estudio

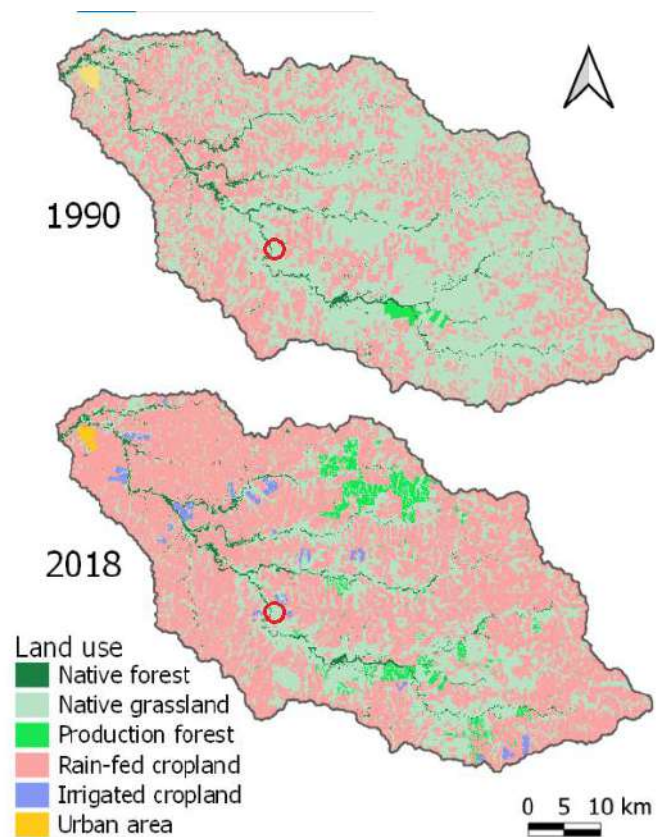


Figura 2-4: Evolución de los usos de suelo en la Cuenca del río San Salvador². Se indica en círculo rojo la zona de estudio.

¹ Figura extraída de la presentación de Herrera del MGAP a la Comisión de la Cuenca del Río San Salvador - (MGAP - DGRN, Regional Mercedes, 2022).

² Imagen extraída de Impactos del desarrollo del riego en la calidad del agua en la cuenca del Río San Salvador – (Hastings Viñas, 2024).

2.2.2 Áreas protegidas o prioritarias para la conservación

La zona de estudio, y particularmente los padrones propiedad del cliente donde se desarrollará el proyecto, no se encuentran comprendidos dentro de ninguna Área Protegida determinada por el Sistema Nacional de Áreas Protegidas (SNAP).

Según lo observado en el Visualizador de la Dirección Nacional de Calidad y Evaluación Ambiental (DINACEA), no se identifican en el padrón reservas de biosfera o zonas importantes para la conservación de aves (IBAs).

Por último, el predio a estudiar no se encuentra tampoco dentro de las Celdas elaboradas por el SNAP 2015-2020. La clasificación de estas celdas corresponde con la presencia de un conjunto de sitios con prioridad de conservación sobre las que se debe estudiar las condiciones socioeconómicas, culturales e institucionales.

2.3 Información de base para el proyecto

2.3.1 Parcelario

La zona de estudio se encuentra en un emprendimiento agrícola propiedad del cliente, el cual abarca seis padrones (N° 7753, 7754, 5467, 1876, 1873 y 3023) con un área de 1.641 ha, según se presenta en la Figura 2-5.

Se plantea por parte del cliente determinada demanda de agua para el riego de cereales y oleaginosas mediante *pivot*, siendo las ubicaciones posibles de los *pivots* según la Figura 2-6.

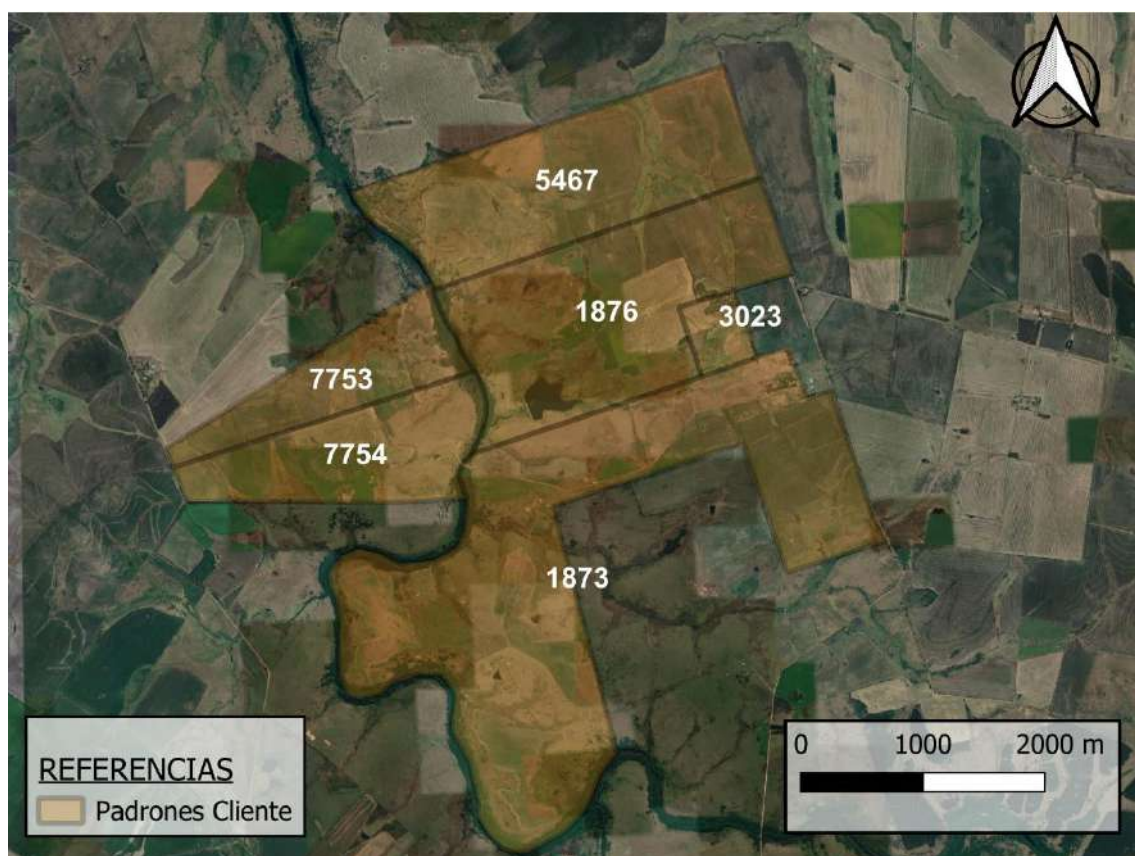


Figura 2-5: Parcelario rural IDEUy

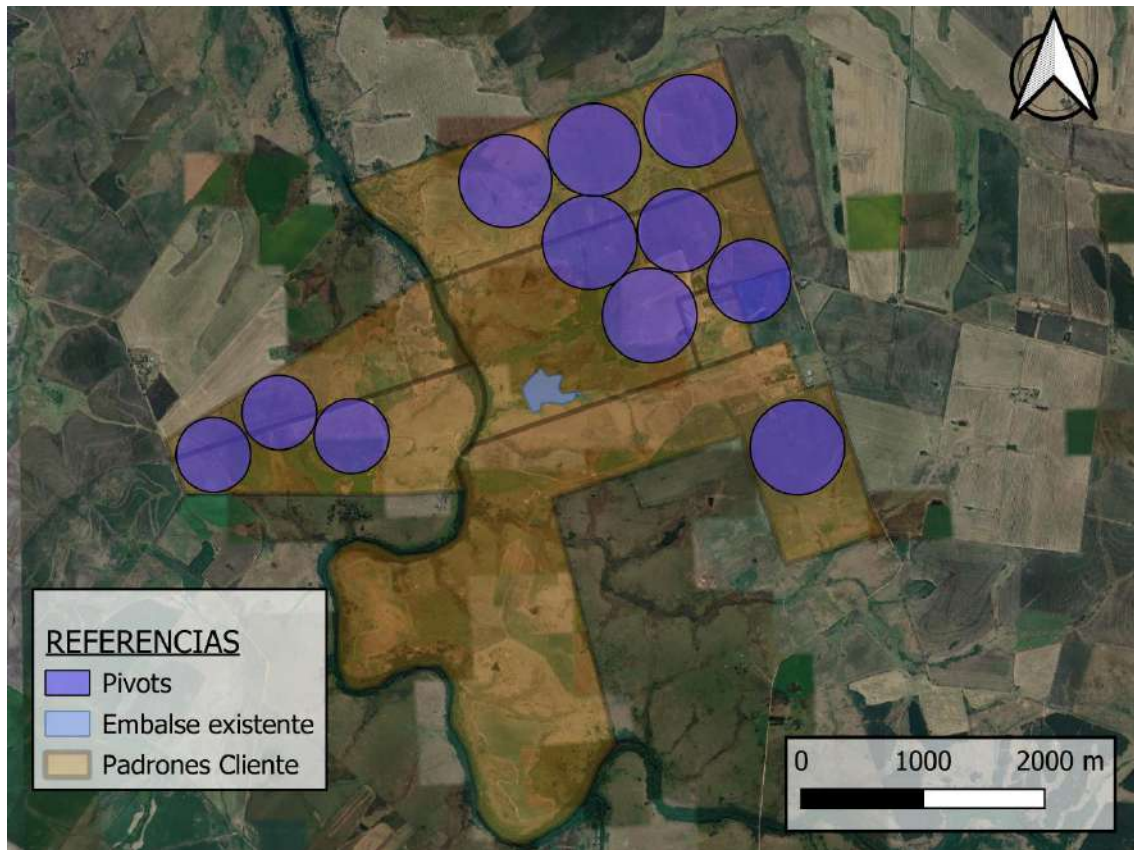


Figura 2-6: Posible ubicación de pivots.

2.3.2 Suelos CONEAT

La información de suelos presentes en los padrones propiedad del cliente fue recabada de la Comisión Nacional de Estudios Agronómicos de la Tierra (CONEAT).

Los grupos CONEAT no son estrictamente unidades cartográficas básicas de suelo, sino que constituyen áreas homogéneas, definidas por su capacidad productiva en términos de carne bovina, ovina y lana en pie. Esta capacidad se expresa por un índice relativo a la capacidad productiva media del país, a la que corresponde el índice 100.

Los grupos identificados en la zona reflejan una variedad de condiciones de suelo y usos predominantes, con índices de productividad que varían significativamente según las características geológicas, el relieve y el uso del suelo en cada grupo.

En la zona de estudio, la productividad de los suelos, según los índices CONEAT, varía entre un mínimo de 66 (Grupo CONEAT 3.4) y un máximo de 236 (Grupo CONEAT 10.5). Siendo el grupo 5.02b el predominante en la zona, caracterizado por un relieve ondulado con pendientes de 5 a 7%, de fertilidad media a baja, con rocosidad moderada (2 a 10% del área con afloramientos), con uso predominante pastoril y un Índice de Productividad de 88.

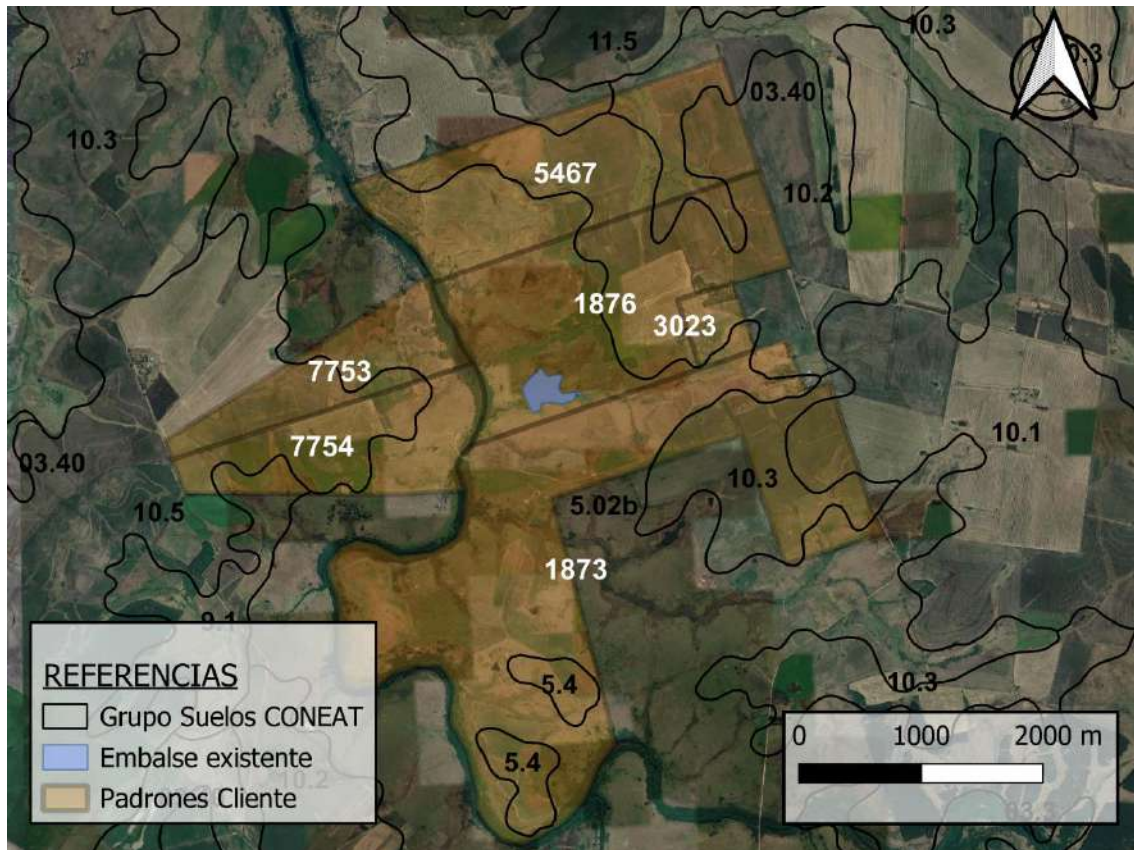


Figura 2-7: Ubicación de Grupos de Suelos CONEAT en la zona de estudio.

2.3.3 Carta de Reconocimiento de Suelos

En la zona de implantación del proyecto se identificaron dos unidades cartográficas de la Carta de Reconocimiento de Suelos del Uruguay (CRSU). La ubicación de estas se muestra en la Figura 2-8, las unidades son:

San Gabriel – Guaycurú (SG-G), con un horizonte A1 de poco espesor de color pardo grisáceo muy oscuro con abundante gravilla, ligeramente plástico, con raíces abundantes; de transición clara e irregular, seguido de un horizonte D (roca madre) de color pardo grisáceo oscuro gravilloso.

Cañada Nieto (CñN), con un horizonte A1 similar a la unidad anterior, aunque franco arcilloso arenoso, y a mayor profundidad (desde 0,3 m al metro) en la columna, se encuentran horizontes B y C con presencia de suelo arcillo arenoso plástico y pegajoso.

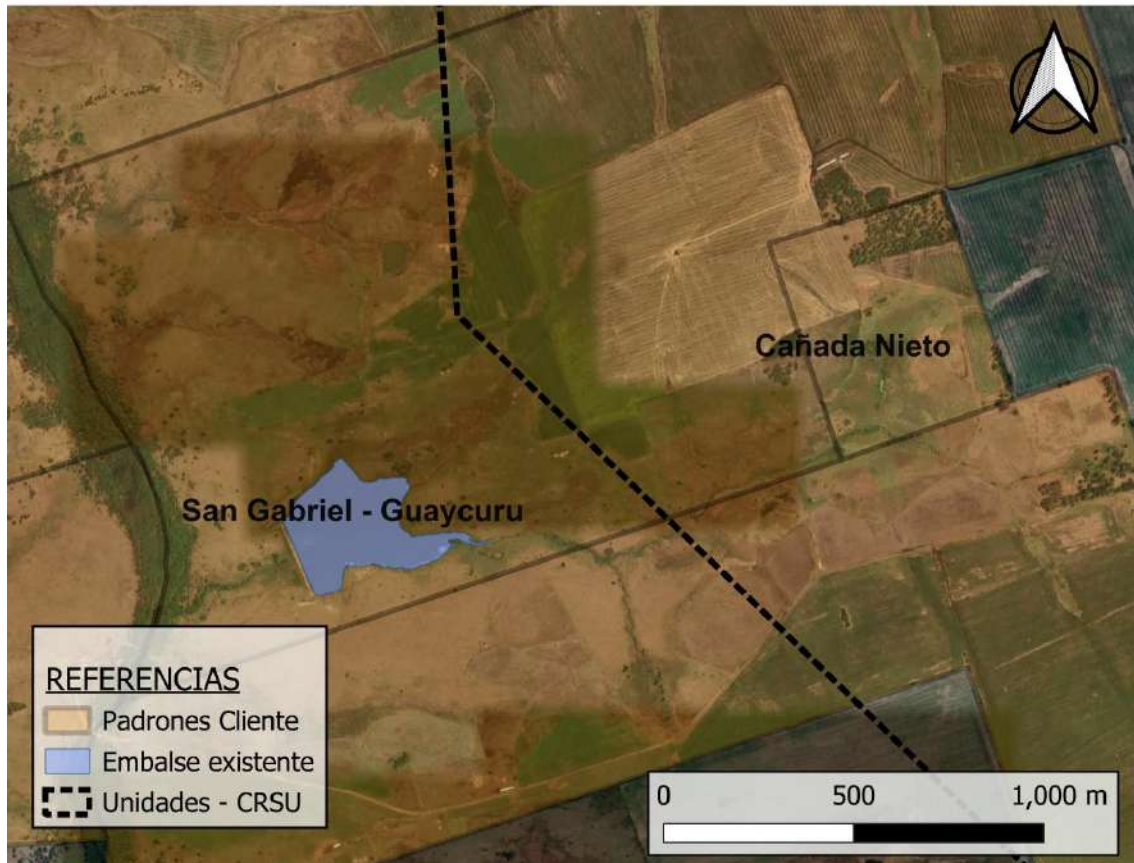


Figura 2-8: Unidades de suelo de la Carta de Reconocimiento de Suelos del Uruguay en la zona de estudio.

2.3.4 Geotécnica

Se cuenta con información de estudios geotécnicos en la zona de estudio realizados por el laboratorio de geología “Ing. Héctor Goso Estudios Geológicos y Geotécnicos”, la información disponible es:

- Perfiles litológicos obtenidos de calicatas realizadas en una malla que cubre 12,8 ha.
- Ensayos de las diferentes litologías encontradas en las calicatas.

Los perfiles litológicos fueron realizados en una malla de 100×100 metros utilizando un retroexcavadora combinada 4x4 con profundidad de 3 metros o hasta alcanzar la roca no penetrable por la maquinaria. Con el material extraído de las calicatas realizadas, se realizó una identificación de las diferentes litologías presentes en las columnas estratigráficas por debajo de la capa enraizada (aproximadamente 0,3 m) y se realizaron ensayos de laboratorio a estas muestras. Los ensayos de laboratorio realizados fueron:

- Ensayos granulométricos.
- Clasificación de suelos utilizando el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y las normas de la *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO).
- Ensayo Proctor Normal (UY – S15)
- Ensayo de permeabilidad de carga variable (ASTM D5856)
- Ensayo de resistencia triaxial escalonado no consolidado no drenado (IRAM 10529/1985)

- Ensayo de clasificación de suelos dispersivos *Pinhole* (ASTM D4647-93)

El detalle de las columnas estratigráficas y resultados de ensayos realizados se muestran en la sección I.IV del ANEXO I.

2.3.5 Topografía a escala nacional

Se utiliza el Modelo Digital de Terreno Hidrológicamente Consistente (MDTHC) del IDEuy³, en formato ráster, producto de imágenes digitales de cobertura nacional con tamaño del píxel en terreno de 32 cm en planta. La precisión de este modelo digital es de 1,5 m en vertical.

2.3.6 Topografía a escala local

Se cuenta con un Modelo Digital del Terreno producto de imágenes obtenidas del vuelo de una aeronave no tripulada. Este tiene una precisión vertical de 0,13 metros y cubre un área total de $1,4 \text{ km}^2$.

2.3.7 Escurrimiento superficial

En esta sección se presenta la información de escurrimiento superficial disponible en la zona de estudio que se utilizará para evaluar la disponibilidad de agua y estimar los caudales ambientales que deberá satisfacer el sistema de abastecimiento a diseñar.

2.3.7.1 Estación Hidrométrica Paso Ramos

Estación inactiva de la Dirección Nacional de Aguas (DINAGUA) localizada en las coordenadas planas $X = 391.990 \text{ m}$ $Y = 6.286.520 \text{ m}$ (SGM ROU-USAMS) con una cuenca de aporte de 2.151 km^2 . Según el análisis de calidad de los datos de dicha estación, presentado en “Balances hídricos superficiales en cuencas del Uruguay” (Genta, y otros, 2001), existe un error del 33% para caudales bajos ($1,4 - 6,8 \text{ m}^3/\text{s}$) y del 20% para caudales medios ($6,8 - 86 \text{ m}^3/\text{s}$).

Mediante la consulta de la serie histórica de los caudales en el Visualizador de la DINAGUA (DINAGUA Paso Ramos, 1988-1999) se obtuvo una serie de datos diarios de aproximadamente 11 años de longitud (abril de 1988 a noviembre de 1999) presentada en la Figura 2-9. En la Figura 15-2 del ANEXO I se muestra el detalle de la serie de caudales.

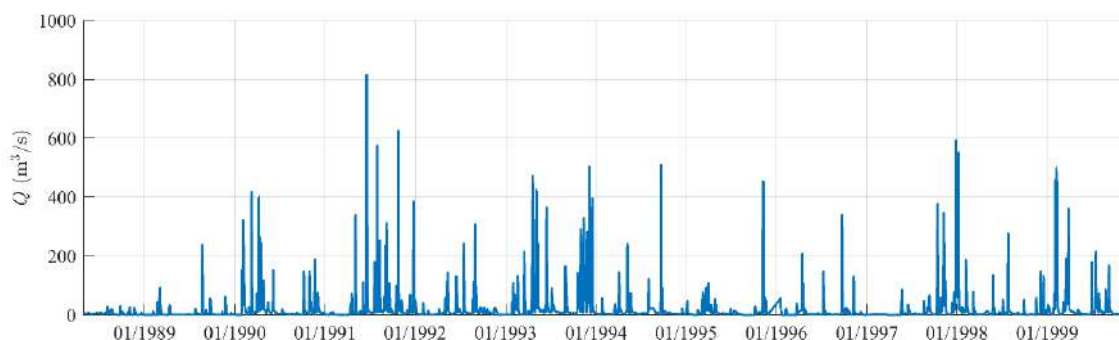


Figura 2-9: Serie de Caudales de la estación Hidrométrica 178.0 Paso Ramos de la DINAGUA.

³https://visualizador.ide.uy/ideuy/core/load_public_project/ideuy/

2.3.7.2 Datos de caudales regionalizados de la DINAGUA.

Utilizando la Regionalización estadística de caudales de la DINAGUA se obtuvieron datos estadísticos de escurrimiento para la zona de estudio a partir de:

- Curvas de permanencia de caudal específico cuatrimestral calculados para la estación hidrométrica: 178,0 - Paso Ramos presentada en la sección anterior que se muestran en la Figura 15-4, Figura 15-5 y Figura 15-6 del ANEXO I
- Caudal específico promedio mensual y cuatrimestral obtenido para toda la subcuenca nivel 2: 19 – “Río Uruguay entre río Negro y Río de la Plata”, presentada en la Tabla 15-3 del ANEXO I

Se divide el estudio de los caudales específicos en dos períodos dentro de un año agrícola definido más adelante en la sección 2.3.13.3: (i) de mayo a octubre como el período previo a la zafra (período de llenado); (ii) de noviembre a abril como el período de zafra (temporada de riego). Aplicando el método de cálculo descrito en la sección I.II.II del ANEXO I, se tienen los caudales específicos separados según los períodos de interés para diversas frecuencias de permanencia y para el promedio.

Tabla 2-1: Caudales específicos de escurrimiento en l/s/km² para el período de llenado y para el período de zafra para la zona de estudio.

Frecuencia (%)	Períodos	
	May - Oct	Nov - Abr
5	69,8	52,4
10	38,7	25,3
50	3,9	2,1
60	3,4	1,7
70	2,7	1,3
80	2,0	1,0
90	1,5	0,7
Promedio	10,3	7,9

2.3.8 Precipitación

Los datos de precipitación diaria de la zona de estudio se obtienen desde el portal UTEi⁴ (UTE, 1995-2024) y del Instituto Uruguayo de Meteorología (INUMET) mediante carta de petición de datos pluviométricos. Se observa en la Tabla 2-2 y en la Figura 2-10, los pluviómetros que fueron seleccionados tanto aguas arriba como aguas abajo de la zona de estudio y que están en un radio aproximado de 50 km de la cuenca a estudiar. Todas las estaciones del portal UTEi cuentan con datos de precipitación diarios registrados desde enero de 1995 hasta la actualidad, mientras que los de INUMET cuentan con datos desde 1980 hasta la actualidad. Para el estudio del Proyecto se consideraron los datos hasta abril del 2024.

Se destaca que también se emplearon los datos de la estación meteorológica de La Estanduela del Instituto Nacional de Investigación Agropecuaria (INIA) para comparar datos de los pluviómetros en días muy lluviosos o sin lluvias, ya que esta estación, aunque esté bastante más lejos de la zona de estudio (70 km) presenta una fuente confiable de datos sin faltantes para el período de datos considerados.

⁴ <https://www.ute.com.uy/institucional/ute/utei>

Tabla 2-2: Distancia de estaciones pluviométricas a la cuenca de estudio.

Pluviómetro	Distancia a la cuenca de Estudio (km)	Fuente de información
Cañada Nieto	15	INUMET
Chileno	22	
Ombúes de Lavalle	25	
Miguelete	40	
Corralito (Perseverano)	17	
Cardona	55	UTEi
Santa Catalina	42	
Rodó	40	
Egaña	33	
Palmitas	30	

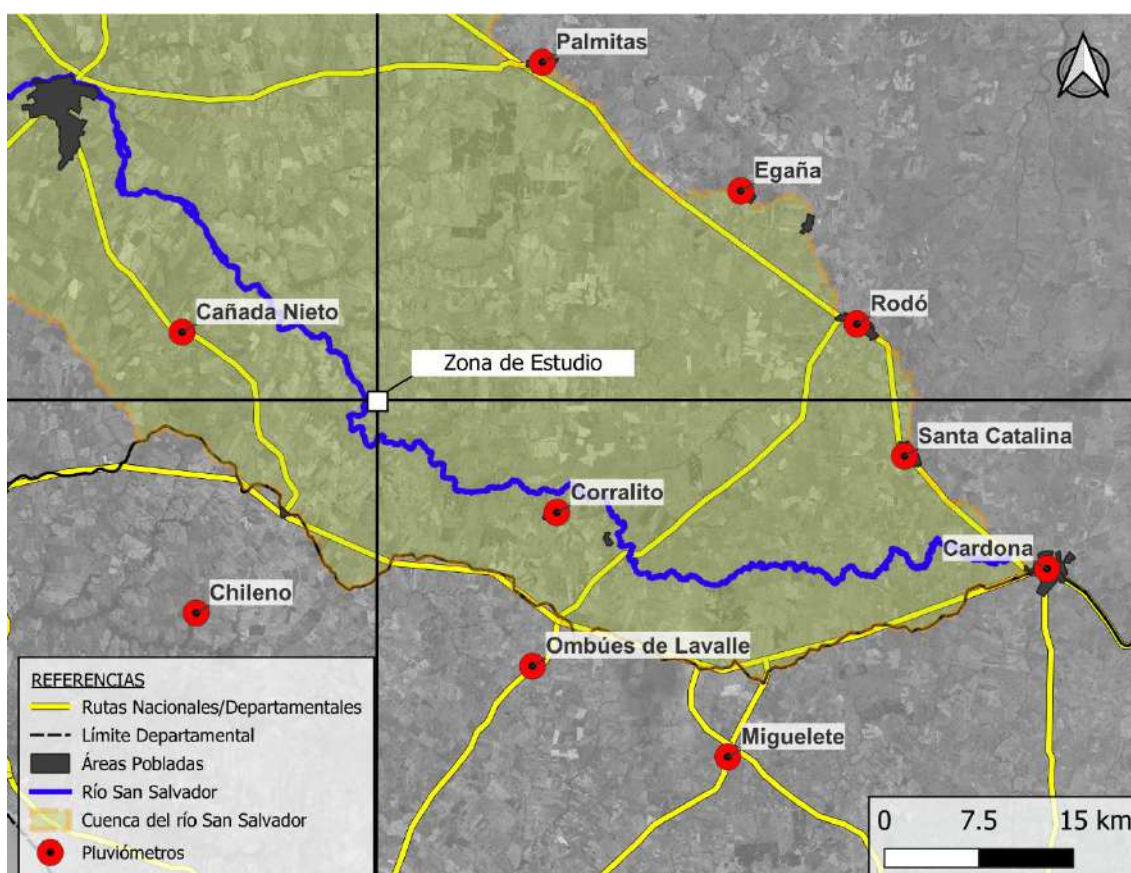


Figura 2-10: Estaciones pluviométricas cercanas a la zona de estudio.

2.3.9 Evaporación de tanque A

Tanto las estaciones de UTEi como las de INUMET, de las cuales se tienen datos de precipitación, no registran la evaporación de tanque A, por lo que para contar con una serie de datos de evaporación se extrajo la información del banco de datos agroclimáticos de la estación meteorológica La Estanzuela (INIA, 1980-2024) del Instituto Nacional de Investigación Agropecuaria (INIA, 1980-2024), localizada a 70 km de la zona de estudio como se muestra en la Figura 2-11.

Además, se utilizan los datos del ciclo medio anual de evaporación de tanque A presentados en el Manual de Diseño y Construcción de Pequeñas Presas (DINAGUA, y otros, 2011), obtenidos para el período 1985 a 1999.

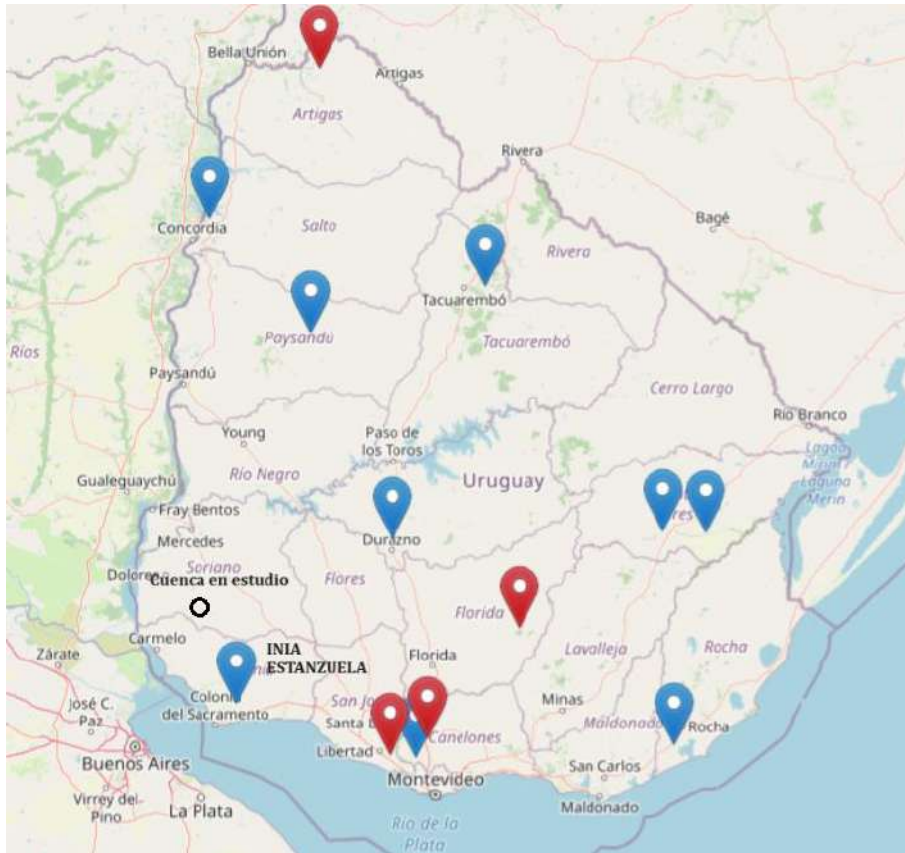


Figura 2-11: Ubicación estaciones INIA y Zona de estudio.

2.3.10 Evapotranspiración Potencial

De acuerdo con la Caracterización Agroclimática del Uruguay, en el período 1980-2009 del INIA (Castaño, y otros, 2011), para la región de estudio, la Evapotranspiración Potencial presenta una gran variación interestacional y poca variación interanual. Debido a esto, se opta por utilizar un ciclo medio de evapotranspiración y no una serie continua.

2.3.11 Agua disponible

El agua disponible corresponde a la diferencia entre la capacidad de campo y el punto de marchitez, es decir, la fracción del contenido de agua en el suelo que puede ser aprovechable por los vegetales y retornar al ciclo hidrológico como evapotranspiración.

En la Tabla 2-3 se presentan el Grupo Hidrológico (GH) y el Agua Disponible (AD) para las dos unidades de suelos de la CRSU descritas en la sección 2.3.3.

Tabla 2-3: Unidades cartográficas del suelo y agua disponible.

Unidades de Suelo	AD (mm) ⁵	GH ⁶
San Gabriel – Guaycurú	92,4	C
Cañada Nieto	146,4	D

2.3.12 Hidrogeología

En la zona de estudio se encuentra la unidad hidrogeológica Neoproterozoico (PP)⁷, perteneciente a acuíferos en rocas con porosidad por fracturas y/o niveles de alteración o disolución cárstica, con alta a media posibilidad de agua subterránea.

La unidad mencionada se ubica al sur y suroeste del país caracterizándose por gneises, granitos, micaesquistos y anfibolitas. Los caudales específicos están en el entorno de 1 m³/h/m, con un residuo seco promedio del orden de 500 mg/L. Las aguas encontradas varían su clasificación de bicarbonatadas sódicas a cálcicas, con conductividades relativamente elevadas, en promedio 800 µS/cm.

2.3.13 Demanda para riego

La demanda de riego a satisfacer por el sistema a diseñar fue establecida por los asesores agronómicos del cliente, y no se prevén ampliaciones del sistema en el futuro cercano.

De acuerdo con las condiciones establecidas por el cliente, para que la ejecución del proyecto resulte rentable se debe regar un área mínima de 350 ha, y se pretende optimizar en 450 ha bajo riego efectivo.

2.3.13.1 Demanda mensual

El sistema de almacenamiento a diseñar estará destinado al riego de diferentes tipos de cereales y oleaginosas, resultando la demanda total del cultivo por zafra en el rango de 2.500 - 3.500 m³/ha. Dicho rango fue definido por el ingeniero agrónomo de acuerdo con los diferentes cultivos que le resulta rentable producir al cliente.

Además, la distribución mensual de la demanda a satisfacer también es proporcionada por el ingeniero agrónomo, y se presenta en la Tabla 2-4. A partir de la distribución mensual (%) y la demanda total (m³/ha) se definió en la misma tabla la demanda mensual del cultivo (m³/ha).

⁵ Agua disponible en las tierras del Uruguay: Segunda aproximación (Molfino, y otros, 2001)

⁶ Clasificación Hidrológica de los Suelos del Uruguay (Durán, 1997)

⁷ Extraído de Carta Hidrogeológica del Uruguay escala 1/1.000.000 - MIEM

Tabla 2-4: Distribución de la demanda mensual de cultivo a abastecer.

Mes	Distribución	Demanda (m^3/ha)
Setiembre	0%	0
Octubre	0%	0
Noviembre	9,7%	243 – 340
Diciembre	13,3%	333 – 466
Enero	17,5%	437 – 612
Febrero	27,4%	685 – 959
Marzo	26,5%	664 – 929
Abril	5,3%	133 – 186
Mayo	0%	0
Junio	0%	0
Julio	0%	0
Agosto	0%	0
Total	100%	2.500 – 3.500

2.3.13.2 Lámina de riego

Además de la dotación mensual requerida, se establece que la lámina de aplicación diaria será en el entorno de 8 a 10 mm.

Se admite como opción para disminuir el caudal de bombeo diario regar cada día la mitad del área total, siempre que se cumpla con el requerimiento mensual de la Tabla 2-4, es decir, que el cultivo sea regado cada dos días. Una mayor cantidad de días entre riegos genera, principalmente en los meses de mayor demanda atmosférica, que la evapotranspiración real del cultivo acumulada entre días de riego sobrepase la lámina aplicada de 8 – 10 mm.

2.3.13.3 Año agrícola

Con la demanda mensual establecida en la Tabla 2-4, se define el “año agrícola” como el ciclo comprendido entre mayo de un año a abril del año siguiente, que es el período en el cual se evalúan las fuentes de agua para satisfacer la demanda.

2.4 Descripción del sistema de abastecimiento existente

El sistema de abastecimiento existente se encuentra determinado por:

- T1: Una toma de extracción desde el río San Salvador.
- R1: Una represa chica ubicada en una cañada sin nombre afluente del río San Salvador.
- P1: Piletas de rebombeo.

En la siguiente figura se presenta el esquema de las unidades del sistema de abastecimiento.

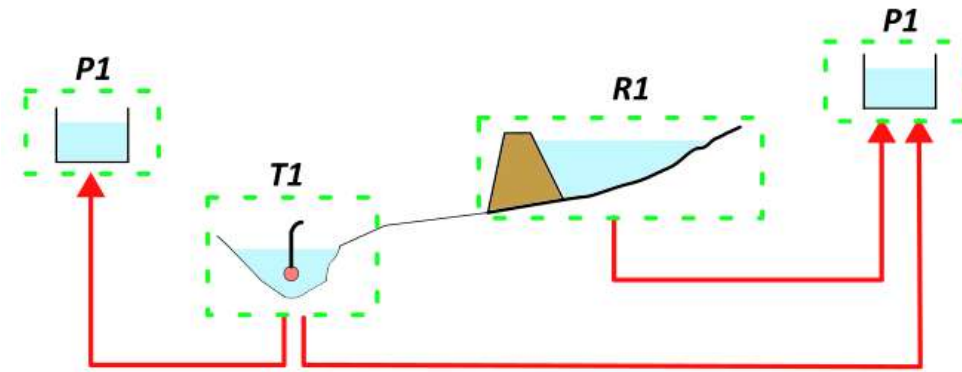


Figura 2-12: Esquema del sistema de abastecimiento actual. En rojo, las flechas indican la dirección de las conducciones.

2.4.1 T1: Toma de extracción desde el río San Salvador

La toma está ubicada en el padrón N° 7.754 de la 3ª Sección Catastral del Departamento de Soriano, en las coordenadas planas X = 300.507,9 m e Y 6.264.163,7 m (SGM ROU-USAMS) con una cuenca de aporte de 936 km². Consiste en una estructura materializada por un puente metálico que cruza el curso de agua, conectando los padrones N° 1.876 y 7.754. En la Figura 2-13 se muestra una figura del puente metálico y las conducciones de la toma de extracción existente.



Figura 2-13: Puente metálico y conducciones de toma de extracción existente.

En la estructura del puente se encuentran instaladas tres bombas sumergibles (colocadas horizontalmente) con las siguientes características:

- Una bomba de 100 HP, conectada a una tubería de hierro de 8", con un caudal máximo de operación de 230 m³/h (63,9 l/s).
- Dos bombas de 30 HP, conectadas a tuberías de hierro de 6", con un caudal máximo de operación de 130 m³/h (36,1 l/s).

En marzo de 2022 se realizó una solicitud de derechos del uso del agua para la operación del sistema actual, que incluyó la petición de un caudal total máximo de extracción de 136 l/s para los tres equipos de bombeo mencionados. En relación con

esta solicitud, en el documento de aprobación de la Cesión del Plan de Usos de Suelos y Aguas (PUSA), con fecha de octubre de 2022, el caudal de funcionamiento aprobado fue de 120 l/s, con un volumen anual de aprovechamiento de 1.875.000 m³.

2.4.2 R1: Represa chica en cañada sin nombre

La represa existente se encuentra ubicada íntegramente en el padrón N°1876 de la 6ª Sección Catastral Departamento de Soriano, en las coordenadas planas X = 412.099 m e Y= 6.265.355 m (SGM ROU-USAMS). El embalse correspondiente se ubica también íntegramente sobre el mismo padrón N°1876, en la Figura 2-14 se muestra una captura del espejo de aguas de la represa existente.



Figura 2-14: Vista del espejo de aguas de la represa existente.

La represa tiene un embalse de capacidad máxima de almacenamiento de 211.600 m³ con un área embalsada de 7,83 ha y una cuenca de aporte de 382 ha. Las especificaciones técnicas de la represa se resumen en:

- Terraplén de 8,5 m de altura de coronamiento y ancho de coronamiento de 4,0 m.
- Ancho útil del vertedero de 40 m a 1,5 m por debajo de la cota de coronamiento.
- Talud aguas arriba de 3 en la horizontal por uno en la vertical y aguas abajo de 2 en la horizontal por 1 en la vertical.

2.4.3 P1: Sistema de distribución a equipos de riego

El agua se bombea desde ambas fuentes de agua (Represa R1 y toma de extracción T1) a piletas de rebombeo, desde donde succionan los equipos de riego. Los equipos de riego, que nunca operan más de tres en forma simultánea, erogon un caudal de $120 \text{ m}^3/\text{h}$ ($33,3 \text{ l/s}$) cada uno, en la Figura 2-15 se muestra una de las piletas de rebombeo existente en el predio del cliente.



Figura 2-15: Captura de pileta de rebombeo tomada desde un dron.

3 Evaluación del funcionamiento del sistema actual

En esta sección se evalúa el funcionamiento del sistema actual (descrito en la sección 2.4) ante la demanda especificada por los asesores agronómicos del cliente:

- Demanda mensual según la Tabla 2-4, tomando $3.000 \text{ m}^3/\text{ha}$ como el volumen necesario para el cultivo en el total de la zafra (valor medio del rango definido).

Para la toma de extracción se evalúa, la cantidad de hectáreas que es posible regar operando al caudal habilitado y se determina el riesgo de fallas por “no extracción”. Mientras que para el embalse también se evalúa la cantidad de hectáreas que es posible regar y se determina la frecuencia de llenado anual del embalse.

La evaluación se realiza considerando como área objetivo de riego 350 ha, que corresponde al mínimo que desea cultivar el cliente. La evaluación para 350 ha se debe a que en caso se pudiese regar esta área con el sistema actual, no se justifica realizar una inversión para regar una mayor área.

Se asume que las pérdidas en el sistema, por ser presurizado, corresponden al 5% del volumen abastecido al sistema de riego.

3.1 Toma de extracción T1

3.1.1 Abastecimiento con la toma de extracción

Con el caudal máximo permitido de 120 l/s, para una operación durante las 24 horas del día, el volumen mensual que se puede abastecer desde la toma está dado por la ecuación 3-1.

$$V_{mes,i} = \frac{0,120 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 24 \frac{\text{horas}}{\text{días}} \cdot 3.600 \frac{\text{s}}{\text{hora}} \cdot dias_{mes,i}}{1,05}$$

3-1

Siendo:

- $24 \cdot 3.600 \text{ s/días}$ los segundos que hay en un día de operación.
- $dias_{mes,i}$ la cantidad de días en el mes i .
- $1/0,05 \sim 0,95$ el factor de pérdidas en el sistema.

Además, con la demanda mensual por hectárea del cultivo, establecida en la Tabla 2-4, para una demanda total en la zafra de $3.000 \text{ m}^3/\text{ha}$, se obtiene el volumen necesario para regar 350 ha por mes ($V_{nec_{mes,i}}$).

El volumen mensual que se puede abastecer comparado al volumen necesario se muestra a continuación (Tabla 3-1). Se observa que, en el mes de febrero no es posible cubrir la demanda mensual con la toma operando a caudal habilitado, en ese mes se podría regar como máximo 335 ha.

Tabla 3-1: Comparación de volumen máximo extraíble de la toma con volumen necesario para cumplir la demanda de la Tabla 2-4 para los meses de zafra.

Mes	$V_{mes,i}$ (m ³)	$V_{nec_{mes,i}}$ (m ³)
Noviembre	295.488	102.000
Diciembre	305.338	139.800
Enero	305.338	183.600
Febrero	275.789	287.700
Marzo	305.338	278.700
Abril	295.488	55.800

Cabe destacar que se realizaron los cálculos bajo el supuesto de que se puede utilizar el caudal máximo permitido durante las 24 horas del día todos los días del año, y aun así no se llega a cumplir con el riego objetivo en el mes de febrero. Se debe incluir a ese análisis el hecho de tener un riesgo de falla importante en la toma de extracción por lo que es probable que no se pueda cumplir con el objetivo de riego frecuentemente.

Se concluye que, operando con la toma de extracción al caudal habilitado podría llegar a regar un máximo de 335 ha, y en forma preliminar sin tener en cuenta riesgos de falla de la toma directa desde el río.

3.1.2 Riesgo de falla de la toma de extracción

Se evalúa cuándo efectivamente es posible bombear de la toma de extracción ubicada según la descripción de la sección 2.4. Se define como falla el momento en que el caudal de escurrimiento esté por debajo del autorizado incluyendo el caudal ambiental.

Considerando que la cuenca de aporte a la toma de extracción es de $A_{T1} = 936 \text{ km}^2$ y que la cuenca de aporte al punto de cierre en Paso Ramos es de $A_{PR} = 2.151 \text{ km}^2$, se pueden estimar las condiciones de escurrimiento en el punto de cierre donde está ubicada la toma de extracción interpolando linealmente los datos de Paso Ramos (Figura 2-9), multiplicando por la razón de área de cuencas $C = \frac{A_{T1}}{A_{PR}} = 0,43$.

De acuerdo con la determinación provisoria del Decreto N°368/018 (Decreto N°368/018, 2018), para tomas de extracción, el caudal ambiental para cada mes corresponde al que tiene 80% de frecuencia de permanencia en ese mes. Considerando entonces los datos de escurrimiento en el punto de cierre, para cada mes se obtiene el caudal ambiental mostrado en la Tabla 3-2. Se excluyeron los datos de 1966 y 1967 debido a la excesiva cantidad de datos faltantes, 96 días y 104 días respectivamente.

Tabla 3-2: Caudales estimados para el río San Salvador de 80% de permanencia en cada mes en punto de la toma de extracción existente.

Mes	Caudal Ambiental (l/s)
Ene	586,6
Feb	896,7
Mar	706,6
Abr	1.143,6
May	1.824,0
Jun	1.673,8
Jul	1.907,8
Ago	1.256,8
Set	1.096,2
Oct	1.042,2
Nov	1.121,9
Dic	764,6

Cortando la serie a años agrícolas completos definidos de mayo a abril, el resultado de caudal de escurrimiento en el punto de extracción comparado con el caudal ambiental se muestra en la Figura 15-17 del ANEXO II. Se cuantificaron un total de 869 días de datos en los cuales el caudal ambiental está por encima del escurrimiento, esto se visualiza en un recorte de la serie que se muestra en la Figura 15-18 del ANEXO II.

Con el caudal de extracción habilitado, se cuantifica la probabilidad de falla de la toma de extracción para cada mes. Esta probabilidad se calcula como el cociente entre los días de datos de cada mes en los que el caudal escurrido está por debajo del valor de extracción sumado al caudal ambiental correspondiente, sobre los días totales con datos en el mes, esto es la ecuación 3-2. El resultado se presenta en la Tabla 3-3 para los meses de zafra de noviembre a abril.

$$p_{falla\ T1,mes\ i} = \frac{\# \text{ Días del mes}_i \text{ que: } Q_{Tot} < Q_{Amb} + 120\ l/s}{\# \text{ Días del mes con datos de } Q_{Tot}}$$

3-2

Siendo:

- Q_{Tot} el caudal de esorrentía en el punto de la toma de extracción estimado como extrapolación lineal del caudal en Paso Ramos
- Q_{Amb} el obtenido en la Tabla 3-2

Tabla 3-3: Probabilidad de falla de la toma de extracción T1 en cada mes de zafra.

Mes	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr
$p_{falla\ T1,mes\ i}$	23%	21%	31%	26%	26%	21%

3.2 Almacenamiento de la represa R1

3.2.1 Abastecimiento con embalse

La capacidad de almacenamiento del embalse es de 211.600 m³, estimando que el volumen útil es del 90% del total y que las pérdidas en el sistema son el 5%, se obtiene un volumen disponible de 179.860 m³.

Por otra parte, en toda la zafra se necesitan 3.000 m³/há, por lo tanto, con la totalidad del volumen disponible en la represa se podrían regar 60 ha en la zafra.

Sin embargo, se debe considerar además el caudal ambiental que debe abastecer este embalse, siguiendo la determinación provisoria del Decreto N°368/018 (Decreto N°368/018, 2018), para embalses, el caudal ambiental para cada mes corresponde al que tiene 60% de frecuencia de permanencia en ese mes. El caudal ambiental mensual para una cuenca con punto de cierre en la ubicación de la presa se presenta más adelante en la sección 6.2.2, lo que representa un volumen anual de 214.592 m³, lo que sugiere que el volumen disponible no se dispondrá para riego dada la prioridad que existe en abastecer el caudal ambiental.

3.2.2 Llenado del embalse

A partir del área de la cuenca de aporte al embalse existente de 382 ha y de los caudales específicos regionalizados a la zona de estudio (previo y durante la zafra de riego) presentados en la Tabla 2-1, se determinan los caudales de escurrimiento para diferentes frecuencias y en promedio. Considerando además los días de cada período se obtienen los volúmenes de escurrimiento para diferentes frecuencias y en promedio mostrados en la Tabla 3-4. Teniendo en cuenta el volumen del embalse de 211.600 m³ se observa que:

- Cercano al 60% de las veces el volumen escurrido en la cuenca alcanza para llenar el embalse previo a la zafra incluso si el embalse estuviese vacío.
- En promedio el volumen que escurre en la cuenca previo a la zafra es tres veces mayor al necesario.
- Cercano al 30% de las ocurrencias no se llena el embalse entre el total de escurrimiento del año agrícola.

Tabla 3-4: Volumen escurrido en m³ según frecuencia acumulada de recurrencia asociada para período de llenado del embalse y de zafra.

Frecuencia (%)	Períodos	
	May-Oct	Nov-Abr
5	4.238.424	3.131.783
10	2.351.527	1.512.233
50	240.699	126.960
60	206.468	99.020
70	156.534	78.180
90	88.868	40.354
Promedio	624.263	468.903

3.3 Resumen del funcionamiento del sistema actual

Para concluir si el sistema actual es capaz de abastecer las 350 ha se considera la capacidad de cumplimiento de dotación anual de 3.000 m³/ha y el riesgo asociado al funcionamiento del sistema actual.

De acuerdo lo descrito anteriormente:

- Con la toma de extracción se puede regar como máximo 335 ha, sujeto a la probabilidad de falla que varían entre 20 y 31 % en la temporada de riego.
- El embalse deberá ser utilizado con prioridad para abastecer el caudal ambiental por lo que no es de esperarse que se disponga de un volumen para abastecer a riego.

Por lo tanto, se obtiene que en un año agrícola el sistema actual es capaz de regar, en una situación ideal, una totalidad de 335 ha. Además, si se considera el riesgo asociado a la no disponibilidad de agua en cada una de las unidades, se observa que se genera una disminución significativa del área que efectivamente se pueda regar. Se concluye, por tanto, que **el sistema actual no es capaz de abastecer las 350 ha** objetivo.

En la siguiente sección se proponen y evalúan alternativas para subsanar el déficit de riego, considerando que, dado que resulta necesario el diseño de un sistema de abastecimiento, se buscará maximizar el área productiva al óptimo de 450 ha o superior de manera de maximizar el beneficio de inversión del cliente.

4 Análisis y selección de alternativa a diseñar

En la presente sección se realiza un análisis comparativo entre algunas alternativas posibles para subsanar el déficit en el cumplimiento de la demanda. De acuerdo con el capítulo anterior, se considera que se debe suplir principalmente la demanda de manera razonable en años secos. Se utiliza como primera aproximación un volumen de 1.000.000 m³ a suplir con el nuevo sistema, que se aproxima con la demanda mensual del cultivo de enero a marzo para un área de riego de 450 ha con la dotación anual máxima de 3.500 m³/ha.

Se proponen en total seis alternativas:

- Alternativa I.** Mantener la represa actual y ampliar la toma para riego desde el río San Salvador.
- Alternativa II.** Mantener el embalse actual y construir uno nuevo aguas arriba con recarga mediante bombeo desde el río San Salvador.
- Alternativa III.** Ampliar el embalse actual con recarga mediante bombeo desde el río San Salvador.
- Alternativa IV.** Mantener el embalse actual y la toma desde el río San Salvador y complementar el riego con agua subterránea.
- Alternativa V.** Demoler el embalse existente y construir uno nuevo en el mismo punto con recarga mediante bombeo desde el río San Salvador.
- Alternativa VI.** Mantener el embalse actual y la toma desde el río San Salvador, construyendo un embalse nuevo en otra cuenca.

Algunas de estas alternativas fueron descartadas “a priori” (por los motivos que se mencionan en su descripción), por lo cual no se las incluyó en el análisis comparativo multicriterio para seleccionar la más adecuada.

4.1 Descripción de Alternativas

4.1.1 Alternativa I: Ampliación de la capacidad de la toma de extracción del río San Salvador

Ampliar la capacidad de la toma consiste en el dimensionado de nuevas unidades de bombeo y de distribución, que además incluye los cambios correspondientes en las unidades del sistema de riego mencionadas en la descripción del sistema actual (sección 2.4) para adaptarse al caudal de funcionamiento o por deterioro de los equipos existentes.

Una ampliación de la capacidad de la toma está sujeta a la aprobación de un caudal mayor al 120 l/s actual, cuya solicitud debe estar debidamente justificada. De acuerdo con las solicitudes y autorizaciones actuales mencionadas en la sección 2.4.1, anteriormente se realizó una solicitud de 136 l/s de la cual fue aprobado un caudal de 120 l/s.

Si bien esta alternativa está sujeta a un estudio que compruebe la disponibilidad de agua durante la zafra, la solicitud debería ser tal que permita aplicar una lámina de cultivo regando al menos la mitad del área óptima total de 450 ha. Esto corresponde a que el caudal de extracción se encuentre en torno a 230 l/s, lo que corresponde a duplicar la habilitación actual que está sustentada en otro análisis en el cual se consideran las demás extracciones. Si bien se desconoce la metodología para la determinación de la autorización actual, no es de esperar que se logre una aprobación que duplique el valor actual.

Si además se considera el análisis de la falla de la toma de extracción T1 del sistema actual de la sección 3.1.2, se observa que un aumento del caudal de extracción corresponde a un aumento directo de la probabilidad de falla del sistema y se terminaría regando un área significativamente inferior a la óptima total de 450 ha.

Debido a las consideraciones anteriores se descarta esta alternativa del análisis comparativo a realizar, porque no es una alternativa que a priori se pueda implementar para cumplir con el objetivo del proyecto.

4.1.2 Alternativa II – Diseño de nueva represa en la misma cuenca que la existente con recarga desde el río San Salvador

Se considera la implantación de una nueva represa de materiales sueltos, aguas arriba de la represa existente, y una toma de extracción desde el río San Salvador para recarga del embalse (dado la alta frecuencia de no llenado del embalse por escorrentía mencionada la sección 3.2.2). Dicha solución contempla mantener la represa existente como apoyo.

Para esto es necesario definir el punto de cierre de la nueva represa, con lo cual se realizará un análisis multicriterio entre los posibles diques. Se realiza un estudio de las curvas de nivel en la cuenca, aguas arriba del embalse existente, y se determinan cuatro posibles cierres para el nuevo embalse. Estos cuatro puntos se eligen en zonas donde las curvas de nivel convergen y se acercan. En la Figura 4-1, se muestra la ubicación de los puntos de cierre seleccionados.

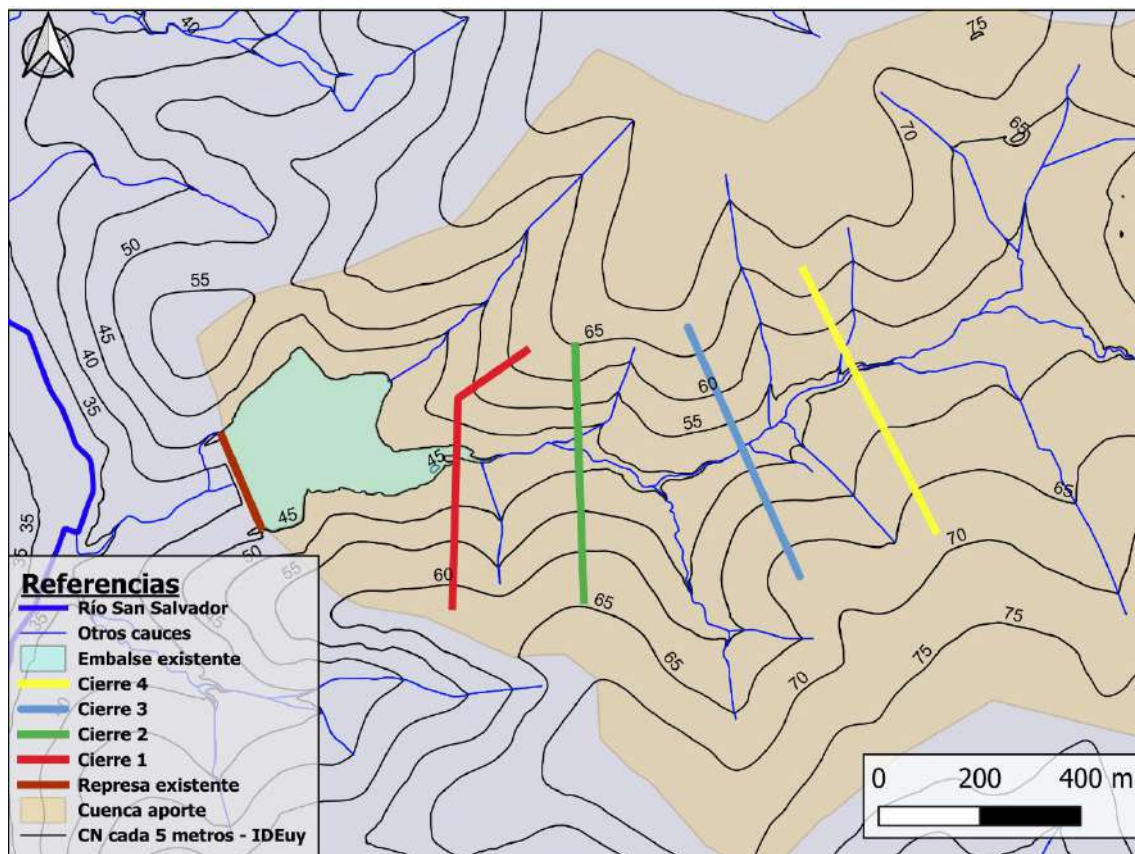


Figura 4-1: Ubicación de los 4 cierres seleccionados para la Alternativa II. Cotas extraídas de modelo digital del terreno del IDEuy.

Para la elección del mejor punto de cierre se realiza un análisis multicriterio, mediante la utilización de los siguientes indicadores:

- I1: Volumen de agua embalsada dividido el volumen de movimiento de suelo para el dique. Un aumento de este indicador corresponde a un menor costo de la obra para el volumen de 1.000.000 m^3 en análisis.
- I2: Facilidad de construcción de la obra. Un aumento de este indicador corresponde a una menor magnitud de obra y/o menor interferencia con obras civiles en el predio de ejecución de la obra.
- I3: Área productiva afectada. Este indicador representa el área geométrica cultivable interceptada por el espejo de agua con el embalse lleno.
- I4: Longitud del Aliviadero. La longitud es determinada a partir de las curvas de nivel y aumenta con la distancia al encausamiento más cercano.
- I5: Altura del Dique. Este indicador refleja la complejidad en el diseño y ejecución de la obra.
- I6: Profundidad media del embalse. Se calcula como el volumen embalsado de 1.000.000 m^3 en análisis sobre el área inundada con el lago asociada a este volumen.
- I7: Volumen de agua embalsado sobre volumen escurrido en la cuenca. Una disminución de este indicador refleja la disponibilidad de agua en la cuenca para el volumen de 1.000.000 m^3 en análisis.
- I8: Distancia recorrida por el agua. Una disminución de este indicador corresponde a una disminución en la obra de conducción de agua en el sistema.

La descripción y el método de cálculo aplicado a cada indicador se detalla en la sección III.III del ANEXO III. Estos métodos son aproximados, por lo que se considera válido la utilización del modelo digital del terreno del IDEuy como topografía del sitio y de imágenes satelitales como reconocimiento de la zona. En la Tabla 4-1, se presenta el valor de cada indicador, para los cuatro puntos de cierre evaluados. Se observa que en los indicadores I5 a I8 no hay una variación significativa entre ellos, por lo que se estima que tienen poco peso en la toma de decisión. Por lo tanto, para la elección del mejor punto de cierre, se consideraron los otros cuatro indicadores (de I1 a I4).

En la Tabla 4-2 se muestran los indicadores normalizados por su valor máximo y se ponderan en base al peso que tienen estos a la hora de decidir qué embalse construir. La escala de color significa que verde es la mejor opción y rojo la peor, dentro de cada indicador y para el resultado final. La fórmula utilizada para el cálculo de la ponderación ("resultado") es:

$$\text{Resultado} = V_{I_1}(\%) \cdot I_1 + V_{I_2}(\%) \cdot I_2 - V_{I_3}(\%) \cdot I_3 - V_{I_4}(\%) \cdot I_4$$

4-1

Donde V_{I_i} corresponde a la valoración de cada indicador definida en la última fila de la Tabla 4-2.

Tabla 4-1: Resultado de todos los indicadores para los cuatro cierres de la alternativa II. I1 en m³ de agua embalsada / m³ de suelo, I2 adimensional, I3 en ha, I4 en m, I5 en m, I6 en m, I7 adimensional e I8 en adimensional.

	I1	I2	I3	I4	I5	I6	I7	I8
Cierre 1	9,5	1,0	0,2	154	14,5	4,1	1,0	0,8
Cierre 2	12,4	1,6	0,7	178	14,0	3,6	1,1	0,9
Cierre 3	17,4	0,9	4,5	174	12,9	3,2	1,3	0,9
Cierre 4	14,7	0,6	7,9	114	11,7	3,2	1,4	1,0

Tabla 4-2: Indicadores normalizados y resultado del análisis comparativo para los cuatro cierres de la alternativa II. I1 en m³ de agua embalsada / m³ de suelo, I2 adimensional, I3 en ha e I4 en metros.

	I1	I2	I3	I4	Resultado
Cierre 1	0,5	0,6	0,03	0,9	0,12
Cierre 2	0,7	1,0	0,09	1,0	0,24
Cierre 3	1,0	0,6	0,57	1,0	0,17
Cierre 4	0,8	0,3	1,00	0,6	0,07

Valoración	35%	25%	15%	25%
------------	-----	-----	-----	-----

De esta comparación se obtiene que el mejor candidato para la Alternativa II es el punto de cierre 2.

4.1.3 Alternativa III – Ampliación del embalse actual con recarga desde el río San Salvador

Se considera el recrecimiento de la represa de materiales sueltos existente y la implementación de una toma de extracción desde el río San Salvador para recarga del embalse. Para este análisis se supone que el recrecimiento se realiza rellenando el talud aguas abajo, aumentando la cota de vertido y de coronamiento como se esquematiza en la Figura 4-2.

Para comparar esta alternativa frente a las demás, se utilizan los parámetros aplicables a la alternativa II. Sin embargo, de ejecutarse esta opción se debe tener especial cuidado entre la unión de la presa existente con el relleno, ya que esto podría generar una superficie de falla o flujos preferenciales en la interfaz de unión principalmente cuando el nivel de agua se encuentre por encima de esta superficie de falla. Además, se debe estudiar cuánto se extiende del pie de talud aguas abajo, ya que este podría llegar a quedar cercano a la zona inundable del río San Salvador.

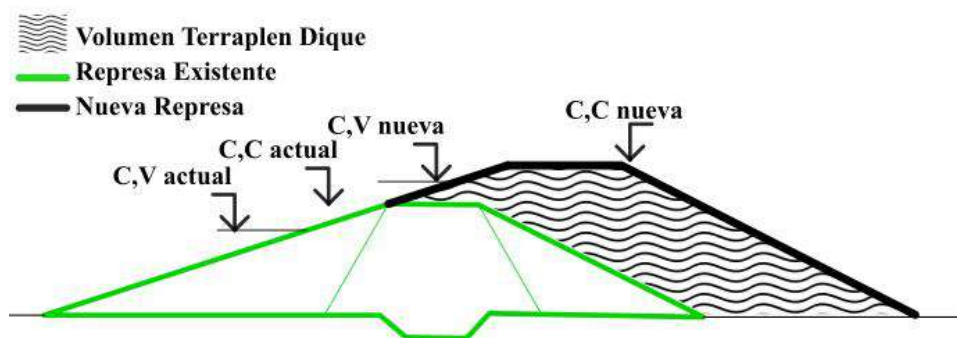


Figura 4-2: Esquema de recrecimiento de embalse. C,V y C,C significan cota de vertido y cota de coronamiento respectivamente.

4.1.4 Alternativa IV – Complementar sistema actual con utilización de aguas subterráneas

En la zona de estudio se encuentran acuíferos en rocas con porosidad por fractura con alta a media probabilidad de agua subterránea. Por otro lado, del visualizador de la página de DINAGUA se pueden encontrar pozos de agua subterránea registrados con un máximo de aprovechamiento de aguas del entorno de 10 m³/h, lo que equivale a unos 2,8 l/s.

Complementar el sistema actual mediante la recarga con aguas subterráneas implicaría una obra costosa con relación al caudal aprovechable, teniendo en cuenta que el pozo podría tener una profundidad de alrededor de 50 m excavado en roca según registros de pozos en la zona.

Según lo descrito anteriormente, para satisfacer la demanda proyectada se necesita disponer de un caudal diario entorno de 230 l/s, teniendo actualmente una toma del río San Salvador de 120 l/s y un embalse que permite una continuidad del riego del entorno de los 10 días. Observando que el máximo caudal presuntamente extraíble de aguas subterránea es de alrededor de 3 l/s, se descarta esta alternativa del análisis. Se entiende que considerar una recarga subterránea complementaria al sistema actual no es suficiente para cumplir con la demanda solicitada por el cliente.

4.1.5 Alternativa V – Demoler represa actual y construir una nueva más grande

Se plantea la demolición de la presa existente y la construcción de una nueva con mayor capacidad de almacenamiento. Esta opción permitiría aprovechar al máximo la cuenca donde se encuentra la presa actual, maximizando el volumen de agua embalsada sin recarga y reduciendo el área inundada en comparación con otras alternativas, como tener dos embalses en la misma cuenca.

En términos de costos de inversión, esta alternativa implica un aumento significativo relativo a otras, especialmente en el rubro de movimiento de suelo, un aspecto crucial en obras de represas de materiales sueltos. Dentro de este rubro se debe considerar:

- Volumen asociado a la demolición del dique actual.
- Volumen asociado a la limpieza de sedimentos acumulados en el vaso.
- Volumen asociado a construcción del nuevo dique.

Aunque parte del material de la demolición podría reutilizarse en la construcción de la nueva represa, el hecho de que esta última deba tener mayores dimensiones requerirá la extracción de la mayor parte del material necesario del terreno circundante.

Además del costo de la obra, es importante considerar el impacto en la calidad del agua, que puede afectar la diversidad de especies en el cauce y en las márgenes aguas abajo. Este impacto se suma a la pérdida de biodiversidad y principalmente de la fauna acuática existente en el embalse, que ha estado en funcionamiento durante aproximadamente diez años.

Por último, dada la situación de la cuenca del río San Salvador aguas abajo del proyecto, donde se realizan extracciones directas de agua para agricultura y consumo humano, se debe tener en cuenta el posible aumento significativo de concentraciones de sedimentos. Este aumento podría afectar negativamente estas fuentes, dependiendo de la distancia de estas obras respecto al proyecto actual.

Por las razones mencionadas anteriormente no resulta viable esta alternativa, ya sea por los altos costos y dificultades de realización comparado con las demás opciones, como por los impactos que generaría la demolición de la presa actual en la zona.

4.1.6 Alternativa VI – Mantener el sistema actual y construir una represa nueva en otra cuenca en predio del cliente

Se evalúa la construcción de una nueva presa en otra cuenca cercana, en la zona de actuación, manteniendo el sistema actual como apoyo. Las cuencas disponibles son considerablemente más pequeñas que la de la presa existente. A su vez, el embalse implicaría mayores afectaciones al área productiva, a caminería y predios linderos. Por lo cual, no se considera como una alternativa competitiva contra la opción II y III.

En la Figura 4-3 se muestran las cuencas adyacentes a la del embalse existente, con punto de cierre cercano al río San Salvador. Se aprecia que las cuencas 1, 2, 3 y 5 son considerablemente menores a la de estudio, y la cuenca 4 considerablemente mayor, pero un embalse en esta afectaría predios linderos.

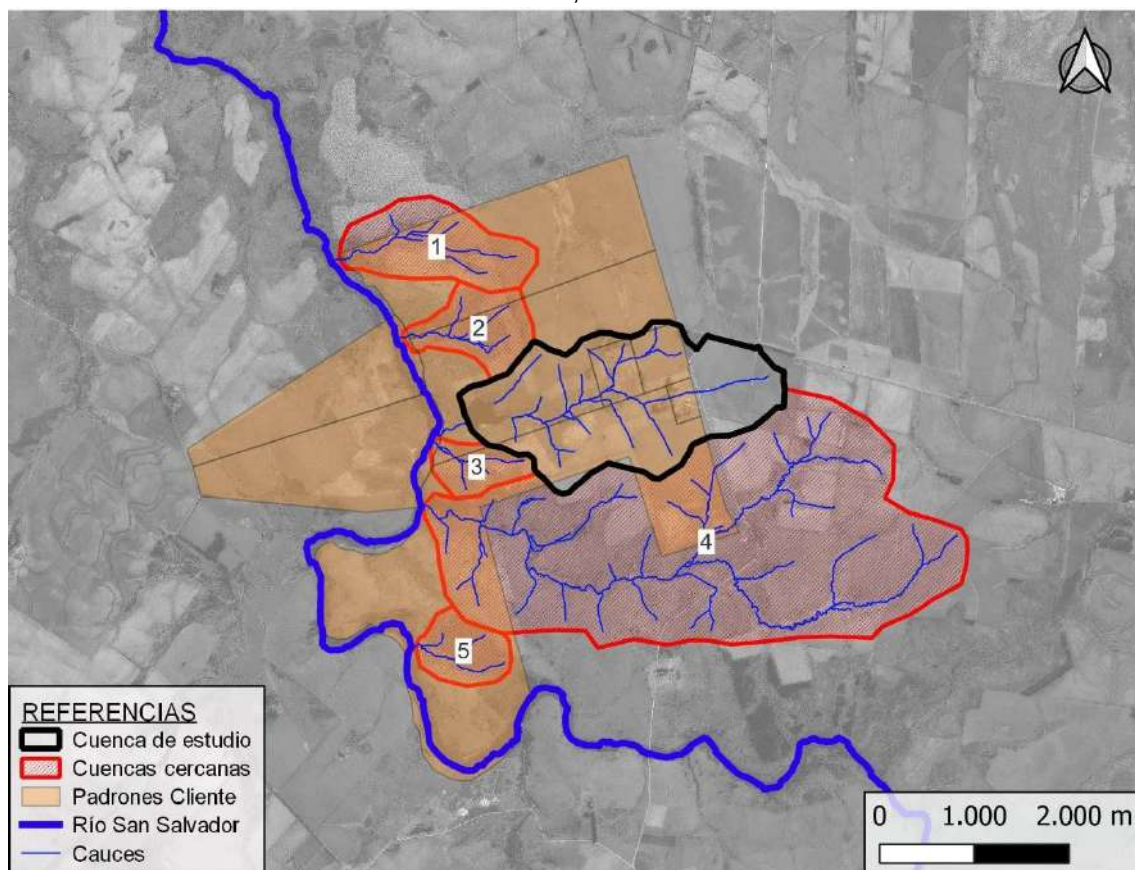


Figura 4-3: Cuencas cercanas en la zona de estudio.

4.2 Análisis multicriterio entre las alternativas II y III

De acuerdo con el desarrollo realizado en la descripción de cada alternativa de la sección anterior, las alternativas que a priori se pueden implementar para cumplir los objetivos del proyecto con un costo razonable y minimizando las afectaciones son las alternativas II y III. Al tratarse de dos represas, se comparan ambas alternativas mediante los indicadores definidos en la descripción de la alternativa II (sección 4.1.2) para determinar del mejor punto de cierre de la represa. Respecto a la alternativa III, este se estudia para un volumen de $1.211.600 \text{ m}^3$, que es el volumen equivalente a la suma del volumen almacenado por la represa existente y el volumen fijado de $1.000.000 \text{ m}^3$ necesario para el nuevo proyecto.

Se obtienen nuevamente los indicadores I1 a I4 para cada alternativa, aplicando la metodología presentada en la sección III.III del Anexo III, los cuáles se presentan en la Tabla 4-3. Se observa que el indicador I3 no tiene una diferencia significativa entre una opción y la otra, por lo que se excluye del análisis multicriterio.

Tabla 4-3: Indicadores I1-I4 para las Alternativas II y III. I1 en m^3 de agua embalsada / m^3 de suelo, I2 adimensional, I3 en ha e I4 en metros.

	I1	I2	I3	I4
Alt III	10,0	1,0	0,0	303
Alt II	12,4	1,2	0,7	178

Finalmente, en la Tabla 4-4 se muestra el resultado del análisis, donde se normalizan los indicadores y se valoran cada uno según se indica en la última fila, obteniéndose, así como mejor candidato la Alternativa II, con el cierre 2.

Tabla 4-4: Resultado de análisis multicriterio con indicadores adimensionales para Alternativa II y III.

	I1	I2	I4	Resultado
Alt III	0,8	0,9	1,0	0,37
Alt II	1,0	1,0	0,6	0,60

Valoración	45%	30%	25%
------------	-----	-----	-----

4.3 Resumen y selección de la alternativa a diseñar

En las secciones anteriores se evaluaron alternativas para subsanar la demanda que incluyen diferentes fuentes de abastecimiento de agua, de las cuáles, de manera preliminar, la opción que resulta apta en este proyecto es un embalse de dimensiones tales que sea capaz de abastecer la nueva demanda prevista, complementado con una recarga desde el río San Salvador.

Finalmente se **define** como **alternativa a diseñar, la II: “Diseño de nueva represa en la misma cuenca que la existente con recarga desde el río San Salvador”**.

5 Caracterización del sistema a diseñar

La alternativa seleccionada incluye el diseño de:

- Una nueva represa, cuya ubicación de eje corresponde al cierre 2 de la Figura 4-1 y de sus obras anexas
- Un sistema de bombeo y conducciones desde río San Salvador a los embalses.

En este capítulo se realiza la caracterización del entorno físico sobre el cual se ejecuta el diseño y se definen:

- La clasificación de la represa según sus dimensiones y el riesgo asociado a su rotura.
- Los criterios de fundación de la represa y de obtención de materiales para la obra según el suelo existente.
- La capacidad de almacenamiento de la represa a diseñar y el área inundada por la misma.
- Las cuencas hidrológicas del sistema.

5.1 Clasificación del tipo de represa

La represa a diseñar se clasifica según su altura, área de la cuenca y volumen embalsado o según las consecuencias en caso de falla.

5.1.1 Clasificación DINAGUA

Se proyecta una presa de altura mayor a 5 m, con un volumen de almacenamiento mayor a 600.000 m³ y un área de la cuenca de aporte entre 200 y 500 ha. La misma queda comprendida como una “Represa Chica” según los criterios de DINAGUA establecidos en el Decreto N° 123/999 mostrados en la Figura 5-1.

		ÁREA DE LA CUENCA DE APOORTE A LA OBRA					
		A < 4 há	4 há ≤ A < 40 há	40 há ≤ A < 200 há	200 há ≤ A < 500 há	500 há ≤ A < 1000 há	A ≥ 1000 há
A L T U R A	H < 3 m	V < 12.000 m ³ = Tajamar Chico 12.000 m ³ ≤ V < 120.000 m ³ = Tajamar Mediano V > 120.000 m ³ = Tajamar Grande					
	3 m ≤ H < 5 m	Tajamar Chico	Tajamar Mediano	Tajamar Grande	V < 120.000 m ³ = Tajamar Grande 120.000 m ³ ≤ V < 600.000 m ³ = Represa Chica V ≥ 600.000 m ³ = Represa Mediana		
	5 m ≤ H	V < 120.000 m ³ = Tajamar Grande V ≥ 120.000 m ³ = Represa Chica			Represa Chica	Represa Mediana	Represa Grande

Figura 5-1: Clasificación de represas y tajamares Grandes, Medianos y Chicos en función de los parámetros área de cuenca de aporte (A), altura de presa (H) y volumen máximo a retener (V) (Decreto N° 123/999, 1999).

5.1.2 Clasificación SPANCOLD

Se utiliza además la clasificación de la Guía de presas de materiales sueltos del Comité Español de Grandes Presas (SPANCOLD). Esta clasificación tiene en cuenta el riesgo potencial que pueda derivar de su rotura. Se definen tres categorías:

- Categoría A: Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede afectar gravemente núcleos urbanos o a servicios esenciales, así como producir daños materiales o medioambientales muy importantes.
- Categoría B: Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede ocasionar daños materiales o medioambientales importantes o afectar a un reducido número de viviendas.
- Categoría C: Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede producir daños materiales de moderada importancia y sólo incidentalmente pérdida de vidas humanas. En todo caso a esta última categoría pertenecerán todas las presas no incluidas en las categorías A y B.

Debido a la ubicación de la presa, no existen urbanizaciones inmediatamente aguas abajo de la misma, con lo que el riesgo asociado a las consecuencias de su rotura es bajo, por lo tanto, se la considera dentro de la Categoría C.

5.2 Suelos en la zona de implantación de la represa

Se identifican las litologías presentes en la zona para determinar las condiciones de la fundación de la represa y el material disponible para su construcción. Para ello se cuenta con información de los cateos (perfiles estratigráficos y ensayos geotécnicos) descritos en la sección 2.3.4, cuya distribución de las calicatas se muestra en la Figura 5-3 más adelante.

5.2.1 Perfil en el eje de fundación

En el eje de la nueva represa, se dispone de la información de cinco calicatas. Considerando el perfil de elevación del terreno natural a lo largo del eje de la nueva represa que se obtiene utilizando el modelo digital del terreno a escala local del relevamiento de dron descrito en la sección 2.3.6, e incorporando los espesores de los perfiles litológicos de las calicatas, se estima el corte transversal de litologías a lo largo del eje mostrado en la Figura 5-2.

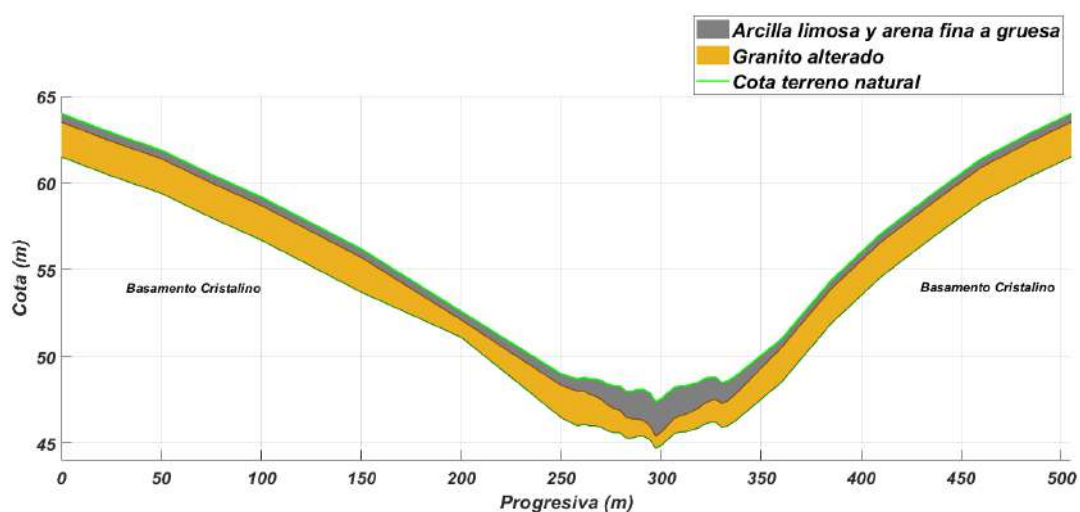


Figura 5-2: Perfil Litológico estimado a lo largo del eje del cierre de la represa. Progresivas cada 25 metros fuera del cauce y cada 3 metros en el cauce. Las cotas están referidas al Cero Oficial,

Como se indica en la siguiente sección (5.2.2), estos materiales se repiten aguas arriba en la cañada en la zona de préstamo prevista en la cual se realizaron ensayos geotécnicos, de esto se tiene que para los materiales presentes en el eje de la presa:

- La capa superior visible trata de un espesor variable de arcilla limosa con arena fina a gruesa de color negro. Suelo muy compresible y con características resistentes muy sensibles a los cambios de humedad en los primeros 0,2 – 0,3 m debido al alto contenido de raíces. Además, el espesor de este suelo aumenta significativamente en la zona de la cañada S/N, zona de condiciones en general húmedas que lo hacen un suelo no compactable o no trabajable.
- Por debajo de los espesores de arcilla limosa y arenas, se encuentran el material granular denominado granito alterado nivel desagregado del basamento cristalino con escasos finos. Suelo de tensiones admisibles son significativamente mayores a los de la arcilla antes mencionada. Además, el granito alterado presente resulta un suelo altamente dispersivo al fujo de agua a través del estrato, esto puede generar un proceso de erosión interna en suelo de la fundación.

Consideraciones respecto a la fundación de la presa:

Tomando lo mencionado respecto a los materiales presentes en la zona del eje de fundación mencionadas anteriormente se define que:

- La totalidad del material de la capa superior (arcilla orgánica y arenas) debe removerse para la fundación del cuerpo de la represa. Estos materiales son utilizados como revestimiento o relleno superficial.
- Los niveles desagregados del basamento cristalino se deben interceptar con un dentellón de material de baja permeabilidad en caso de que la altura de agua en el embalse sea tal que el flujo a través de este estrato pueda derivar en el fenómeno de erosión interna.

Lo anterior corresponde a que, en el punto más bajo de la represa (cauce natural), se deba remover un espesor de 2,0 m de arcillas oscuras y arenas para la fundación del cuerpo de la represa, resultando su punto más bajo a cota 45,4 metros respecto al Cero Oficial.

5.2.2 Materiales disponibles en la zona

El suelo en la zona de préstamo es similar al que se encuentra bajo la fundación descrito en la sección anterior con importantes cantidades de niveles graníticos desagregados granular seguidos del basamento cristalino. Además, de la información de las calicatas y de las imágenes capturadas con un dron se identificaron los afloramientos discontinuos pero abundantes en la zona.

Sin embargo, en algunos puntos se ha detectado material arcilloso, en los puntos con espesores de aproximadamente 1,5 m de arcilla, en la proximidad se pueden encontrar afloramientos. La intercalación de sedimentos finos y afloramientos evidencian que los depósitos de arcilla existentes se deben a depresiones en el basamento cristalino, a pesar de la ausencia de planicies de inundación que no se forman por las fuertes pendientes en laderas en la zona. La Figura 5-3 muestra la ubicación de las calicatas, los afloramientos más importantes, y aquellas calicatas donde se encontró material arcilloso.

A partir de los resultados de los ensayos en las calicatas se obtienen las características de los dos tipos de materiales encontrados por debajo de la capa superficial (granito alterado y arcillas) identificando que de los ensayos detallados en la sección I.IV del ANEXO I, tres de las muestras ensayadas (muestras 1, 2 y 5) corresponden al granito alterado y dos (muestras 3 y 4) muestras correspondientes a las arcillas.

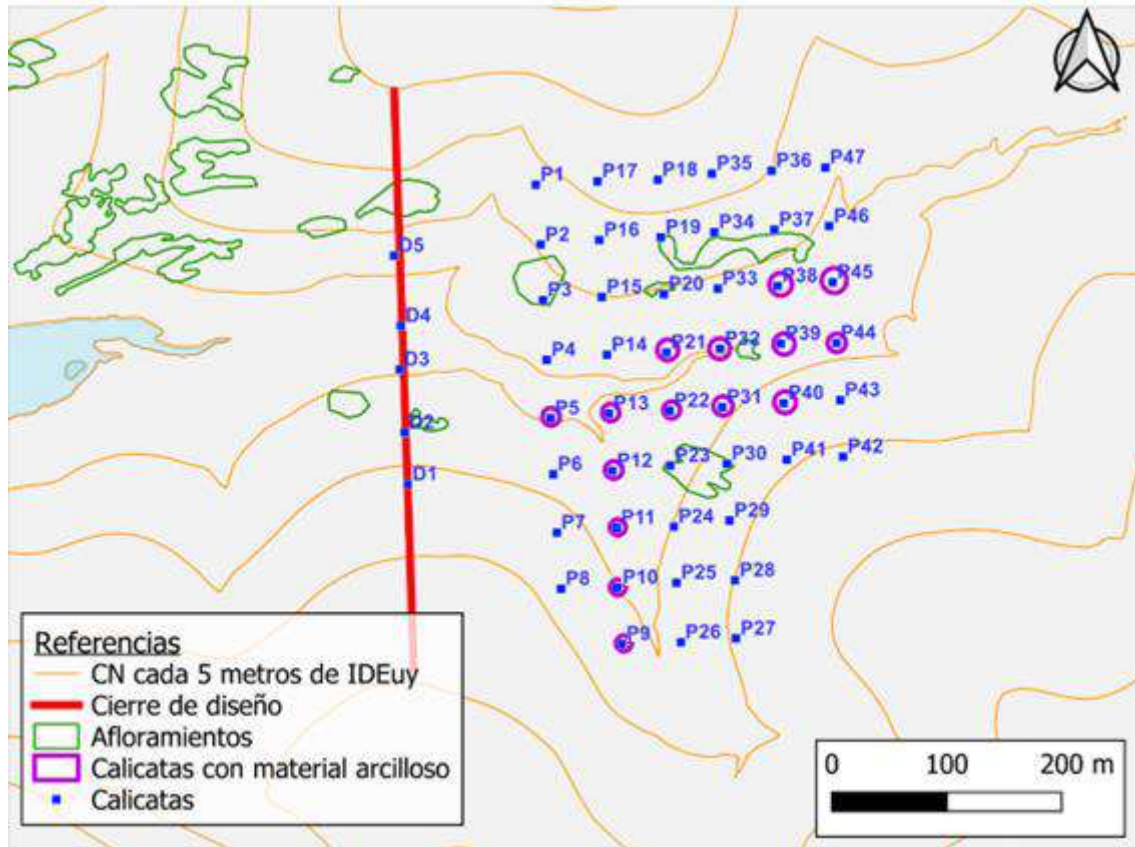


Figura 5-3: Ubicación de calicatas respecto al eje de diseño. Se identifican afloramientos importantes de la zona y ubicación de material arcilloso.

Consideraciones respecto a los materiales para la construcción de la presa:

Se concluye que ambos materiales son aptos para la construcción de la presa, si bien no difieren significativamente en granulometría y permeabilidad, se plantea una presa de núcleo u homogénea modificada (dado que los materiales son similares) en la cual las arcillas formen parte del núcleo y dentellón, mientras que el granito alterado forme parte de los faldones de la presa.

El material de base granular se puede obtener sin complicaciones para el proyecto, dado que los niveles graníticos desagregados del basamento cristalino se encuentran en cantidades abundantes y presenta características resistentes aptas, teniendo que prever el control de la erosión interna por uso de este material.

En cuanto al material fino, además de extraerlo de las depresiones del basamento cristalino, será necesario obtener material adicional de otras zonas dentro del predio del cliente para asegurar una cantidad suficiente para la construcción de la represa. Estas zonas se ubican en las planicies del río San Salvador y de otros cauces presentes en la propiedad del cliente, para ello se tomará como un valor estimativo de $3,5 \text{ USD/m}^3$ el movimiento de suelos asociado a este material.

5.2.3 Curvas HAV del cierre a diseñar

En el análisis de alternativas descripto en la sección 4.1 se trazaron las curvas Altura – Superficie – Volumen (HAV, de su sigla en inglés *height area volume*) para el cierre definido utilizando la topografía de escala nacional del MDT del IDEuy.

En este caso, utilizando el relevamiento MDT a escala local del relevamiento de dron se determinan las curvas HAV con una mayor precisión, la metodología empleada es la misma que la que se utilizó con el MDT del IDEuy. El resultado de las curvas cada 1 metro se muestra en la Tabla 5-1 y se visualiza espacialmente en la Figura 5-4.

Tabla 5-1: Curvas HAV en el cierre 2 utilizando el MDT del vuelo de dron de alta precisión altimétrica. Cotas referidas al Cero Oficial.

Cota (m)	Altura (m)	Área (m ²)	Volumen (m ³)
47,4	-	-	-
49,0	1,6	6.931	3.959
50,0	2,6	16.748	15.869
51,0	3,6	28.327	37.870
52,0	4,6	42.928	73.372
53,0	5,6	58.519	124.144
54,0	6,6	78.655	192.153
55,0	7,6	106.175	284.185
56,0	8,6	140.051	406.743
57,0	9,6	182.387	567.327
58,0	10,6	234.460	773.434
59,0	11,6	301.455	1.041.536
60,0	12,6	361.221	1.372.668
61,0	13,6	433.034	1.767.695

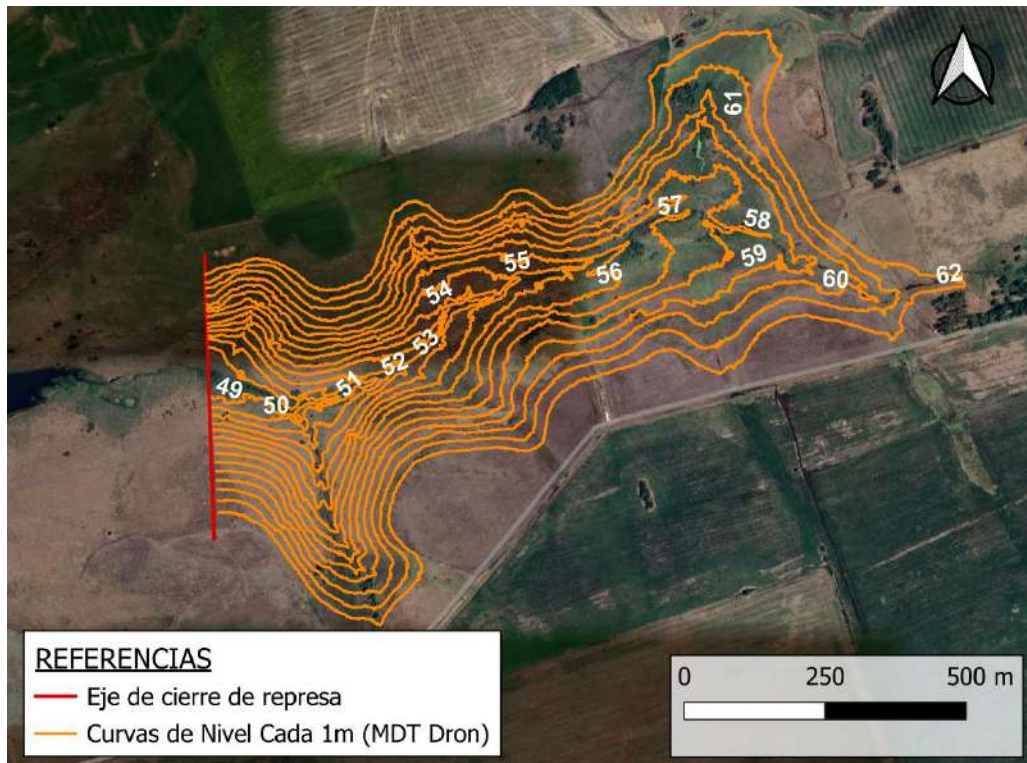


Figura 5-4: Curvas de nivel cada 1 m obtenidas del modelo digital del terreno obtenido del vuelo de dron.

Con los resultados de las curvas HAV se determinan el ajuste potencial $V = a \cdot H^b$ del volumen como función de la altura y $A = c \cdot H^d$ del área como función de la altura. El resultado del ajuste y el coeficiente de correlación lineal de Pearson correspondiente se muestra en las siguientes ecuaciones:

$$V(m^3) = 826,98 H(m)^{2,9} \quad R = 0,9987$$

5-1

$$A(m^2) = 1.421 H(m)^{2,16} \quad R = 0,9974$$

5-2

El ajuste fue determinado desde la cota 52,00 metros a la cota 60,00 metros respecto al Cero Oficial, esto se debe a que es el rango de operación estimado del embalse con la cota de vertido a definir. En la Figura 5-5 se muestra el resultado de ambos ajustes junto a los datos.

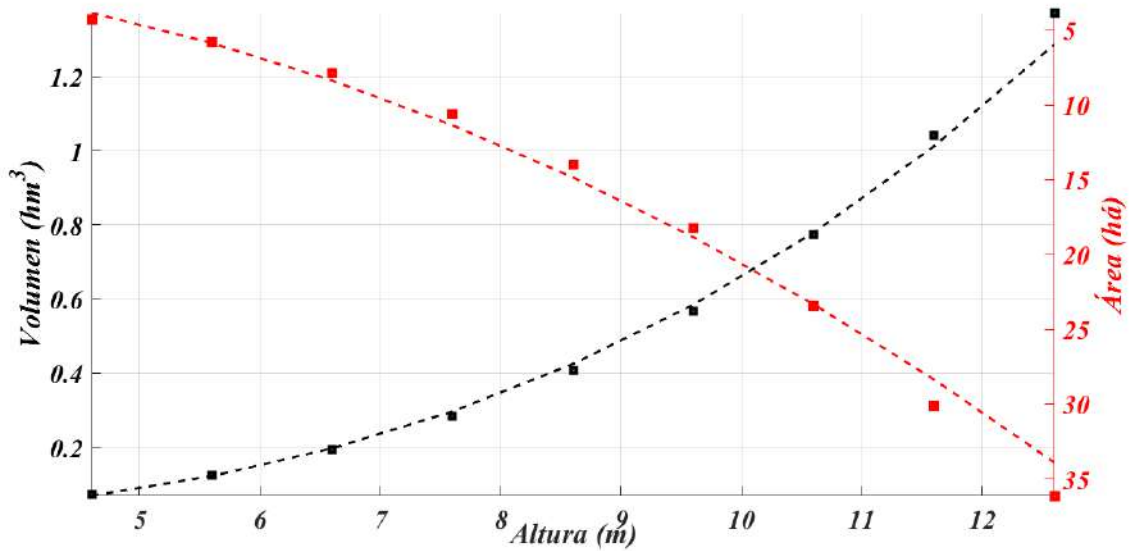


Figura 5-5: Curvas HAV para el cierre de diseño desde cota 52 m a cota 60 m respecto al Cero Oficial. Líneas punteadas corresponde a ajuste de ecuaciones 5-1 y 5-2.

5.3 Cuencas hidrológicas

Para las dos represas del nuevo sistema, se realiza el trazado de las cuencas de aporte a cada embalse, el resultado se muestra en la Figura 5-6.

Por otra parte, la cuenca hidrológica resultante de aporte a la toma de extracción en el río San Salvador se muestra en la Figura 5-7 junto a la cuenca de aporte de la estación de Paso Ramos.

Los principales parámetros geomorfológicos de interés de cada cuenca se resumen en la Tabla 5-2.

Tabla 5-2: Parámetros morfológicos de cada cuenca de aporte a embalses y a toma de extracción.

Cuencas	Área (km ²)	Long. Cauce principal (km)	$\frac{\Delta H}{L}$ (%)
Represa existente	0,6	0,72	3,4
Represa nueva	3,2	2,83	1,1
Toma extracción	935,6	80,79	0,2

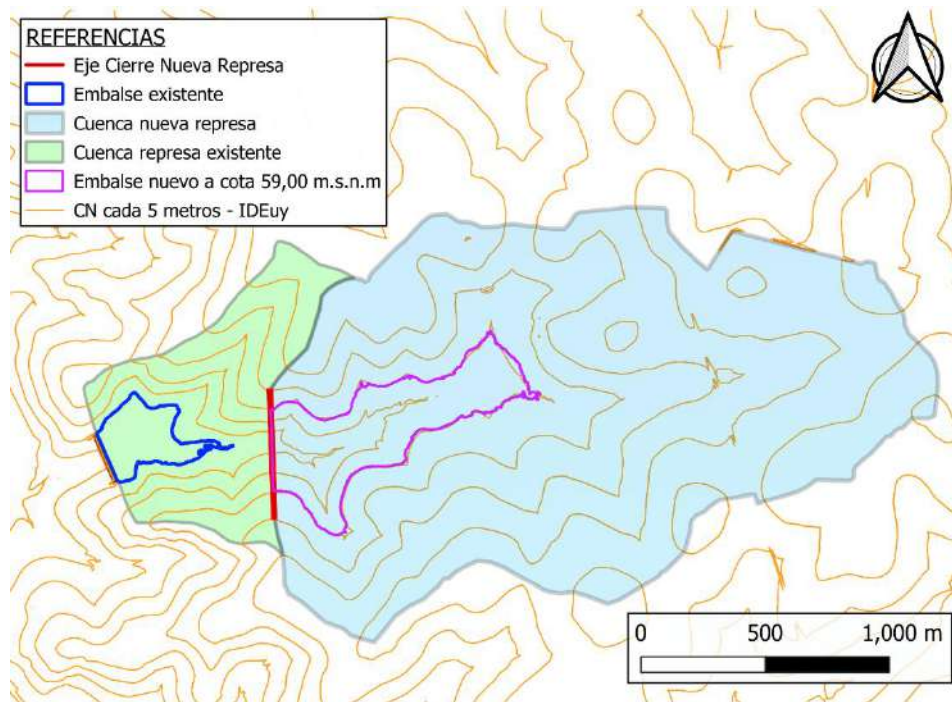


Figura 5-6: Cuencas de aporte a los dos embalses Sobre curas de nivel cada 5 metros obtenidas con el MDT del IDEuy.

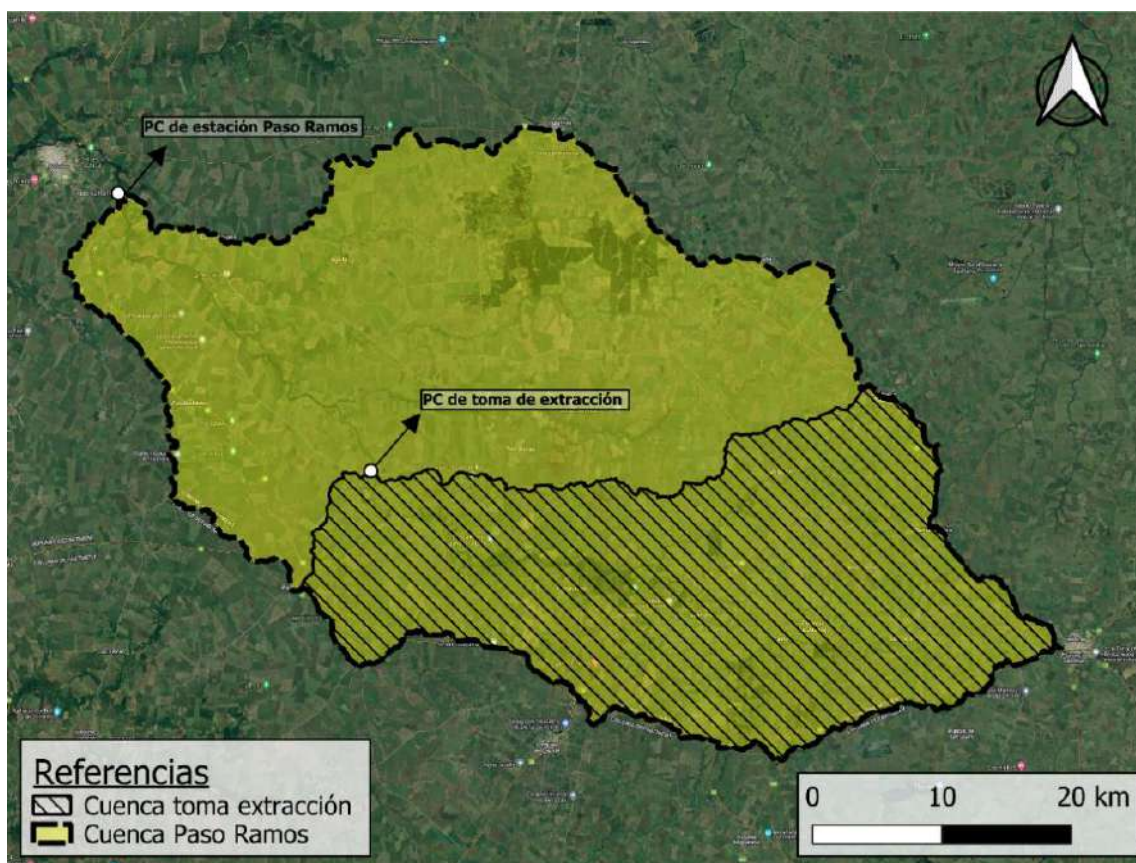


Figura 5-7: Cuenca de aporte a la toma de extracción sobre cuenca de aporte a la estación 178.0 Paso Ramos. Imagen de fondo: Google Híbrido⁸. PC: abreviación de "Punto de Cierre".

⁸ <https://mt1.google.com/vt/lyrs=y&x={x}&y={y}&z={z}>

6 Análisis de variables hidro-meteorológicas

Para el sistema de abastecimiento a diseñar conformado por dos embalses y una toma de extracción se definen las variables meteorológicas e hidrológicas que permitirán evaluar su comportamiento frente a la demanda.

6.1 Variables meteorológicas

6.1.1 Precipitación

Se realiza un análisis de los datos de precipitación diaria de las estaciones pluviométricas descritas en la sección 2.3.8. En la Tabla 6-1 se resumen algunos estadísticos referidos a cada una de estas series de datos.

Se observa que se cuenta con dos bloques de series de precipitación, 44 años de datos de INUMET y 30 años de datos de UTEi. De acuerdo con el Manual de pequeñas presas (DINAGUA, y otros, 2011), para que el análisis estadístico del balance en el embalse sea consistente, se propone un período de análisis histórico mensual de por lo menos 30 años.

En cuanto a la calidad de datos de las estaciones, INUMET, menciona en la respuesta a la solicitud de datos de pluviómetros que particularmente la estación de Corralito (Perseverano) cuenta con poca información y discontinua, por lo que no es confiable. A su vez, en la Tabla 6-1 se observa que la estación de Cañada Nieto cuenta con muchos faltantes (más de 3 años), por lo que se decide realizar el balance hídrico utilizando la serie de estación Chileno, por su cercanía a la zona de estudio después de las dos ya mencionadas. Considerando la baja cantidad de faltantes de la estación seleccionada (46 datos), se realiza una corrección día a día para cada uno de los faltantes.

Tabla 6-1: Resumen de principales estadísticos de la serie de datos de las estaciones pluviométricas.

Pluviómetro	Cantidad de días de la serie	Cantidad de datos faltantes	Días de lluvia	Lluvia máxima (mm/día)
Cañada Nieto	16.192	410	2.907	186
Chileno	16.192	46	3.018	240
Ombúes de Lavalle	16.192	236	3.190	165
Miguelete	16.192	95	3.223	250
Corralito (Perseverano)	10.713	1.131	1.241	140
Cardona	10.713	35	1.831	220
Santa Catalina	10.713	27	1.891	220
Rodó	10.713	23	1.898	192
Egaña	10.713	168	1.638	200
Palmitas	10.713	31	1.890	176

6.1.1.1 Corrección de serie de precipitación - Chileno

Con el objetivo de obtener una única serie de datos de precipitación diaria completa y consistente para realizar el balance hídrico, se seleccionan una serie de estaciones con las cuales poder completar los datos faltantes de la estación Chileno y verificar la consistencia de los días de lluvia y no lluvia. Del resumen estadístico previo se decide descartar la estación pluviométrica Corralito (Perseverano).

Se realizó el análisis de doble masa de la estación Chileno frente a todas las estaciones. Como se puede observar en la Figura 6-1, las estaciones Cañada Nieto y Egaña poseen

un alejamiento de la recta $X=Y$. La no correlación del acumulado interanual con los datos de Cañada Nieto es compatible con la cantidad excesiva de faltantes. Además, se observa que la estación Ombúes de Lavalle, siendo la segunda estación que más faltantes posee, no parece tener incoherencias en el análisis de doble masa. Esto se debe a que la excesiva cantidad de faltantes son consecuencia de que la estación se volvió inactiva los últimos 3 meses de datos recabados.

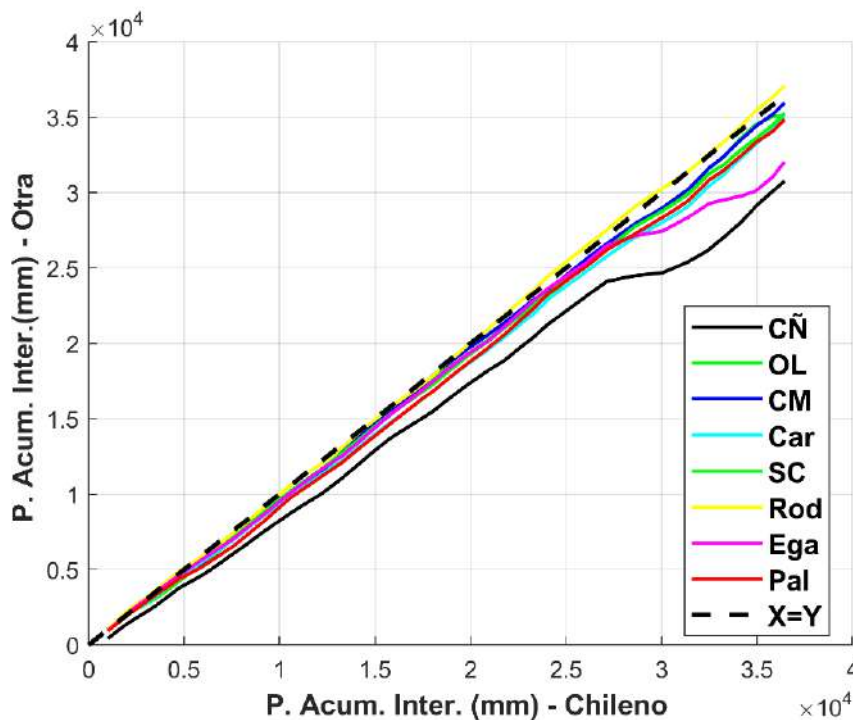


Figura 6-1: Análisis de doble masa estación Chileno.

Por otro lado, se calculó el porcentaje de correlación diaria que hay en los días de lluvia de la estación Chileno frente a las demás estaciones. El resultado se muestra en la Tabla 6-2. Se observa la influencia que tiene la distribución espacial en la correlación de días de lluvia entre estaciones, y en particular con la estación Chileno.

Tabla 6-2: Porcentaje de correlación de días de lluvia de la estación Chileno frente a las demás estaciones.

Estación	Estanzuela	Cañada Nieto	Chileno	Ombúes de Lavalle	Colonia Miguelete	Cardona
Porcentaje	89%	92%	100%	93%	94%	76%

Santa Catalina	Rodó	Egaña	Palmitas
76%	76%	76%	76%

Teniendo en cuenta este análisis y el resultado de doble masa se eligieron las estaciones de Ombúes de Lavalle y Colonia Miguelete para corregir los datos faltantes en la serie de datos de la estación Chileno y revisar los datos de precipitación en busca de *outliers* en la serie de datos. Se destaca que, pese a la distancia que se registra entre la estación de La Estanzuela y la estación Chileno, debido a la fiabilidad de los datos, esta también se utiliza para chequear *outliers* en la serie de datos y corregir los datos

faltantes en caso de que el día que falten datos en estación Chileno también falten datos en Ombúes de Lavalle y Colonia Miguelete.

En el ANEXO IV se presenta el análisis realizado para la serie de datos de la estación Chileno y las demás estaciones. En la Figura 6-2 se presenta la serie histórica de precipitación diaria corregida de la estación Chileno. El período seleccionado para trabajar comprende del 1 de enero de 1980 hasta el 30 de abril de 2024.

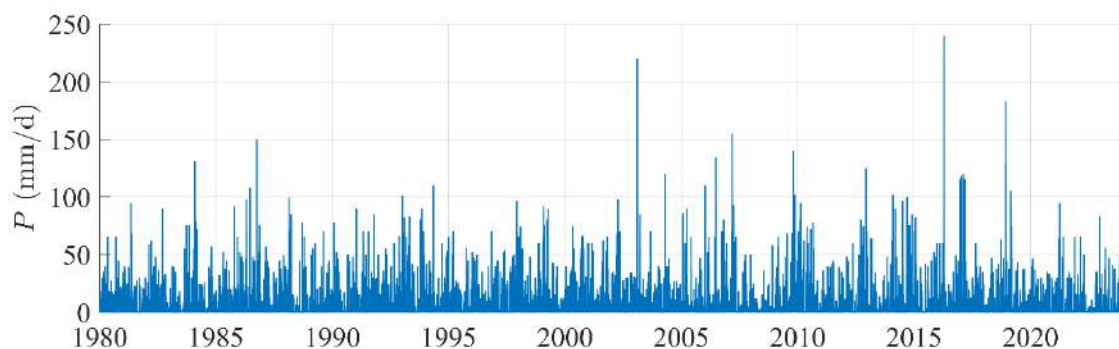


Figura 6-2: Serie de precipitación histórica diaria corregida de estación pluviométrica Chileno.

6.1.2 Evaporación tanque A

Debido a la distancia de la estación La Estanzuela a la zona de estudio y con el objetivo de corroborar la consistencia de los datos a utilizar, se compararon los valores de evaporación de tanque A frente a los datos del ciclo medio mensual de evaporación de tanque A en Mercedes Soriano, siendo que la zona de estudio se encuentra más cercana a Mercedes.

Siendo que el período de los datos de Mercedes es de 1985 a 1999, a partir de la serie diaria de La Estanzuela se construye el ciclo medio mensual de evapotranspiración para el período común de los datos. El resultado de la comparación de ambos ciclos medios se muestra en la Figura 6-3. Se puede observar que los valores son muy similares entre sí, incluso dando más alto en algunos meses en la estación de Mercedes, algunos meses igual y en otros meses más alto en la estación de La Estanzuela.

Por lo tanto, se decide trabajar con los datos de la estación de INIA La Estanzuela al tratarse de una serie de datos de mayor duración que la que se usó para construir el ciclo medio anual en la localidad de Mercedes. Se obtuvieron datos de Evaporación de tanque A para el período común de los datos de Precipitación (1980-2024).

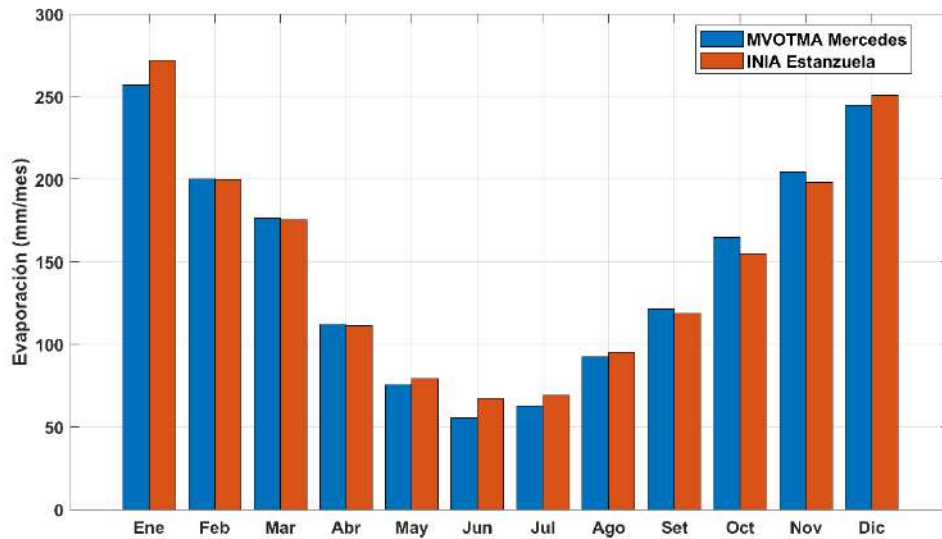


Figura 6-3: Ciclo medio anual de Evaporación tanque A para la localidad de Mercedes y para La Estanzuela.

En la Tabla 6-3 se presenta el promedio mensual de Evaporación Tanque A desde enero de 1980 hasta abril de 2024, y en la Figura 6-4 el resultado de la serie diaria.

Para utilización de este resultado en la modelación de balance hídrico como evaporación en los embalses del sistema, se multiplican estos valores de evaporación obtenidos por el coeficiente 0,7.

Tabla 6-3: Valores promedio de Evaporación Tanque A para el período en estudio.

Mes	Promedio (mm/mes)
Ene	273,7
Feb	200,4
Mar	170,7
Abr	113,4
May	78,0
Jun	58,5
Jul	64,3
Ago	89,6
Set	114,3
Oct	154,3
Nov	201,1
Dic	262,6

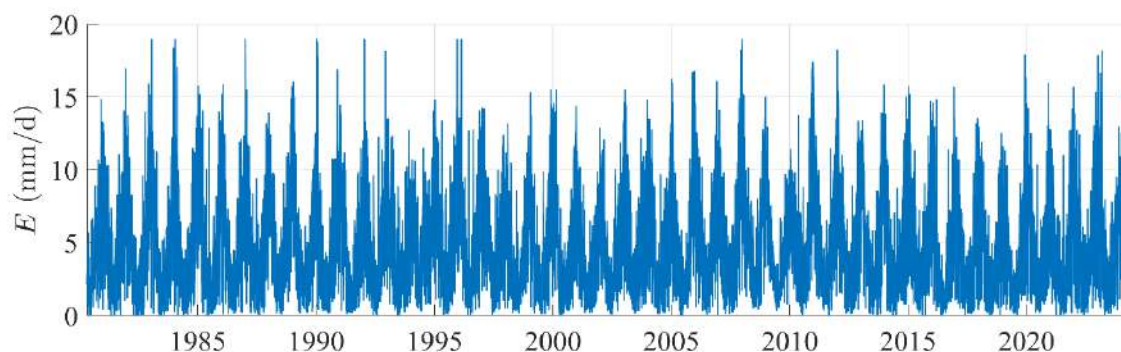


Figura 6-4: Serie de evaporación de tanque A diaria obtenida de INIA - La Estanzuela.

6.1.3 Ciclo medio anual de evapotranspiración

Para determinar la ETP en la zona de estudio se utiliza el mapa de isolíneas de Evapotranspiración Potencial media anual del Manual de Pequeñas Presas (DINAGUA, y otros, 2011) mostrado en la Figura 15-1 del ANEXO I, donde se obtiene un valor de la ETP media anual de 92 mm. A partir de los coeficientes de distribución mensual del ciclo medio anual mostrado en la segunda fila de la Tabla 6-4 se pondera por un valor cada mes y se obtienen los valores de la ETP mensual.

Tabla 6-4: Evapotranspiración potencial media mensual.

Mes	Coeficiente	ETP (mm/mes)
Ene	1,88	173,1
Feb	1,45	133,4
Mar	1,19	109,5
Abr	0,73	67,2
May	0,44	40,5
Jun	0,29	26,7
Jul	0,35	32,2
Ago	0,55	50,6
Set	0,78	71,8
Oct	1,12	103,0
Nov	1,47	135,2
Dic	1,78	163,8

6.2 Caudal Ambiental

6.2.1 Caudal ambiental en el río San Salvador

Se realiza la definición del caudal ambiental a verificar en el río San Salvador en el diseño de la toma de extracción para recarga de los embalses. Se utiliza como ubicación la misma que la toma de extracción actual. Se parte de que, en la evaluación del funcionamiento del sistema actual, más precisamente en la sección 3.1.2, ya se calculó el caudal ambiental de cada mes a partir de la serie de datos medidos en Paso Ramos y llevado al punto de cierre usando el cociente de las áreas de cuencas de 0,43, donde se aplicó el criterio del caudal que tiene 80% de permanencia en la serie establecido en el Decreto N°368/018.

Por otra parte, de los caudales específicos regionalizados de la DINAGUA presentados en la sección 2.3.7.2, también se puede calcular el caudal ambiental de cada mes como

el que tiene 80% de permanencia, la metodología se presenta en el ANEXO V. El resultado de aplicación de ambas metodologías se muestra en la Tabla 6-5, siendo $Q_{80,datos}$ (l/s) el caudal ambiental obtenido con datos presentado anteriormente y $Q_{80,reg}$ (l/s) el caudal ambiental obtenido utilizando la regionalización estadística.

Tabla 6-5: Caudales de 80% de permanencia en el punto de ubicación de la toma de extracción existente estimado con 11 años de datos (Tabla 3-2) y con la regionalización de la DINAGUA.

Mes	$Q_{80,datos}$ (l/s)	$Q_{80,reg}$ (l/s)
Ene	586,6	222,6
Feb	896,7	504,3
Mar	706,6	602,5
Abr	1.143,6	818,5
May	1.824,0	1.485,4
Jun	1.673,8	1.439,9
Jul	1.907,8	1.409,6
Ago	1.256,8	1.173,3
Set	1.096,2	1.087,9
Oct	1.042,2	1.791,9
Nov	1.121,9	1.130,6
Dic	764,6	445,4

Se observa que el resultado que se obtuvo de las curvas de permanencia con la serie de datos de 11 años es más restrictivo que la utilización de la regionalización de caudales. Se decide entonces utilizar como caudal ambiental el obtenido de la serie de 11 años de datos para modelar la operación del sistema en el balance hídrico.

6.2.2 Caudal ambiental en la Cañada sin nombre

A continuación, se calcula el caudal ambiental para la cuenca de aporte al embalse existente, con una extensión de 382 ha. En este caso, al tratarse de un embalse, el Decreto N°368/018 establece que el caudal ambiental es aquel que tiene 60% de permanencia en la serie de datos.

En este cauce no se cuentan con datos medidos de caudal en el punto de cierre de la cuenca de aporte considerada, por lo tanto, se decide utilizar como caudal ambiental el obtenido de la regionalización estadística utilizada anteriormente. El resultado de caudal ambiental se muestra en la Tabla 6-6.

Tabla 6-6: Caudales de 60% de permanencia inmediatamente aguas abajo de la represa existente.

Mes	Q_{60} (l/s)
Ene	1,6
Feb	3,7
Mar	4,4
Abr	4,3
May	7,9
Jun	7,6
Jul	7,5
Ago	9,3
Set	8,7
Oct	14,2
Nov	9,0
Dic	3,2

6.3 Disponibilidad media de agua en la cuenca de la Cañada S/N

Se determina la disponibilidad media de agua como aporte a los dos embalses, dividiendo en dos cuencas considerando la nueva represa a diseñar. Las cuencas de aporte a cada embalse se muestran en la Figura 5-6 y en la Tabla 6-7 se resumen las principales características utilizadas para la modelación de los escurrimientos medios. Se utilizó la intersección de cada cuenca con las unidades de suelo del CRSU para determinar el agua disponible como ponderación de áreas. Además, se le resta a cada cuenca el área del embalse, tomando como volumen del embalse nuevo $1.000.000 \text{ m}^3$.

Tabla 6-7: Tabla resumen de la cuenca de cada embalse.

Cuenca	Área (ha)	Agua Disponible (mm)
Represa existente	286,3	139,8
Represa nueva	55,9	104,6

Dado que el área de ambas cuencas (incluyendo el área inundada) suman 382 ha y la estación pluviométrica Chileno se encuentra a 22 km, se asume que la precipitación de la estación pluviométrica es representativa de la lluvia en ambas cuencas. Además, el ciclo medio anual de evapotranspiración potencial también se considera el mismo para ambas cuencas.

A partir del modelo de Témez descrito en el Anexo VI, sección VI.IV, se realiza el balance hídrico de paso mensual mediante planilla de cálculo, con los datos de precipitación acumulada mensual y evapotranspiración potencial mencionados. Se obtiene la serie de aportes de escurrimiento mensual presentadas en la Figura 6-5, la cual corresponden con los valores de entrada al balance hídrico al embalse que se presenta más adelante.

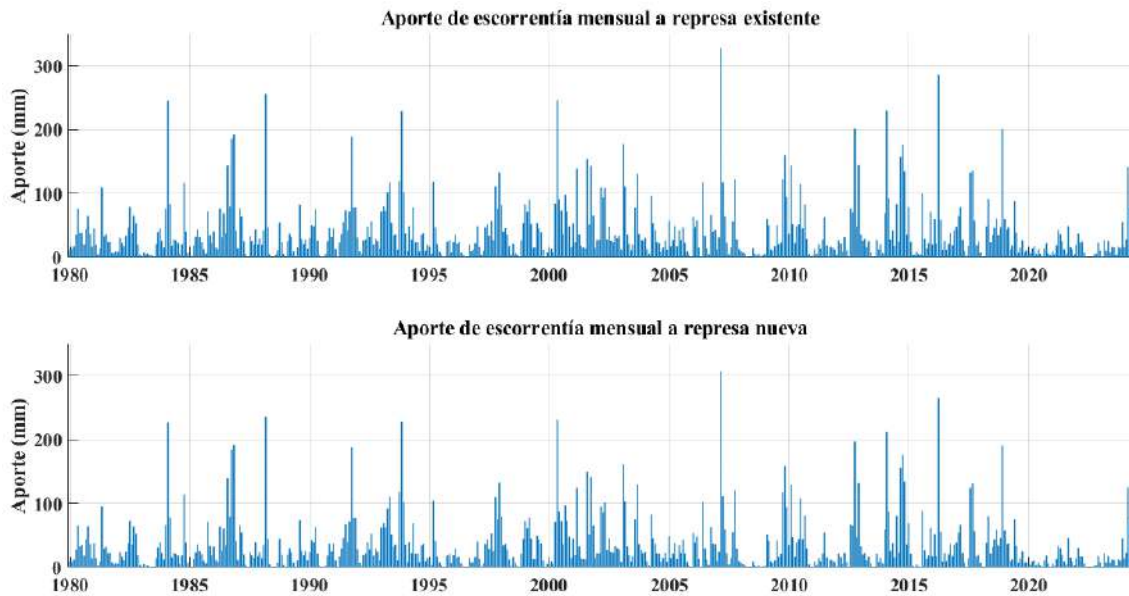


Figura 6-5: Serie de aporte de escorrentía en mm mensuales obtenidos a partir del modelo de Temez para las dos cuencas. Para pasar a volumen se multiplica cada una por el área de la cuenca presentado en la Tabla 6-7.

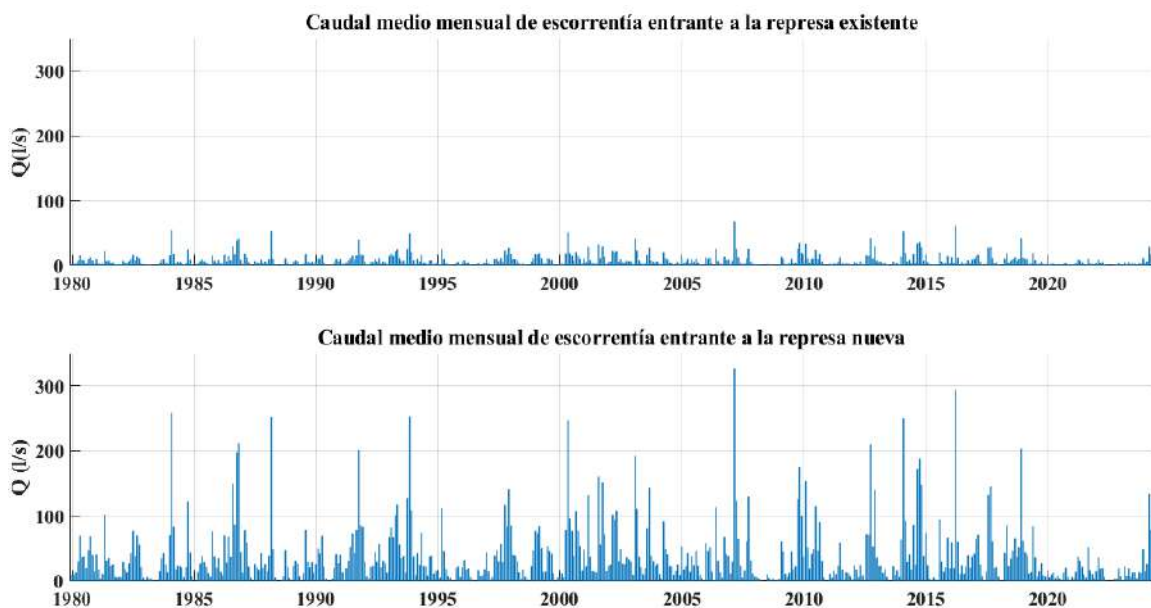


Figura 6-6: Caudal medio mensual de escorrentía en l/s para cada represa.

6.4 Disponibilidad de agua en el río San Salvador

Se determina cuál es el volumen disponible de agua en el río San Salvador, tomando como punto de extracción la misma ubicación que la toma existente, la cual se encuentra condicionado por el caudal máximo aprobado de 120 l/s y al volumen anual de $1.850.000 \text{ m}^3$.

De acuerdo con el análisis de falla de la toma de extracción en ese punto del cauce (sección 3.1.2) la probabilidad de no poder extraer el máximo habilitado de 120 l/s aumenta significativamente para los meses de verano. En el análisis mencionado se realizó una primera estimación de la frecuencia de extracción para un valor fijo de caudal igual al máximo habilitado.

Se debe determinar entonces cuál es el volumen disponible para la toma de extracción condicionado a la normativa habilitada, pero considerando que en períodos secos no se podrá extraer el caudal habilitado dado que se debe dejar escurrir el caudal ambiental.

En la presente sección se determina cuándo se puede bombear desde la toma de extracción utilizando los 11 años de datos de caudal en el río San Salvador ajustados al punto de ubicación de la toma de extracción de la misma manera que en análisis de las fallas de la toma existente.

Un determinado día se puede extraer un valor de caudal objetivo, si el caudal de esorrentía en el San Salvador (Q_{SS}) es tal que, se cumple:

$$Q_{SS} \geq Q_{amb} + Q_{ext}$$

6-1

Siendo

- Q_{amb} el que se obtuvo del análisis de la sección 6.2.1
- Q_{ext} el caudal de extracción diario objetivo de la toma

Considerando el aumento de las fallas en los meses de verano mencionado, se decide reducir el caudal de extracción objetivo para el período de zafra (Nov-Abr) y mantener el caudal máximo aprobado fuera de zafra (May-Oct).

El resultado de los días de extracción para diferentes configuraciones de bombeo se muestra en la Figura 6-7, donde una configuración “ $Q_1 - Q_2$ ” corresponde a operar a caudal Q_1 fuera de zafra y Q_2 en zafra. Los resultados de días de extracción por mes son los del eje principal y se muestra la cantidad de datos faltantes en la serie de caudal por cada mes en el eje secundario invertido.

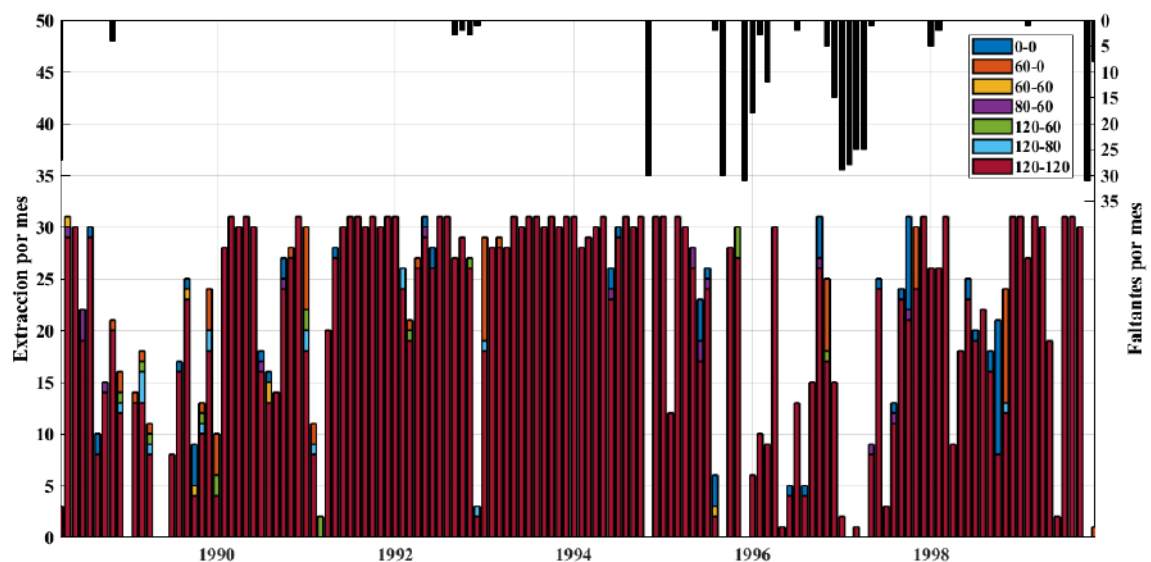


Figura 6-7: Días de extracción mensual para diferentes configuraciones de bombeo. En eje invertido se muestra la cantidad de faltantes asociadas a cada mes.

De la gráfica anterior se observa que no existen variaciones significativas entre las configuraciones, dado que los días que puedo extraer o no el caudal objetivo está dominado principalmente por los días que puedo cumplir o no con el caudal ambiental (configuración 0-0 de la gráfica). De todas formas, se opta una configuración “120-80”, es decir, extracción de 120 l/s fuera de zafra y 80 l/s durante la zafra.

Para la configuración seleccionada, resultados estadísticos de extracción mensual se muestran en la Tabla 6-8. Para la definición de estos estadísticos se excluyeron los meses que tenían más de cinco días de datos faltantes. Los histogramas de ocurrencia de cada extracción para cada mes del año se muestran en la Figura 15-32 y en la Figura 15-33 del Anexo VI.

Tabla 6-8: Estadísticos de días de extracción para cada mes del año utilizando una configuración de bombeo 120 l/s - 80 l/s.

Mes	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct
Promedio Días Extracción	20,8	19,9	21,3	21,0	22,4	22,5
Mínimo Días Extracción	0,0	0,0	3,0	2,0	8,0	4,0
Máximo Días Extracción	31,0	30,0	31,0	31	30,0	31,0

Mes	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr
Promedio Días Extracción	23,1	24,7	20,9	20,7	24,0	24,2
Mínimo Días Extracción	11,0	3,0	0,0	9,0	0,0	9,0
Máximo Días Extracción	30,0	31,0	31,0	28,0	31,0	30,0

De acuerdo con los resultados estadísticos y con los histogramas, la variabilidad de días de extracción es tal que no es trivial definir cuál es la cantidad de días para cada mes que se pueda asegurar la extracción, al menos en valor estadístico. Por ejemplo, en caso de que se use el valor promedio de días de extracción de cada mes, en el modelo de balance hídrico del sistema se estaría sobrestimando la cantidad de agua que hay en el río San Salvador para meses correspondientes a años secos, que hay cero días de extracción.

6.4.1 Correlación con Precipitación

Dado que se cuentan con una serie de 10 años de caudal para la estimación de días de extracción por mes, para realizar la modelación de balance hídrico que se describe más adelante es necesario extender esta serie de datos. Se busca obtener una cantidad razonable de años de datos de disponibilidad de agua desde la cuenca del río San Salvador.

Para el período común de los datos, se compara la precipitación mensual de la estación pluviométrica Chileno (corregida según la sección 6.1.1.1) contra los días de extracción de cada mes para la configuración de bombeo definida anteriormente. Se descartan de este análisis los meses que están incompletos de la serie de caudales. Se obtiene el gráfico de la Figura 6-8 con los días de extracción en el eje principal y la precipitación mensual en el eje secundario invertido.

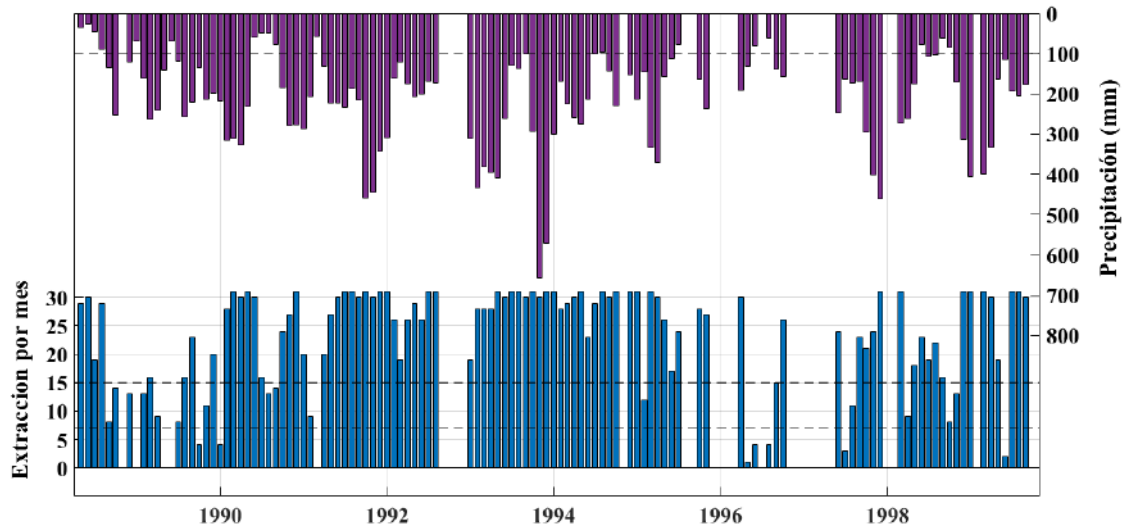


Figura 6-8: Relación entre la precipitación mensual Chileno y los días de extracción por mes de la configuración 180 l/s - 80 l/s. No se grafican días de extracción de meses con datos faltantes.

Del gráfico anterior se observa que a nivel mensual siempre que los días de extracción fueron bajos, la precipitación mensual registrada en la estación Chileno fue significativamente baja.

En base a esto se ajusta los días de extracción a partir de la precipitación mensual. Para ajustar los días de extracción de un determinado mes se considera la precipitación del mes sumada a la del mes anterior, para contemplar las condiciones antecedentes de la cuenca. Con esto se obtienen rangos de precipitación y para cada uno de esos rangos se define un valor de días de extracción para ese mes. Los rangos definidos y el valor de días de extracción asociada a cada rango se muestran en la Tabla 6-9.

Comparando el ajuste aplicado al período común de los datos medidos, se observa que en general el ajuste está del lado de la seguridad respecto a los datos reales, siendo 85% del tiempo los días obtenidos con los datos mayor que los días de extracción obtenidos a partir del ajuste.

Se observa que incluso en las condiciones más favorables (20 días de extracción todos los meses de zafra) se obtiene que para la operación definida de 120 l/s fuera de zafra y 80 l/s en zafra, considerando 20 horas de extracción diarias el volumen de explotación anual es de $1.728.000 \text{ m}^3$, que resulta inferior al valor aprobado de explotación anual de $1.850.000 \text{ m}^3$.

La validación de los rangos definidos se hizo mediante el balance hídrico de embalses del sistema, comparando el resultado de utilizar los días de extracción registrados y los días de extracción obtenido con el ajuste. El resultado se presenta en la sección VI.VI.I del ANEXO VI.

Tabla 6-9: Ajuste de días de extracción mensual en función de rango de precipitaciones en la estación pluviométrica Chileno.

$P_{mes} + P_{mes\ anterior}$ (mm)	Días Extracción
> 220	20
170 - 220	16
120 - 170	10
80 - 120	6
30 - 80	2
< 30	0

6.5 Avenida de proyecto

La avenida de proyecto es la avenida utilizada para el dimensionamiento de la presa, su cota coronamiento y la evacuación de las aguas excedentarias, considerando un período de retorno (T_r) en concordancia con las normas de diseño empleadas.

Dichas normas distinguen entre avenida de proyecto y avenida extrema, y de su aplicación se determina el Nivel de Avenida de Proyecto (NAP), Nivel Máximo Normal (NMN) y Nivel de Avenida Extrema (NAE), los cuales se presentan en la sección 9.1 y se muestran gráficamente en la lámina L03.

6.5.1 Período de Retorno

Para la represa, según el riesgo de consecuencia en caso de rotura y de la vida útil de la misma se define el período de retorno a ser utilizado en la verificación de avenidas extremas. Para seleccionar este período de retorno se utiliza la clasificación de la represa definida anteriormente en la sección 5.1.

Según DINAGUA, tratándose de una “Represa Chica”, utilizando la recomendación del Manual de diseño y construcción de pequeñas presas (DINAGUA, y otros, 2011) el período de retorno asignado para el cálculo de la avenida de proyecto es de 100 años

Según SPANCOLD, con la categoría de la presa definida, utilizando la Tabla 6-10 se asigna un período de retorno para la avenida de proyecto de 100 años y un período de retorno para la avenida extraordinaria de 500 años.

Tabla 6-10: Períodos de retorno de la avenida de proyecto y avenida extrema.

Categoría	Avenida de proyecto (T_r años)	Avenida extraordinaria (T_r años)
A	1.000	5.000 – 10.000
B	500	1.000 – 5.000
C	100	100 - 500

Considerando que ambas normativas coinciden en el período de retorno para la avenida de proyecto, se utiliza un período de retorno para el diseño de 100 años. A su vez, como la presa entra en una categoría C, según el SPANCOLD, se utiliza para su verificación una avenida extraordinaria de período de retorno de 500 años.

6.5.2 Tiempo de Concentración

El tiempo de concentración (T_c) representa el tiempo de viaje de una gota de lluvia que cae en el punto hidráulicamente más alejado de la cuenca y escurre superficialmente hasta su salida. Es decir, que es el tiempo a partir del que toda la cuenca está contribuyendo al caudal en el punto de salida de la cuenca.

Aplicando el desarrollo presentado en el ANEXO VII, sección VII.I (Kirpich, 1940), se obtiene un tiempo de concentración $T_c = 0,88$ horas

6.5.3 Método NRCS

Con el método NRCS (Natural Resources Conservation Service, 1997) se estima un volumen de escurrimiento de una tormenta de diseño para un período de retorno y condiciones determinadas de la cuenca. En el ANEXO VII, sección VII.II se presenta el desarrollo de este método.

Tabla 6-11: Condiciones de suelo y número de curva asociados a la cuenca.

Unidad	Área (ha)	Uso de suelo	Grupo Hidrológico	Número de Curva	$I_{\min}$ (mm/h)
San Gabriel – Guaycurú	24,0	Cultivo en hilera	C	78,0	1,2
Cañada Nieto	268,4	Cultivo en hilera	D	89,0	1,2
Total	292,4	Cultivo en Hilera	Promedio	88,1	1,2

Según las condiciones de suelo presentadas en la Tabla 6-11 se obtiene el caudal máximo y volumen de escurrimiento para distintos períodos de retorno. Si bien se diseña con el período de retorno de 100 años y se evaluará luego el funcionamiento de la presa para un T_r de 500 años, se desea ver cuál es el funcionamiento de la misma para T_r más bajos, los cuales serán más frecuentes, por lo que en la Tabla 6-12 se presentan los resultados de caudal y volumen de escurrimiento obtenidos, mientras que en la Figura 6-9 y Figura 6-10 se presentan los caudales de entrada de proyecto ($T_r = 100$ años) y de verificación ($T_r = 500$ años) .

Tabla 6-12: Resultados obtenidos de la aplicación método NRCS.

Resultados	$T_r = 5$	$T_r = 10$	$T_r = 100$	$T_r = 500$
$Q_{\max}(\frac{m^3}{s})$	20,2	25,8	44,1	57,0
$V_{esc}(Hm^3)$	0,13	0,15	0,23	0,28

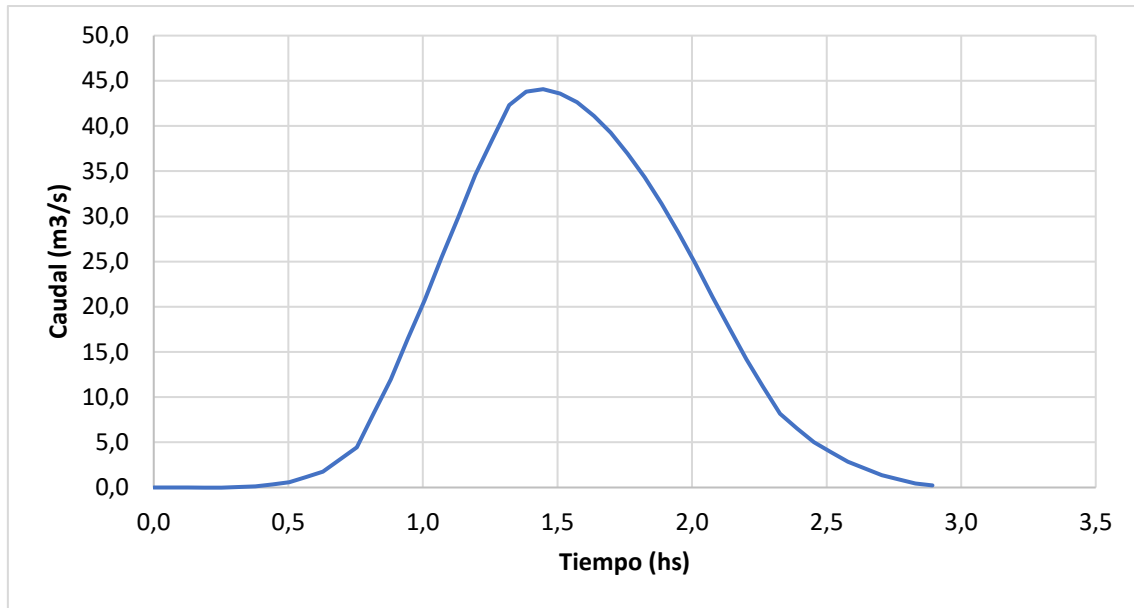


Figura 6-9: Hidrograma de avenida de entrada para $Tr = 100$ años

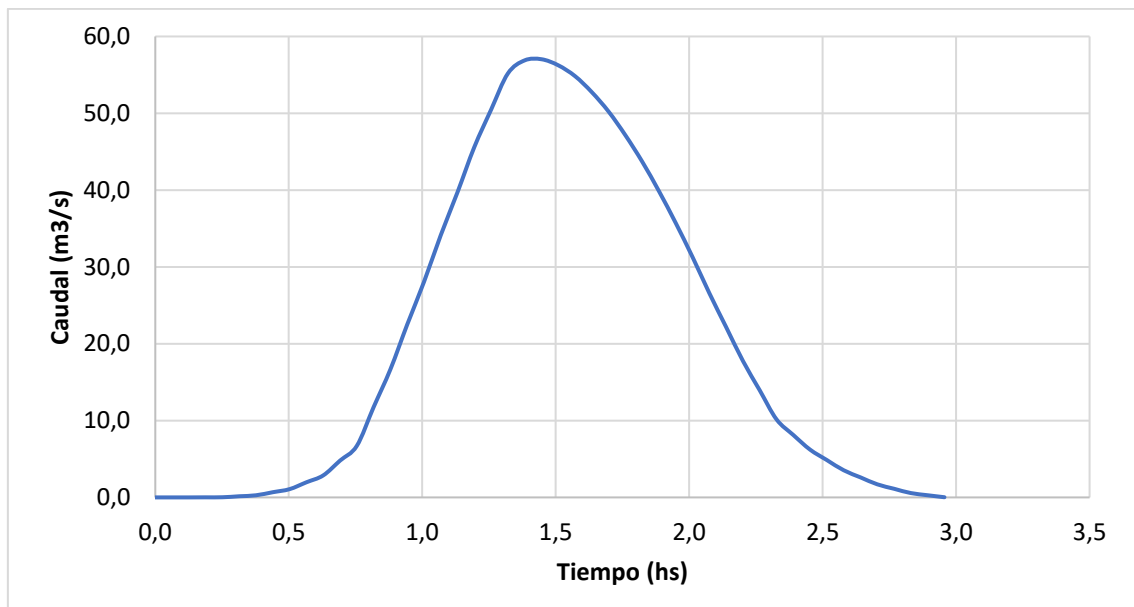


Figura 6-10: Hidrograma de avenida de entrada para $Tr = 500$ años.

7 Volumen de almacenamiento y manejo de sistema

En el presente capítulo se define el volumen a embalsar por la nueva represa, considerando los criterios de manejo del sistema de almacenamiento conformado por dos embalses y una toma de extracción.

Los pasos que se desarrollan son:

- La distribución de la demanda ambiental y agrícola entre las diferentes componentes del sistema.
- El empleo de la toma de extracción como aporte a los dos embalses.
- Definición de cuándo hay suficiencia de abastecimiento de la demanda ambiental y de riego.
- Definición del volumen a embalsar en la represa (Cota de vertido).

El manejo del sistema de almacenamiento se modela a partir del balance hídrico de paso mensual aplicado a los dos embalses del sistema utilizando la metodología descrita en la sección VI.I del ANEXO VI, donde se define que la toma de extracción es una fuente de abastecimiento a los embalses y no directamente para riego.

Para la definición de cada componente del manejo, se hace referencia a las variables de las ecuaciones 15-4 y 15-5 presentadas en la sección VI.II del ANEXO VI.

7.1 Criterios generales de modelación de balance hídrico

Todas las modelaciones del manejo a partir del balance hídrico de embalses que se presentan en este capítulo consideran las siguientes variables “fijas”:

- Precipitación y evaporación en la zona de los resultados del análisis de las secciones 6.1.1 y 6.1.2 respectivamente.
- Escorrentía de aporte a ambos embalses que se obtuvo en la sección 6.3 aplicando el modelo de Témez.
- Demanda ambiental determinada en la sección 6.2.2
- El volumen disponible resulta de los días de extracción por mes definidos en la sección 6.4, multiplicando por las horas de operación del bombeo, en este caso se decide utilizar para el diseño una operación de 20 horas del día.

Además, se considera que el volumen “muerto”:

- Del embalse nuevo es de 46.103 m^3 , definido con la cota de la obra de toma más adelante (sección 9.1.1 del Diseño de represa). Definido en función de la sedimentación en el embalse.
- Del embalse existente es de 21.160 m^3 definido como el 10% del volumen total.

7.2 Uso de cada embalse

A continuación, se establece cómo se realiza el cumplimiento de la demanda ambiental y de riego, de manera de simplificar el manejo del sistema.

Se define que la totalidad de la demanda de caudal ambiental del sistema establecido en la sección 6.2.2 se verifica desde el embalse chico, hacia aguas abajo de este ($V_{amb}^{R2} = 0$, de ecuación 15-5 del ANEXO VI). Esta decisión se sustenta en que entre los dos embalses existe un tramo corto de la Cañada Sin Nombre, sin ninguna zona de importante consideración ambiental, esto se menciona en la identificación de impactos más adelante (capítulo 11)

Por otra parte, la totalidad del caudal demandado para riego establecido en la sección 2.3.13 será abastecido desde la represa nueva, hacia el sistema de riego ($V_{riego}^{R1} = 0$, de ecuación 15-4 del ANEXO VI). Esta decisión disminuye la cantidad de unidades de bombeo a diseñar y a su vez permite disponer de una mayor cantidad de agua en el embalse chico para cumplir con la demanda ambiental.

7.3 Recarga a cada embalse

Se define cómo se distribuye el volumen disponible del río San Salvador entre las dos represas. Para ello, se consideran las consecuencias de no cumplir con la demanda de cada represa, y la cantidad en volumen de demanda asociada a cada represa.

7.3.1 Criterio de llenado de cada embalse

Se decide que, el volumen disponible desde el río San Salvador se utiliza:

- Para llenar la represa nueva hasta la totalidad del embalse, es decir hasta $X = 100\%$ del volumen máximo según el esquema de la Figura 15-30 de la metodología de resolución.
- Para mantener el embalse chico en un porcentaje del volumen máximo $X\%$ tal que asegure el cumplimiento del volumen ambiental en años secos. Este valor $X\%$ se ajusta para obtener un cumplimiento de la demanda ambiental suficiente a definir.

Esto se sustenta en que, en promedio, para la represa nueva hay una mayor diferencia entre el volumen disponible en la cuenca de aporte⁹ respecto a lo necesario. En la Tabla 7-1 se presenta la comparación entre lo necesario de cada represa comparado al volumen promedio de escurrimiento anual. Considerando que la represa existente tiene una cuenca incremental de aporte de 64 hectáreas y la represa nueva una cuenca de 318 hectáreas.

Tabla 7-1: Comparación entre volumen necesario y disponible de la cuenca para cada represa.

Represa	Demanda	Volumen necesario (m^3)	Volumen anual de cuenca (m^3)
Existente	Ambiental	214.909	185.142
Nueva	Riego	1.414.260 ⁽¹⁾	914.139

(1): Según la Tabla 2-4 para un área de 450 ha con dotación media de $3.000 m^3/ha$, considerado pérdidas.

7.3.2 Criterio de distribución de recarga a cada embalse

Si bien se considera que no es necesario mantener el embalse existente al nivel máximo, se diseña el sistema de tal manera que el volumen disponible que hay en el río San Salvador se utilice con prioridad para mantener el volumen del embalse chico por encima del umbral a definir, y luego que el restante se utilice para llenar el embalse nuevo.

La decisión se fundamenta en que el volumen ambiental tiene prioridad, y recargar el embalse nuevo previo al chico condiciona el volumen disponible para cumplir la demanda ambiental en años agrícolas secos. En la sección VI.VI.II del ANEXO VI se presenta la modelación del balance hídrico para diferentes órdenes de recarga, donde

⁹ Determinado utilizando los caudales específicos regionalizados (DINAGUA, 2019) para el área de la cuenca de cada represa.

se visualiza el aumento significativo del déficit ambiental al recargar primero el embalse nuevo.

En términos del diseño del sistema de conducción desde el río San Salvador a los embalses, se debe diseñar una línea de impulsión tal que se pueda operar en función de los niveles en cada uno de los embalses.

7.4 Criterios de grado de satisfacción del sistema

En la presente sección se definen los criterios que establecen cuando el abastecimiento, en función de lo demandado, es satisfactorio para la demanda ambiental y de riego.

En la modelación del balance hídrico, se emplea el método de resolución del paso discreto descrito en la sección VI.III del ANEXO VI. En la resolución del paso discreto del balance hídrico, se obtienen los volúmenes de demanda ambiental y de riego abastecidos " $V_{amb,i}$ " y " $V_{riego,i}$ " que pueden ser menores o igual a los volúmenes objetivos de cada una de estas demandas " $V_{obj_{amb,i}}$ " y " $V_{obj_{riego,i}}$ ".

Para evaluar si el abastecimiento es satisfactorio se utiliza la garantía de cada demanda, siendo la garantía de abastecimiento la razón del valor abastecido con respecto al valor objetivo, obtenidos en cada paso de la modelación de balance hídrico.

7.4.1 Suficiencia de la demanda ambiental

Para que el abastecimiento de la demanda ambiental resulte satisfactorio, se define que se debe cumplir que la garantía de abastecimiento sea igual a 100% en la totalidad de los meses. Es decir, en cada mes se compara el $V_{amb,i}$ con el $V_{obj_{amb,i}}$ utilizando la siguiente formula:

$$G_{amb} = \frac{V_{amb,i}}{V_{obj_{amb,i}}} \quad (= 100 \% \text{ si es satisfactoria})$$

7-1

Siendo G_{amb} la garantía de abastecimiento para la demanda ambiental. El criterio de suficiencia definido se debe a que todos los meses se deben mantener las condiciones aptas para tener una conservación ecológica aguas abajo del sistema.

En caso de que esto no se cumpla en la modelación, corresponde a una falla ambiental. En caso de falla, en el modelo:

- Se analizan los criterios de recarga al embalse existente, aumentando el volumen recargado para cumplir la satisfacción ambiental si existe disponibilidad desde el río San Salvador.
- Si aumentar la recarga no soluciona el problema, se identifican cuáles son las causantes climáticas de la falla.

Utilizando este criterio de demanda ambiental suficiente, se obtiene que el embalse chico se debe llenar hasta un 65% del volumen máximo, lo que es equivalente a llenar hasta una altura de 6,27 metros por encima del fondo del embalse existente. La metodología aplicada es descrita en la sección VI.VI.I del Balance hídrico de embalses.

7.4.2 Suficiencia de la demanda de riego

Para que el abastecimiento de la demanda de riego resulte satisfactorio, se debe cumplir que, en la totalidad de la zafra, la garantía de abastecimiento sea igual al 100%. Es decir, se compara la suma en un año agrícola el paso mensual del modelo de $V_{riego,i}$ y de $V_{objriego,i}$ utilizando la siguiente ecuación:

$$G_{riego} = \frac{\sum_{zafra} \{V_{riego,i}\}}{\sum_{zafra} (V_{objriego,i})} \quad (= 100 \% \text{ si es satisfactoria})$$

7-2

Siendo G_{riego} la garantía de abastecimiento de la demanda de riego. Este criterio corresponde a que la zafra fue satisfactoria si los resultados productivos no son sensiblemente menores a los esperados por la aplicación del riego. Los casos en los que no se cumple el criterio de suficiencia se denominan fallas de riego en el sistema.

Fallas con preaviso:

Se identifican las fallas en las que las condiciones previas a la zafra son desfavorables ("fallas con preaviso"), tomando como índice el volumen de agua en el embalse al final del mes de agosto. Se toma como índice el volumen al final del mes de agosto dado que, en términos de gestión de riego, la decisión de la disminución del área a plantar se debe necesariamente tomar en agosto y plantar durante setiembre.

7.5 Ajuste de la cota de vertido en el embalse nuevo

Con los criterios generales definidos al comienzo del presente capítulo (sección 7.1), recargando el embalse existente hasta el 65% y con el restante recargando el embalse nuevo hasta el 100% se tienen definidas las variables del sistema en el balance hídrico a menos del volumen de demanda de riego.

En la presente sección se evalúa, para diferentes cotas de vertido del embalse nuevo, la capacidad que tiene el sistema de alcanzar en las zafras una garantía de riego satisfactoria. Se realiza la modelación de balance hídrico para una totalidad de 44 años agrícolas, desde mayo de 1980 a abril de 2024.

Se considera una demanda de riego para abastecer 450 ha, incluyendo las pérdidas de 5% del sistema presurizado. El volumen de demanda resultante para las diferentes dotaciones se muestra en la Tabla 7-2

Tabla 7-2. Volumen de demanda mensual riego en m^3 para diferentes dotaciones de cultivo. Obtenidos con la distribución indicada en la Tabla 2-4.

Mes	Dotación en zafra (m^3/ha)		
	2.500	3.000	3.500
Noviembre	114.750	137.700	160.650
Diciembre	157.275	188.730	220.185
Enero	206.550	247.860	289.170
Febrero	323.662	388.395	453.127,5
Marzo	313.537	376.245	438.952
Abril	62.775	75.330	87.885
Total	1.178.550	1.414.260	1.649.970

La garantía ambiental no es parte del análisis dado que la recarga al embalse chico es tal que asegura esta satisfacción, sin embargo, esta garantía se verifica para la configuración final.

7.5.1 Variación de cota de vertido del embalse nuevo

Se realiza la simulación para las tres demandas de riego de la Tabla 7-2 asociadas a las diferentes dotaciones del cultivo. A la vez, para cada demanda de riego, se varía la cota de vertido entre 58,00 y 62,00 metros respecto al Cero Oficial.

El resultado de las zafas satisfactorias para cada cota de vertido según qué demanda de riego se muestra en la Figura 7-1, se observa una diferencia considerable entre la cantidad de zafas satisfactorias entre las diferentes dotaciones de cultivo posible.

El detalle de las garantías de riego para los 44 años de zafas simulados variando la cota de vertido se presenta en la sección VI.VI.IV, siendo la Tabla 15-32, la Tabla 15-33 y la Tabla 15-34 los resultados para una dotación de $2.500 m^3/ha$, $3.000 m^3/ha$ y $3.500 m^3/ha$ respectivamente.

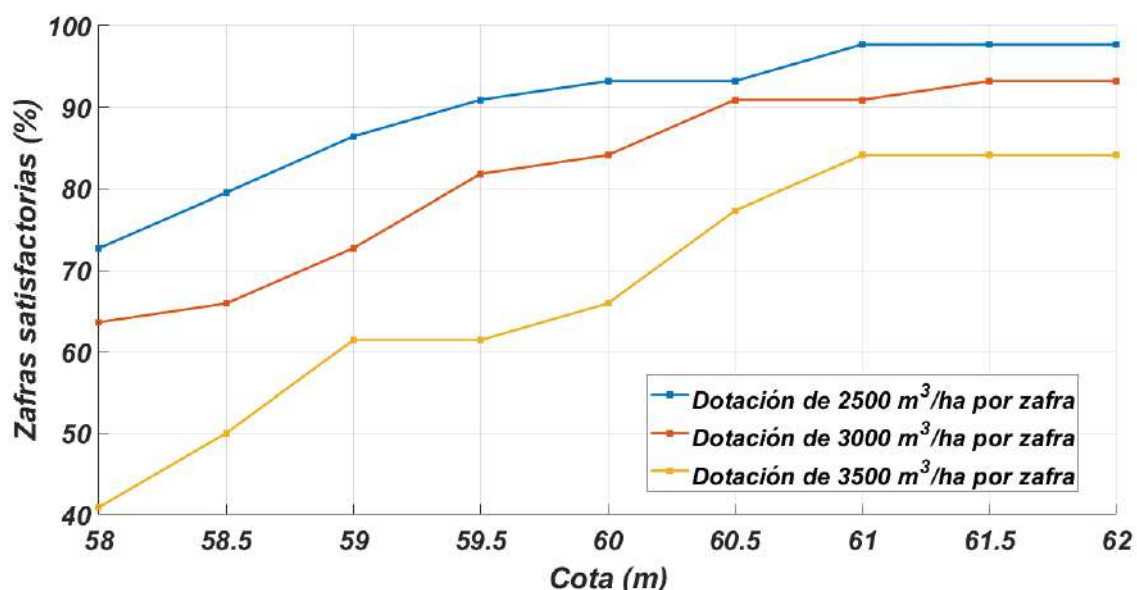


Figura 7-1: Zafras satisfactorias para diferentes cotas de vertido de la nueva represa, dependiendo de la dotación de cultivo que se utiliza. Cotas referidas al Cero Oficial.

En la Tabla 7-3 se muestran los datos de la figura anterior. Se agregó además el valor de volumen embalsado y área inundada a cada una de esas cotas determinadas a partir de las curvas H-A-V descritas en la sección 5.2.3 .

Tabla 7-3: Porcentajes de zafras suficientes en función de la cota de vertido de la represa nueva. Cotas referidas al Cero Oficial.

Cota (m)	V (hm³)	A(ha)	Zafras satisfactorias según dotación		
			2500 m³/ha	3000 m³/ha	3500 m³/ha
58,00	0,78	23,4	73%	64%	41%
58,50	0,89	25,8	80%	66%	50%
59,00	1,01	28,4	86%	73%	61%
59,50	1,15	31,1	91%	82%	61%
60,00	1,29	33,9	93%	84%	66%
60,50	1,44	36,9	93%	91%	77%
61,00	1,61	40,0	98%	91%	84%
61,50	1,79	43,3	98%	93%	84%
62,00	1,97	46,6	98%	93%	84%

7.5.2 Estimación del movimiento de suelos

Para la definición de la cota de vertido de diseño se incorpora además una estimación del volumen de movimiento de suelos asociado a cada cota.

El volumen de movimiento de suelos del cuerpo de la represa se calcula utilizando la misma metodología que se empleó en el análisis de alternativa (sección III.II del ANEXO III) para el perfil de elevación a diseñar de la Figura 5-2 hasta la cota de limpieza. Además, se incorporó a este, el volumen de movimientos de suelo de:

- La limpieza en la fundación. Con la cota de limpieza definida según los criterios de espesores a remover definidos en la sección 5.2.1. El ancho de limpieza en cada punto se estima en función de los taludes y el ancho de coronamiento del cuerpo de la presa.

- El dentellón de la presa, cuya metodología de diseño se detalla en el prediseño de la represa (sección 0 del ANEXO VIII).

Estos volúmenes de movimiento de suelo son estimados en función de las secciones del perfil de elevación utilizando la herramienta de planillas de cálculo Excel, donde se asume que la pendiente transversal al perfil de elevación es horizontal.

En la Tabla 7-4 se presentan los resultados de movimiento de suelo y su valor incremental para las diferentes cotas de vertidos en análisis. Para cada cota de vertido, el valor incremental corresponde al volumen de movimiento de suelos extra de esta cota respecto a la anterior (0,5 m por debajo).

Se muestra además el volumen de movimiento de suelos acumulado respecto a la cota 59,00 m (cota de vertido proyectada según lo descrito en la sección 7.5.3).

Tabla 7-4: Volumen de movimiento de suelo en función de la cota de vertido de la represa nueva. Cotas referidas al Cero Oficial.

Cota (m)	Movimiento de suelos (m^3)	Incremental de movimiento de suelos (m^3)	Acumulado de movimiento de suelos (m^3) ^(*)
58,00	101.110	8.618	- 17.872
58,50	110.364	9.254	- 9.254
59,00	119.941	9.576	0
59,50	129.969	10.028	10.028
60,00	141.371	11.402	21.432
60,50	152.556	11.185	32.617
61,00	164.818	12.262	44.879
61,50	177.335	12.517	57.396
62,00	190.547	13.212	70.608

(*) En base a la cota 59,00 metros.

7.5.3 Definición de cota de vertido

Considerando el movimiento de suelos como indicador significativo del costo de inversión de la obra, se determina la cota de vertido buscando como aquella que logre un porcentaje de zafras satisfactorias aceptable sin un aumento exagerado del costo de la obra.

Se establece que, para la cota de vertido definida las zafras satisfactorias deben corresponder al 80 – 95 % del total de zafras. Este rango se define considerando existen fallas que no se pueden evitar incluso para las cotas de vertido superiores de la Figura 7-1, pero que existe la posibilidad de manejo de estas zafras en años secos (fallas con preaviso mencionadas en la sección 7.4.2)

Los resultados de las secciones anteriores se muestran en conjunto en la Figura 7-2.

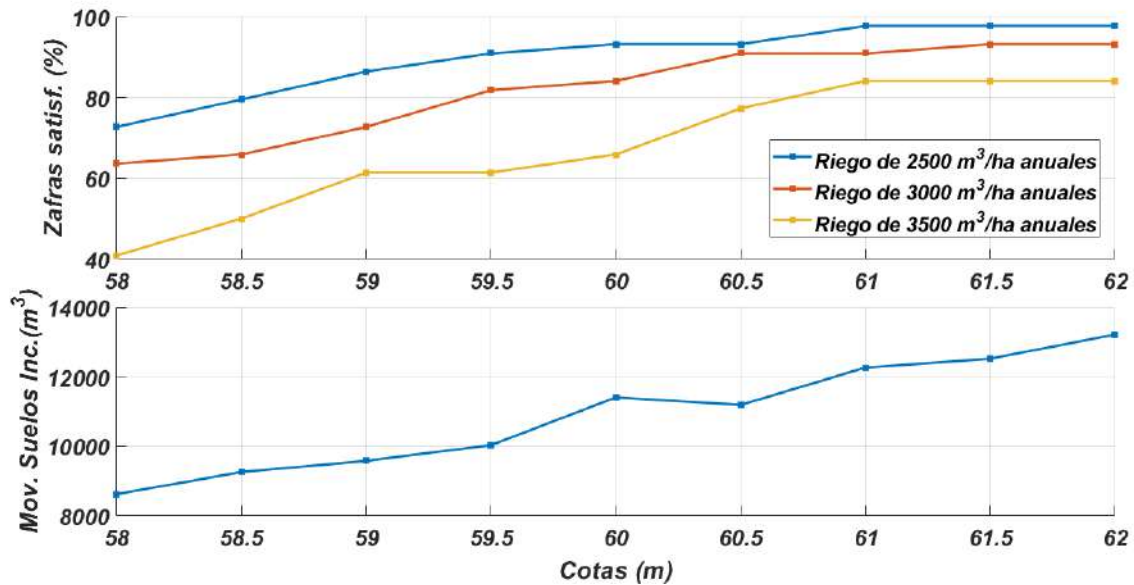


Figura 7-2. Panel superior: resultados de zafras satisfactorias de la Figura 7-1. Panel inferior: volumen incremental de movimiento de suelos de la Tabla 7-4, a diferentes cotas de vertido. Cotas referidas al Cero Oficial.

Partiendo de una dotación de $2.500 \text{ m}^3/\text{ha}$, se observa que, para mantener el porcentaje de zafras satisfactorias por encima de 80%, si la dotación aumenta a:

- $3.000 \text{ m}^3/\text{ha}$, la cota de vertido debe aumentar aproximadamente 1,5 m, lo que representa un aumento aproximado de 30% del volumen de movimiento de suelos.
- $3.500 \text{ m}^3/\text{ha}$, la cota de vertido debe aumentar aproximadamente de 2,0 m, lo que representa un aumento mayor al 40% del volumen de movimiento de suelos.

Se observa que los volúmenes de movimiento de suelos asociados son significativamente mayores al usar una dotación de $3.000 - 3.500 \text{ m}^3/\text{ha}$, respecto a usar la dotación de $2.500 \text{ m}^3/\text{ha}$.

Se concluye que, es aceptable adoptar una cota de vertido aplicando una dotación de $2.500 \text{ m}^3/\text{ha}$, dado que el costo asociado disminuye significativamente respecto a las demás dotaciones y, aún se estaría cumpliendo con los objetivos que plantea el cliente.

Si bien se diseña utilizando la dotación mínima, se observa en la Figura 7-1 que cualquiera sea la cota de vertido, existe al menos 60% de zafras satisfactorias para una dotación superior, por lo cual el cliente y sus asesores agronómicos podría eventualmente decidir plantar un cultivo de mayor dotación considerando las herramientas de gestión de riego con las cual pueda asegurar su beneficio.

Finalmente, para una dotación de $2.500 \text{ m}^3/\text{ha}$, se observa que, la cota de diseño se encuentra entre 59,00 - 59,50 m respecto al Cero Oficial dado que, a partir de estas cotas el porcentaje de zafras satisfactorias se encuentra dentro del rango 80 – 95 %. Se observa que a cota 59,00 m hay 38 zafras satisfactorias, mientras que para cota 59,50 hay 40 zafras satisfactorias. Respecto a esas dos zafras de diferencia (1982 y 2010), en la Tabla 15-32 se observa que la garantía de riego para cota 59,00 si bien no es 100%, se encuentra en un valor muy cercano a 100%. Por lo tanto, se considera que esta

diferencia de 2 zafras no es considerable y se establece como mejor opción la cota 59,00 m dado que además disminuye el volumen de movimiento de suelos en un 10%.

Se **define que la cota de vertido a diseñar es la 59,00 m respecto al Cero Oficial**, con un volumen de agua embalsado de $1,01 \text{ hm}^3$ y un área inundada de 30,1 ha. Para dicha cota de vertido, considerando un área de riego de 450 ha con una dotación de $2.500 \text{ m}^3/\text{ha}$, en el 86 % de las zafras hay garantía de abastecimiento de riego igual al 100%. En la siguiente sección se indica los años en los que no se cumple el abastecimiento de riego de 100%, indicando años secos y fallas con preaviso.

7.6 Detalle del funcionamiento para la cota de vertido definida

Con la cota de vertido en 59,00 m respecto al Cero Oficial, se presentan los resultados del sistema incorporando el manejo de las áreas de riego para cada zafra. Se utilizan para la modelación las variables generales definidas en la sección 7.1.

Además, se mantienen los criterios definidos de manejo de la recarga y demandas:

- Recargar el embalse existente hasta el 65% y con el restante recargando el embalse nuevo hasta el 100%.
- Demanda de riego abastecida en su totalidad desde el embalse nuevo.
- Demanda ambiental abastecida en su totalidad desde embalse existente.

Se realizó la modelación para una totalidad de 44 años agrícolas, desde mayo de 1980 hasta abril de 2024, con un total de 528 meses de simulación.

Se fijó la demanda de riego en todas las zafras igual a 450 hectáreas más las pérdidas del 5% en el sistema presurizado, considerando una dotación anual de $2.500 \text{ m}^3/\text{ha}$.

7.6.1 Abastecimiento de demandas

La evolución de los volúmenes disponibles para el abastecimiento ambiental y de riego comparado con las demandas establecidas, se muestran en la Figura 7-3. Los resultados de la evolución del volumen en cada embalse se muestran en la Figura 15-37 del ANEXO VI, se incorporaron además los resultados de volumen en cada embalse para dotación anual 3.000 y $3.500 \text{ m}^3/\text{ha}$.

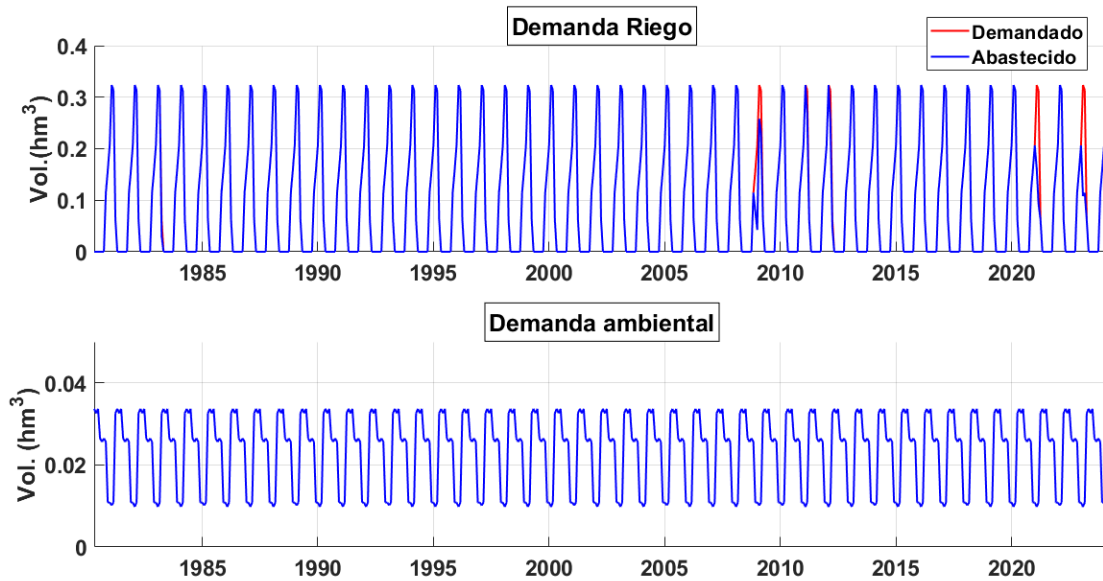


Figura 7-3: Volumen ambiental y de riego abastecido en comparación a lo demandado en el sistema para 44 años agrícolas con demanda de riego de 450 ha con dotación anual de $2.500 \text{ m}^3/\text{ha}$.

Se obtiene que durante los 528 meses la garantía ambiental fue igual al 100 %, mientras que la garantía de riego fue igual al 100% en 38 años agrícolas.

Se identificaron cuáles fueron las fallas, detalladas en la Tabla 7-5. Considerando el volumen abastecido para el riego (Figura 7-3) se obtiene cuánta área no se pudo regar respecto a las 450 ha en cada una de estas zafas.

Considerando el volumen máximo del embalse de $1,01 \text{ hm}^3$, se observa que existen fallas en las que el volumen en el embalse en agosto fue inferior al 70% del volumen máximo. Estas se consideran las fallas con preaviso del sistema mencionadas anteriormente en la sección 7.4.2.

Tabla 7-5: Zafas de falla del sistema en función del volumen en el embalse nuevo en el mes de agosto previo a zafra. Se indican en celeste las fallas con preaviso.

Año inicio de zafra	Volumen embalse a fin de agosto, previo a zafra (hm^3)	Garantía de riego (%)	Área que no se regó (ha)
1982 ^(*)	1,01	97	12
2008	0,18	67	150
2010 ^(*)	1,01	96	18
2011	0,69	93	30
2020	0,31	67	147
2022	0,48	65	158

(*): Si bien son fallas porque no se alcanzó el 100%, la diferencia no resulta problemática.

7.6.2 Recargas a embalses

En la Figura 7-4 se presentan la serie de volúmenes de recarga anual a cada embalse obtenida de la modelación de 44 años. Se observa que para todos los años el volumen recargado a ambos embalses estuvo significativamente por debajo de la aprobación existente. La serie mensual de recargas para los 582 meses se muestra en la Figura 15-38 del ANEXO VI

En el resultado de la simulación de 44 años de datos (Figura 7-4 y Figura 15-38) se observa que la mayor parte del tiempo no resulta necesario recargar el embalse chico, más precisamente:

- En 22 de las 44 zafras el volumen recargado al embalse existente fue inferior al 10% de su volumen total, siendo el volumen recargado igual a 0 m^3 en 19 de las 22 zafras.
- En 413 de los 528 meses de simulación el volumen recargado al embalse existente fue 0 m^3 .

Esto indica que resulta innecesario realizar una conducción específica para recarga del embalse existente dado su baja frecuencia de uso. En el capítulo 10 (Diseño de sistema de bombeo) se opta por no diseñar esta conducción, sino que como se detalla más adelante, se prevé una descarga desde el embalse de aguas arriba a través de la obra de toma de la nueva represa cuando el embalse existente se encuentre comprometido.

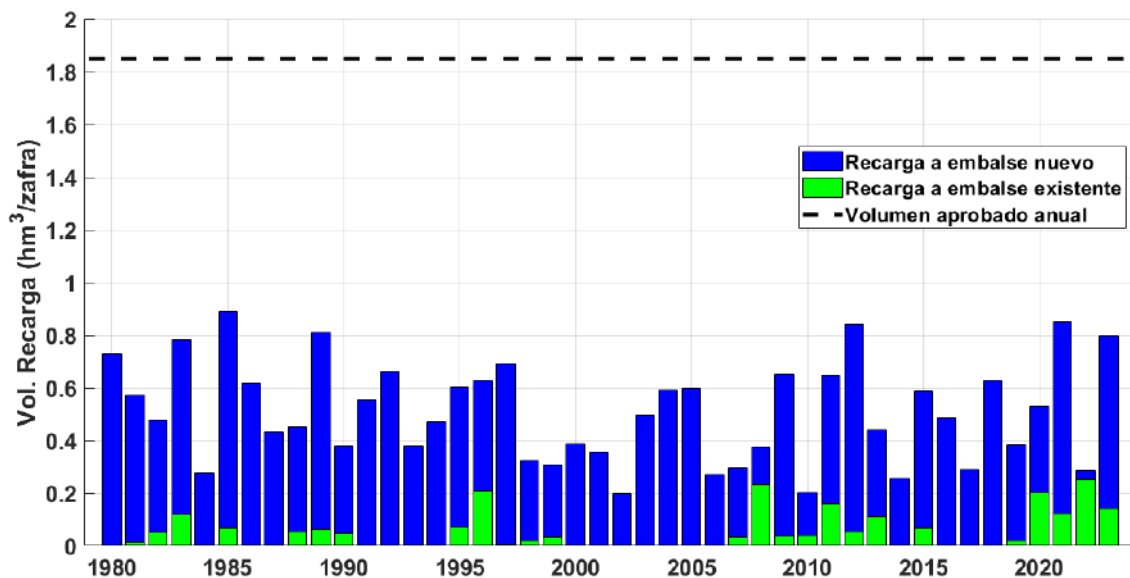


Figura 7-4: Serie de recargas a ambos embalses en 44 años de zafras para una dotación anual de cultivo de 2.500 m^3/ha . Se indica umbral de volumen por zafra aprobado.

7.6.3 Vertido del embalse nuevo

En la Figura 7-5 se presentan las series de vertidos para los 528 meses simulados. Se observa que existen importantes volúmenes de vertidos mensuales seguido de períodos en los que no hay vertidos.

El comportamiento de los vertidos es resultado de la recarga desde el río San Salvador, que deja de funcionar para no verter intencionalmente, y a la vez mantiene el embalse nuevo al 100% de su capacidad.

El criterio definido resulta entonces conservador, en el sentido que no tiene en cuenta las condiciones climáticas favorables actuales y futuras (previsiones). De esta manera, si bien para cada mes en el que se recarga al embalse nuevo necesariamente no hay vertido, en muchas ocasiones sucede que en los meses siguientes el embalse vierte porque el escurrimiento de la cuenca fue favorable y el embalse estaba en niveles altos debido a la recarga. Esto se observa en la Figura 7-6, donde los vertidos son intensos

en octubre (mes previo al inicio de la zafra) porque el embalse estaba lleno y hubo vertido porque no era necesario recargar en septiembre.

Se asume que los vertidos en la operación real pueden ser significativamente más bajos que los resultados de este modelo. Dado que es de esperar que, si las condiciones climáticas al momento de encender la bomba son favorables, al igual que las previsiones futuras, se corte la recarga (al menos al embalse nuevo), para evitar vertidos innecesarios y a su vez permitir el ahorro en términos de costos energéticos producto de tener el sistema de bombeo prendido de manera innecesaria.

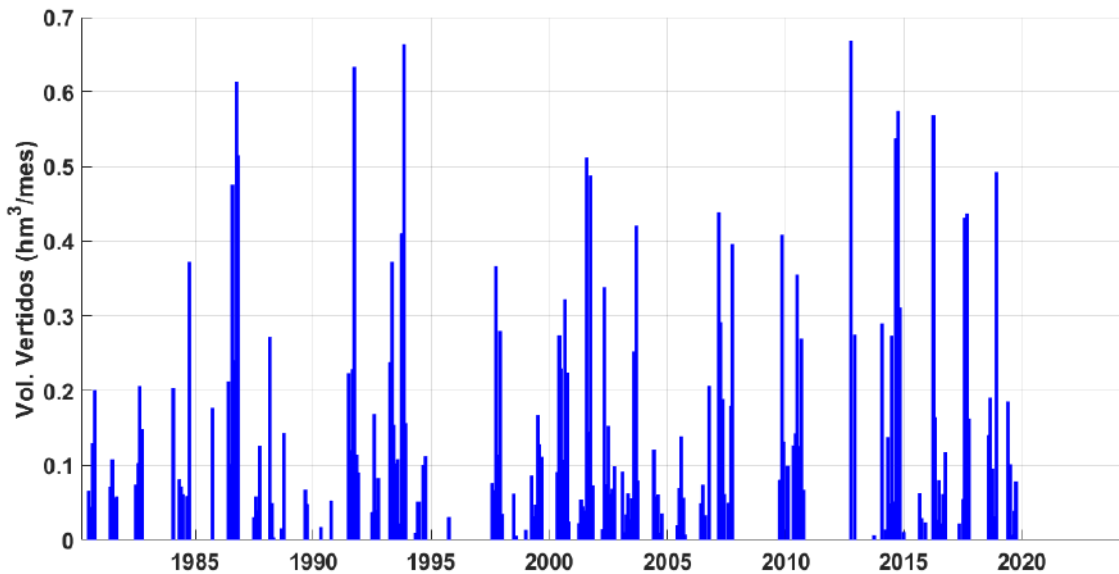


Figura 7-5: Serie de volúmenes de vertido mensual para 44 años con cota de vertedero 59,00 m respecto al Cero Oficial. Riego de 450 ha, utilizando una dotación anual de cultivo de 2.500 m³/ha.

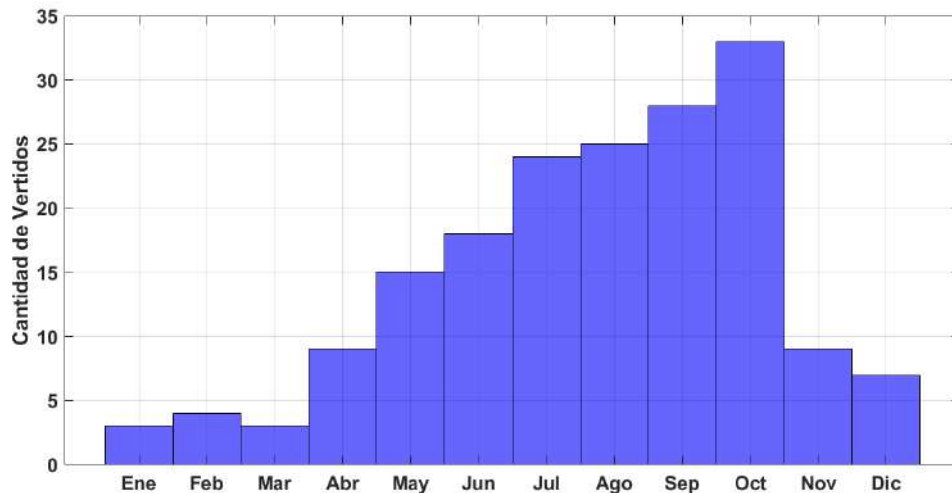


Figura 7-6: Frecuencia de vertidos por mes en 44 años de zafra para cota de vertedero 59,00 m respecto al Cero Oficial. Riego de 450 ha, utilizando una dotación de cultivo anual de 2.500 m³/ha.

7.7 Recomendaciones de manejo del riego

Para optimizar la producción agrícola, el manejo del riego es una importante herramienta de gestión dentro de la estrategia de producción empleada por el cliente y sus asesores agronómicos. Las decisiones relacionadas con la gestión del agua son entonces parte tanto de la planificación inicial como del ajuste durante el desarrollo de la zafra, asegurando que las necesidades hídricas de los cultivos sean atendidas de manera eficiente y oportuna.

Entre las principales variables que influyen en esta gestión se destacan:

- La cantidad de agua aplicada por hectárea, ajustada a las necesidades específicas de cada cultivo, que en este caso particular el cliente, en conjunto con sus asesores agronómicos, estableció un rango de dotación de agua entre 2.500 y 3.500 m³/ha el cual puede variar previo a la zafra de acuerdo con el cultivo proyectado para la zafra.
- El momento y la frecuencia de los riegos, determinados en función de las etapas críticas del ciclo vital del cultivo, que se ajustan durante la zafra de acuerdo con las condiciones climáticas presentes y pasadas.
- Las previsiones climáticas, cuyo monitoreo permite anticipar eventos como sequías o lluvias excesivas. Para esto se podrán tener en cuenta los boletines de tendencias climáticas locales a largo plazo establecidos por INUMET¹⁰ y a corto plazo con el pronóstico semanal de mayor precisión. Además, se pueden incorporar la incidencia de fenómenos climáticos globales principalmente a través de índices climáticos basados en la temperatura superficial del mar (TSM) según la región del Pacífico ecuatorial que se considere, que para el caso del índice Niño 3.4 (TSM en el área definida por 120° O-170° O y 5° N-5° S) existen pronósticos de la evolución de este con hasta un año de antelación.
- El estado del embalse nuevo destinado al abastecimiento de riego, que debe ser evaluada periódicamente para garantizar la disponibilidad de agua a lo largo del ciclo agrícola, que puede afectar la gestión del riego durante la zafra o definir la estrategia de cultivo previo a la zafra.
- El estado del cultivo, cuyo seguimiento permite ajustar las estrategias de riego según las condiciones reales del campo durante el desarrollo de la zafra.
- La selección de cultivos y estrategias de rotación, adaptadas a la capacidad hídrica disponible y cumpliendo con las metas productivas del cliente.

El control y ajuste constante de estas variables permite no solo mejorar el rendimiento de los cultivos, sino también maximizar el uso eficiente de los recursos, minimizando costos.

En esta sección se presentan resultados de la herramienta de balance hídrico presentada anteriormente relacionado dos de estas variables mencionadas que pueden aportar a la gestión del riego previo a la zafra, los fenómenos climáticos globales y el volumen en el embalse previo a la zafra.

¹⁰ <https://www.inumet.gub.uy/clima/tendencias-climaticas>

7.7.1 Incidencia de fenómenos climáticos

Se calcula para cada año agrícola el valor promedio de los meses Octubre, Noviembre y Diciembre (OND) de la anomalía de la TSM (en °C) del índice Niño 3.4 que, según un valor positivo o negativo, en la región se correlaciona con años húmedos (Niño) o secos (Niña) respectivamente.

Considerando la garantía de riego por zafra para la simulación de balance hídrico de embalses de 44 zafras a la cota de vertido definida y criterios de recarga definidos (resultados presentados en la 7.6), comparando este resultado de garantía con la anomalía del índice Niño3.4 promediado en los tres primeros meses de esa misma zafra, se obtiene como resultado la Figura 7-7.

Se observa que cinco de las seis zafras con déficit de riego (presentadas en la Tabla 7-5) se tiene que la anomalía del índice N3.4 promedio de los tres primeros meses de zafra sugiere que las condiciones climáticas no son favorables, y particularmente que en las zafras en las que hubo un importante déficit de riego (puntos en la parte inferior izquierda del gráfico) la anomalía del índice indicaba condiciones Niña moderado y Niña Intenso.

Esta información por sí sola no permite establecer una recomendación del manejo de riego previo a zafra dado que este resultado parcial sugiere que si hubo un déficit intenso es muy probable que las condiciones fueron Niña pero no viceversa, dado que según estos resultados se observan varios ejemplos en los que la anomalía del índice N3.4 de los primeros meses de zafra indicaban condiciones Niña en los que la garantía de riego finalmente fue de 100%.

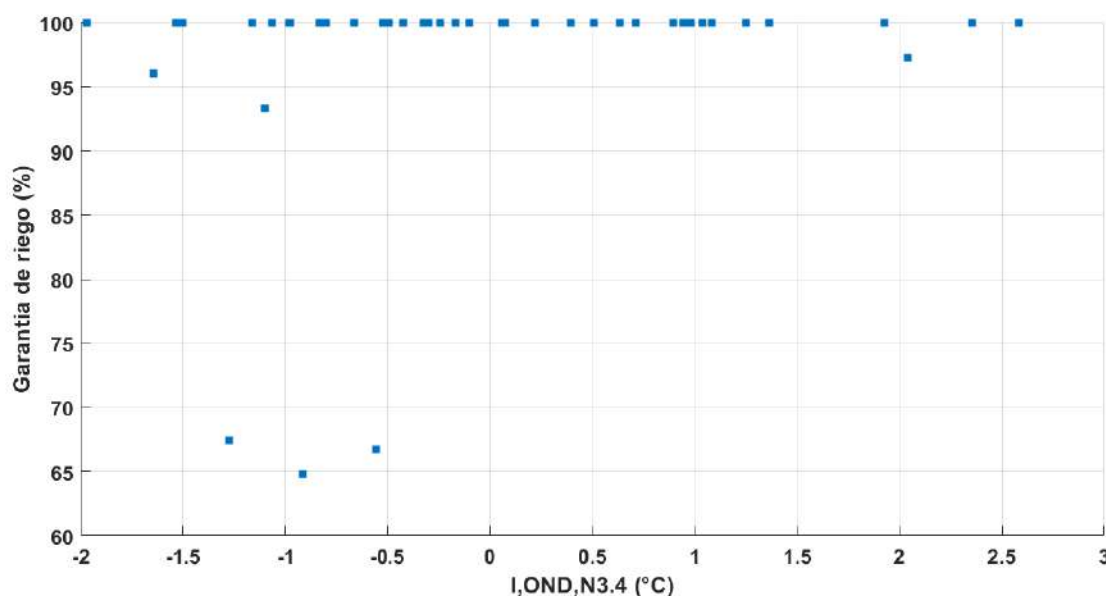


Figura 7-7: Relación entre la anomalía del índice N3.4 y garantía de riego en cada zafra obtenida de simulación de balance hídrico en 44 años de datos.

Por otra parte, se observa que en casi todos los casos (18 de 19 zafras) que la anomalía del índice N3.4 fue positiva, la garantía de riego fue del 100%, lo que sugiere que la señal del fenómeno del Niño es “más fuerte” en este caso. Para evaluar esto se realiza la siguiente modificación en la demanda de riego de la herramienta de balance hídrico de embalses:

- Caso que el índice anómalo sea mayor a 1,5 regar con una dotación anual de $3.500 \text{ m}^3/\text{ha}$

- Mientras que si el índice anómalo N3.4 es mayor a 0,8 regar con una dotación anual de $3.000 \text{ m}^3/\text{ha}$
- En cualquier otro caso mantener la dotación anual en $2.500 \text{ m}^3/\text{ha}$

De lo que se obtiene un nuevo resultado de comparación entre la garantía de riego de las 44 zafras y el correspondiente promedio de la anomalía del índice N3.4 en los tres primeros meses de zafra que se muestra en la Figura 7-8. De esta nueva simulación se observa que:

- La zafra en la que la garantía ya no era 100% con una anomalía sugerente de condiciones Niño (zafra que inicia en 1982) el déficit se intensifica.
- Aparece una nueva falla (zafra que inicia en 2023) en la cual en la anomalía del índice sugería condiciones Niño intenso por lo cual se aumentó la dotación a $3.500 \text{ m}^3/\text{ha}$. Esta falla se da debido las condiciones Niño indicadas en el índice para fines de 2023 comenzaron recién entre febrero y marzo de 2024. Esta falla corresponde una garantía de riego 94% que se entiende no es una disminución significativa respecto a una garantía del 100%.
- En las restantes 17 zafras que $I_{OND,N3.4} > 0$ (particularmente en las que $I_{OND,N3.4} > 0,8$) se mantiene la garantía de riego de 100% habiendo abastecido con $3.500 \text{ m}^3/\text{ha}$ en 2 de las 17 zafras y $3.000 \text{ m}^3/\text{ha}$ hectáreas más en 8 de las 17 zafras.
- La modificación en la dotación no corresponde a una disminución en el abastecimiento del caudal ambiental dado que, la garantía de esta demanda continúa siendo igual a 100% para la simulación.

De esto se considera entonces que ante el aumento de la dotación en función de la anomalía del índice N3.4, la mayoría de las veces se podrá abastecer el 100% del riego en la zafra o bien la producción no es sensiblemente menor a la esperada.

Cabe destacar que tanto los rangos de la anomalía del índice N3.4 a partir de la cual aumenta la dotación de riego fueron definidos de manera arbitraria para esta evaluación, un diseño completo de la gestión de riego involucra además el estado del suelo dependiendo de las condiciones climáticas y las rotaciones de cultivo además de la variable económica de producción de los diferentes cultivos.

Por último, se debe mencionar que en ningún momento de este análisis se tuvo en consideración la fiabilidad en la predicción de estos fenómenos climáticos globales a partir de este índice en particular, lo que resulta una variable más a tener en consideración si se quiere finalmente incorporar alguno de estos resultados en una gestión del riego.

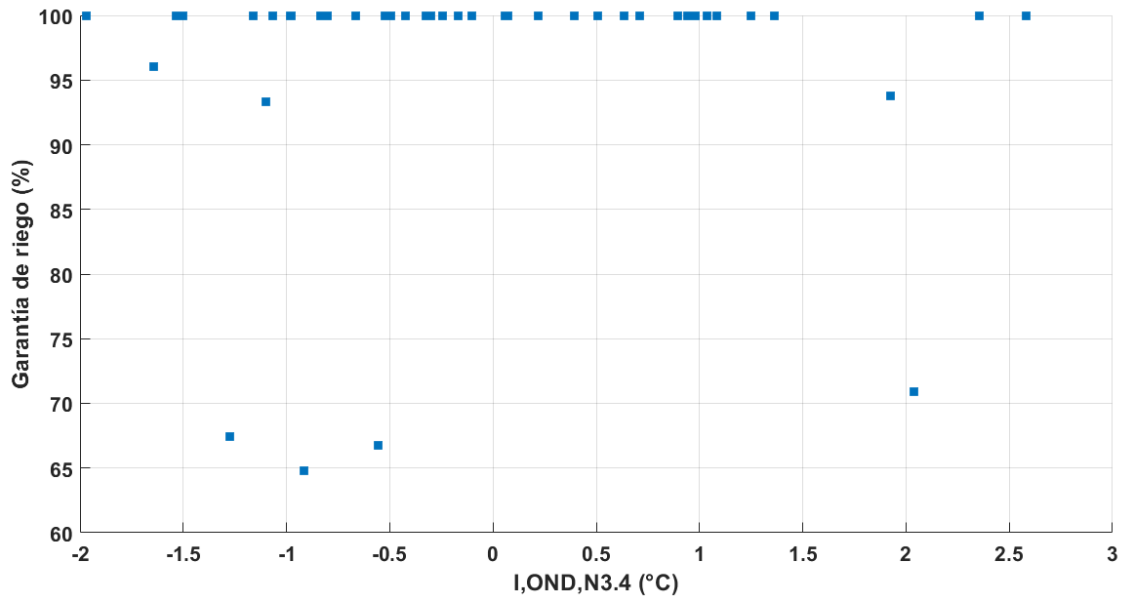


Figura 7-8: Relación entre la anomalía del índice N3.4 y garantía de riego de cada zafra obtenida de simulación de balance hídrico en 44 años de datos aumentando la dotación en base a el valor de la anomalía del índice N3.4.

7.7.2 Incidencia del volumen inicial del embalse

En los resultados de la simulación de 44 años agrícolas para la cota de vertido definida, plantando 450 hectáreas todos los años con los criterios de recarga desde río San Salvador establecidos, se obtuvo en la Tabla 7-5 las zafras en las que se consideran fallas del sistema, de esta se observa que en cuatro de las seis fallas el volumen del embalse nuevo en el mes de agosto se encontraba por debajo del 70% del volumen máximo, lo que se consideraron fallas con preaviso en el sistema.

Por otra parte, se realizaron nuevas simulaciones en la herramienta de balance hídrico imponiendo en este caso que el volumen en el embalse en el mes de agosto previo a cada una de las zafras sea X% del volumen total del embalse nuevo, y se mantuvieron igual todas las demás variables del balance hídrico (climatología, volúmenes y criterios de recarga y demandas de riego y ambiental).

Con estas simulaciones lo que se logra es observar en términos estadísticos cual es el desempeño en cada zafra del sistema dependiendo del estado inicial del nuevo embalse, en la Figura 7-9 se presenta el resultado de esta nueva simulación de los 44 años agrícolas comparando que porcentaje del embalse lleno se impuso contra el porcentaje de zafras satisfactorias (garantía igual a 100%) de riego y caudal ambiental.

En el gráfico se observa que a partir de 70% el porcentaje de zafras satisfactorias no varía significativamente y considerando que según los datos de la simulación original (Tabla 7-5) cuando el embalse está por encima de 70% no existe una falla con preaviso, se concluye como recomendación que, siempre que el embalse se encuentre por encima de 70% en el mes de agosto, se podría plantar la totalidad de las hectáreas proyectadas.

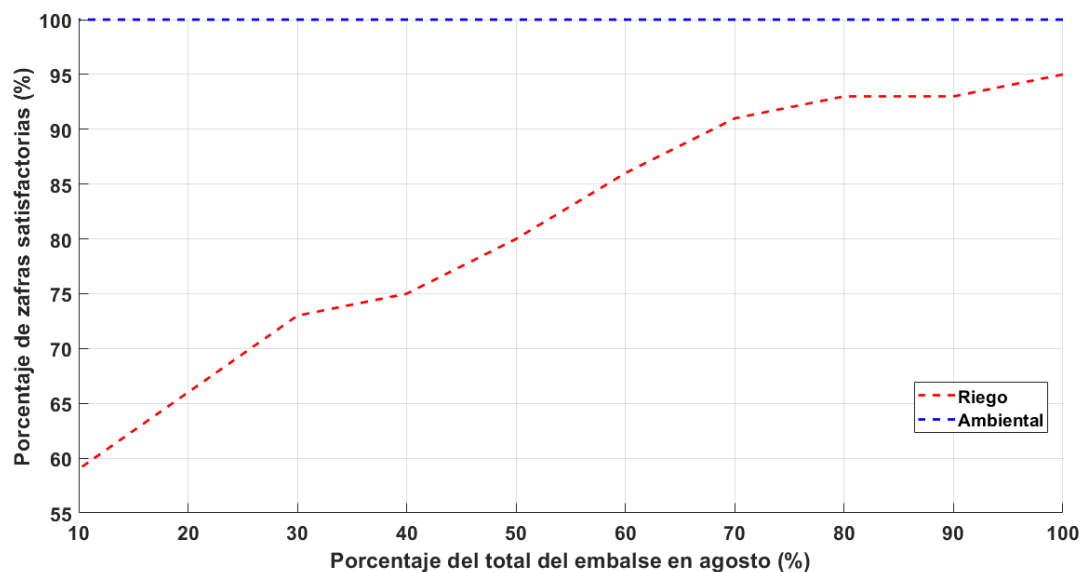


Figura 7-9: Resultados de porcentaje de zafra satisfactorias en términos de garantía de riego y ambiental según el nivel del embalse en agosto.

7.7.3 Síntesis

De acuerdo con el análisis desarrollado en las secciones anteriores, el cual se enfoca principalmente en atender a dos de las posibles variables que pueden ser implementadas en la gestión de riego, se establecen entonces las siguientes recomendaciones que eventualmente el cliente podría tomar en consideración para llevar a cabo un manejo del riego que mejore la producción:

Respecto a las predicciones climáticas globales de la anomalía del índice Niño3.4 se tiene que:

- No se aprecia una señal en la anomalía del índice N3.4 que justifique ajustar el riego en base a previsiones de condiciones Niña dado que no existe certeza que este fenómeno provoque un déficit de producción.
- La previsión de condiciones Niño a partir de la anomalía del índice N3.4 sugiere que el cliente dispondrá en el sistema de una mayor capacidad hídrica para aumentar la dotación del cultivo, no habiendo determinado en este proyecto cual sería en promedio la nueva capacidad en función del valor del índice.

Mientras que, por otra parte, respecto a las condiciones en el embalse:

- Para los casos en los que el volumen del embalse nuevo se encuentre por encima del 70% de su capacidad máxima en el mes de agosto previo a la zafra, lo que corresponde a una cota de 57,66 metros respecto al Cero Oficial, las simulaciones realizadas sugieren que hay una probabilidad significativa (mayor al 90%) de que la zafra sea satisfactoria si se plantan 450 hectáreas.

Cabe destacar que estos resultados que pueden ser usados como recomendaciones no tienen en cuenta las demás herramientas de gestión de riego con las cuales se define la producción, dado que por ejemplo, dentro de las variables de estado del sistema, la sugerencia ante una previsión de una condiciones Niño no tienen en cuenta que en

realidad si efectivamente esto se materializa, las condiciones de humedad del suelo serían más favorables y el cultivo le exigiría menos demanda al sistema diseñado. Así mismo, tampoco se tienen en cuenta las variables económicas con las cuales cuenta el cliente como los seguros, a los cuales puede recurrir ante una pérdida en la producción en vez de recurrir al análisis detallado de todas las variables de gestión de riego con la incertidumbre en la cuantificación y predicción asociada a estas.

8 Diseño de aliviaderos

En este capítulo se presenta el diseño del aliviadero, el cual tiene la función de evacuar los caudales laminados de avenidas, evitando que se sobrepase la presa con su eventual rotura.

Los pasos a seguir para el diseño del aliviadero son los siguientes:

- La elección del tipo de aliviadero
- Realizar un estudio del tránsito de una avenida, utilizando el método seleccionado de piscina nivelada
- Diseñar su trazado considerando la máxima velocidad admitida para evitar su erosión
- Cálculo del movimiento de suelos requerido

8.1 Elección de tipo de aliviadero y ubicación

Se proyecta el diseño de un aliviadero que sea capaz de evacuar sobrelevaciones que pueden ser producidas por:

- Laminaciones intensas en la cuenca provocadas por intensas tormentas.
- Vertidos de menor intensidad provocados por escorrentías usuales con niveles altos en el embalse.

Considerando que la dimensión de la cuenca de aporte es chica frente al lago proyectado y su capacidad de laminación, se entiende que con un solo tipo de aliviadero no se generarán sobrelevaciones significativas tanto para vertidos de menor intensidad como eventos de crecidas provocado por tormentas. Además, como se describe más adelante en la sección 9.5, se diseña una descarga a través de la obra de toma que se podrá eventualmente utilizar para control de niveles caso exista riesgo de ocurrencia de sobrelevaciones que puedan comprometer la seguridad de la presa.

El aliviadero se diseñará de tipo canal excavado teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- Existe una zona cercana, como ser el embalse existente, hacia donde las aguas excedentes pueden ser conducidas.
- La tipología de la presa diseñada será de materiales sueltos tal como se presentará en la sección 9.

Para el diseño del canal excavado se adoptan los criterios de velocidad máxima admisible establecidos en el libro Hidráulica de canales abiertos (French, 1988), que de acuerdo con los suelos en la zona de implantación (sección 5.2.1):

- “Tierra negra graduada a piedras no coloidal” corresponde a los estratos superiores”
- “Grava gruesa no coloidal” corresponde a el estrato más profundo hasta donde se excava el canal.

Tabla 8-1: Velocidad máxima admisible y número de Manning en la zona de ubicación del canal aliviadero. Extraído del libro Hidráulica de canales abiertos (French, 1988).

Estrato	Número de Manning	Velocidad máxima admisible (m/s)
Tierra negra graduada a piedritas cuando es no coloidal	0,030	1,5
Grava gruesa no coloidal	0,025	1,8

Por otra parte, se decide realizar un aliviadero a cada margen de la presa debido a que las condiciones del suelo son similares, con el estrato resistente (roca) aproximadamente a dos metros de profundidad. Construir un solo aliviadero de mayor ancho implicaría profundizar en el estrato de mayor dificultad de excavación, resultando en un mayor costo de excavación.

En el ANEXO X se presentan las láminas L04 y L05 de los aliviaderos en donde se puede observar la ubicación elegida.

8.2 Tránsito de avenidas

Se elaboró el prediseño del aliviadero utilizando la metodología descrita en la sección VII.III del ANEXO VII. Con base a este enfoque, se estimó un ancho de 25 m para un canal trapezoidal (con taludes 1V:1H) y una pendiente longitudinal de $S=0,3\%$. En el prediseño, se asumió que el canal alcanza el estrato rocoso a una profundidad de 2 m, lo que corresponde a un coeficiente de rugosidad de Manning $n = 0,025$ (French, 1988).

A partir del hidrograma de avenida presentado en la sección 6.5.3 y teniendo en cuenta la geometría del embalse se aplica el método de Piscina Nivelada al embalse para calcular el hidrograma de salida y las sobrelevaciones en el tránsito de avenidas del embalse.

Se parte de la siguiente ecuación:

$$\frac{dS}{dt} = I(t) - Q(t)$$

8-1

Siendo

- $I(t)$ el caudal entrante al embalse.
- $Q(t)$: el caudal que sale del embalse.
- $S(t)$: el volumen de almacenamiento en el embalse.

En la sección VII.IV del ANEXO VII se presenta la metodología de resolución numérica de la ecuación 8-1 aplicada para la determinación del tránsito de avenidas según las características del canal.

Como se mencionó, se diseñará un aliviadero en cada margen de la represa para reducción del costo de excavación, considerando que las pendientes a ambos márgenes son idénticas. Por lo tanto, por simplicidad, se diseñan dos aliviaderos de iguales dimensiones y misma pendiente longitudinal.

Se diseña entonces dos canales aliviaderos paralelos de:

- Sección trapezoidal de taludes 1V:1H

- Excavado hasta la roca, con número de Manning de 0,025.
- Pendiente longitudinal en 0,3%

En la Tabla 8-2 se presentan los principales resultados del tránsito de avenida de un período de retorno de 100 años, para diferentes anchos en torno al ancho total de 25 m determinado en el prediseño. En base a esto se decide utilizar dos aliviaderos de 15 m de ancho, dado que se obtiene una sobrelevación aceptable en el embalse y a su vez, la velocidad en la entrada del canal no es demasiado elevada, con margen para el aumento de la velocidad lo largo del canal.

Tabla 8-2: Principales resultados de tránsito de avenida de período de retorno de 100 años para diferentes anchos de canal aliviadero de pendiente $S = 0,3 \%$ y taludes 1v:1H.

Ancho por canal (m)	Sobrelevación máxima (m)	Velocidad máxima (m/s) ^(*)
5,0	0,76	1,39
8,5	0,73	1,43
10,0	0,70	1,42
12,5	0,66	1,39
15,0	0,63	1,37
17,5	0,60	1,34
20,0	0,57	1,30

(*): En zona con tirante normal.

Para dos canales trapezoidales de 15 m de ancho, en la Tabla 8-3 se presentan los resultados de la laminación para la avenida de proyecto, avenida extrema y avenidas menores que deberá evacuar el canal aliviadero.

Tabla 8-3: Resultados de laminación para distintas avenidas en canales aliviadero de 15 m de ancho, pendiente $S = 0,3 \%$ y taludes 1V:1H.

T_r (años)	10	25	50	100	500
$Q_{I,m\acute{a}x}(\frac{m^3}{s})$	25,8	33,0	38,5	44,1	57,0
$Q_{s,m\acute{a}x}(\frac{m^3}{s})$	11,65	15,87	19,41	22,88	31,58
Laminación (%)	55	52	50	48	45
$Sobrelevaci\acute{o}n_{m\acute{a}x}(m)$	0,41	0,50	0,57	0,63	0,77
$v_{m\acute{a}x}(\frac{m}{s})$	1,04	1,19	1,28	1,37	1,54

Siendo:

$Q_{I,m\acute{a}x}$: El caudal de ingreso máximo calculado mediante el método NRCS

$Q_{s,m\acute{a}x}$: El caudal máximo laminado por el aliviadero

$v_{m\acute{a}x}$: La velocidad media máxima que se da en la zona de tirante normal

En la Figura 8-1 se presenta la laminación del caudal pico para el hidrograma de entrada de diseño con un período de retorno de 100 años. Se puede observar cómo se atenúa el pico a la salida del embalse y la reducción en el caudal máximo de salida.

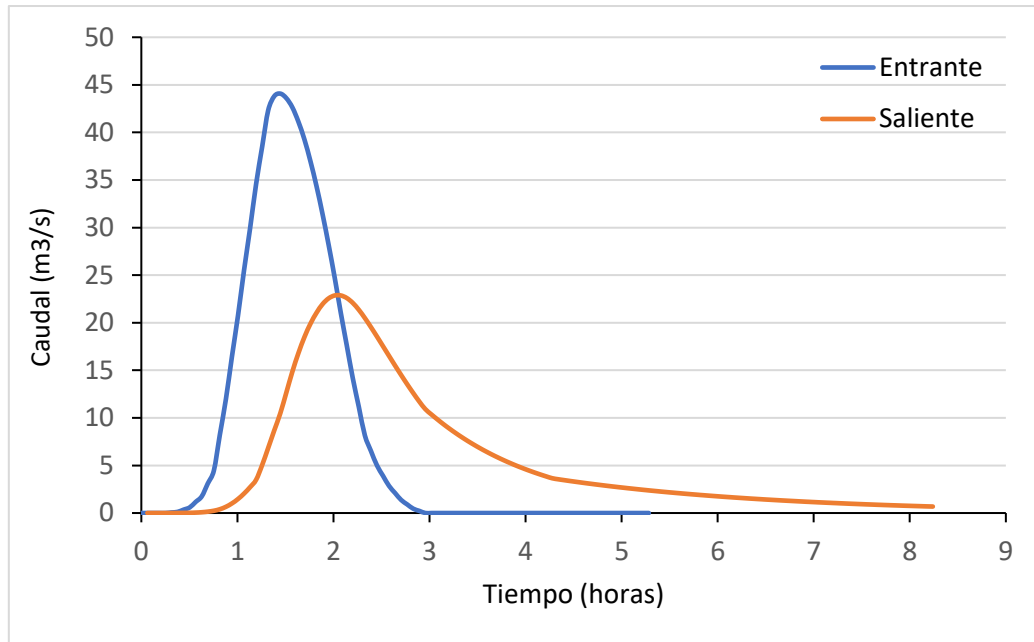


Figura 8-1: Tránsito en el embalse para un período de retorno de 100 años.

A su vez, en la Figura 8-2 se presenta la evolución de la velocidad en la zona de entrada al canal a lo largo de la duración de la tormenta de diseño, donde se puede apreciar que se supera la velocidad de 1 m/s durante aproximadamente 1,5 horas.

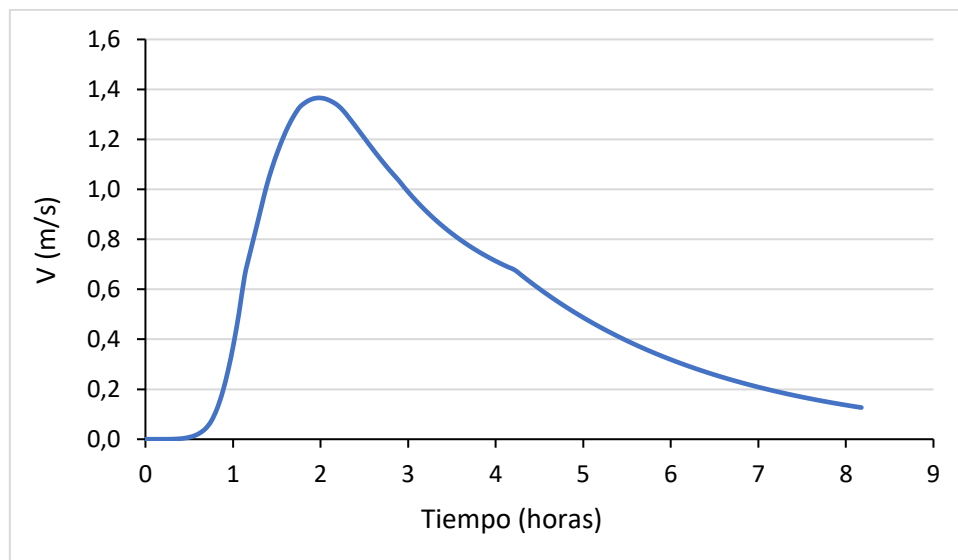


Figura 8-2: Evolución de la velocidad a lo largo de la duración de la tormenta de diseño para un período de retorno de 100 años.

8.3 Trazado y funcionamiento de aliviaderos

En esta sección se presenta el trazado, sección y detalle de aproximación a los aliviaderos, así como también su comportamiento frente a la avenida de proyecto y estudio de la velocidad.

8.3.1 Trazado de los aliviaderos

En la lámina L02, presentada en el ANEXO X, se puede observar el trazado de ambos aliviaderos en planta, a ambos márgenes de la presa. Se busca continuar el trazado de

las curvas de nivel llegando a la desembocadura a terreno para aprovechar la menor profundidad de excavación y taludes posible.

Se realizan los taludes de los canales aliviaderos con una pendiente 1H:1V y se define el umbral de ambos en la cota 59,00 m respecto al Cero Oficial.

Con el fin de proporcionar continuidad al ingreso de agua desde el embalse a los canales vertederos se diseña una transición desde el embalse hacia los canales (mostradas en láminas L04 y L05 del ANEXO X). Esta entrada tiene la función de conducir las aguas hacia el umbral de ambos canales. Además, esta entrada es diseñada a contrapendiente del canal con el objetivo de meterse dentro del embalse.

Como se menciona en las secciones anteriores, se define una pendiente del canal de 0,3% y se analiza cuan largo debe ser el canal para que se cumpla la condición de flujo subcrítico con el tirante en la entrada suficientemente elevado para obtener una velocidad controlada a lo largo de este. Además, se tiene en cuenta que la zona de descarga debe permitir un encausamiento controlado o una disipación rápida de la energía.

Por lo tanto, se simuló en el entorno de programación Matlab¹¹ las condiciones de flujo gradualmente variado y se llegó a la conclusión de que con 160 m de largo de canal excavado para el aliviadero 1 y 115 m de largo para el aliviadero 2 se logra la condición de flujo subcrítico en ambos canales y con el tirante en la entrada del canal igual al tirante normal, que corresponde a una de las hipótesis asumidas en la ley de vertido del tránsito de avenidas. Por otra parte, con estos largos de canal se logra además alcanzar una zona de importantes afloramientos en la descarga del aliviadero 1 y quedar próximo a un afluente de la cañada para el aliviadero 2.

8.3.2 Funcionamiento de los canales

Los cálculos anteriormente presentados se realizaron para un ancho uniforme de 15 m, aunque se detectó que, en la desembocadura de los aliviaderos a terreno, la velocidad superaba 1,6 m/s. Esto representa un problema debido a que velocidades de 1,6 m/s sobre campo natural puede llegar a ocasionar erosión, mientras que en el canal excavado hasta la roca se podría llegar hasta 1,8 m/s (French, 1988).

Por lo tanto, se decidió realizar una desembocadura tipo embudo invertido en ambos canales, lo que permite disminuir la velocidad, a costa de aumentar el ancho del vertedero, con la que se restituye el agua en su camino hacia el embalse existente.

En la Figura 8-3 y Figura 8-4 se muestran los resultados de la modelación FGV para el aliviadero 1, indicando el ancho del vertedero en la desembocadura que permite reducir la velocidad por debajo de 1,5 m/s.

¹¹ <https://la.mathworks.com/products/matlab.html>

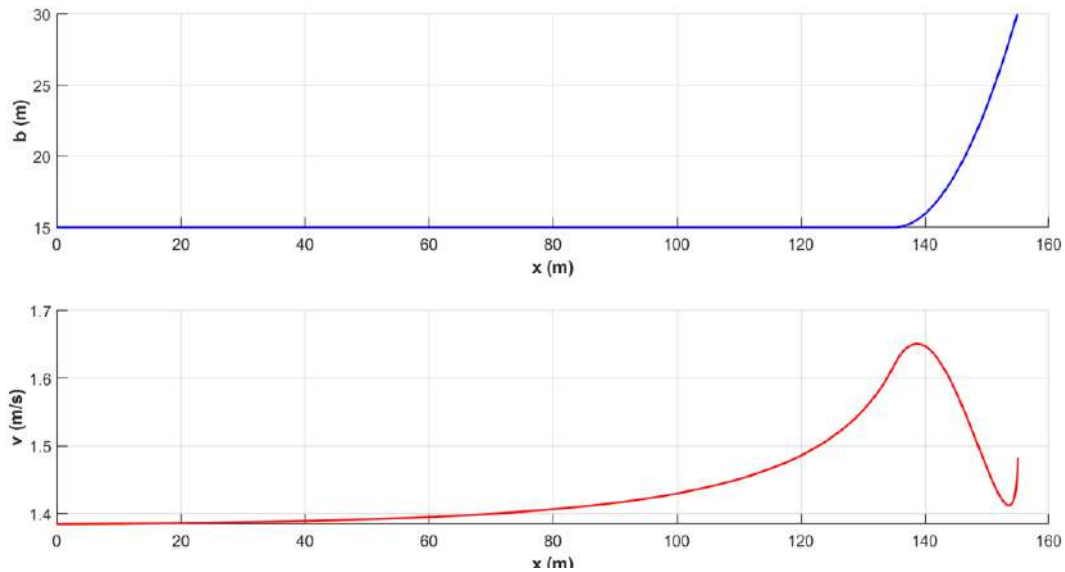


Figura 8-3: Anchos y velocidades alcanzadas a lo largo del aliviadero 1

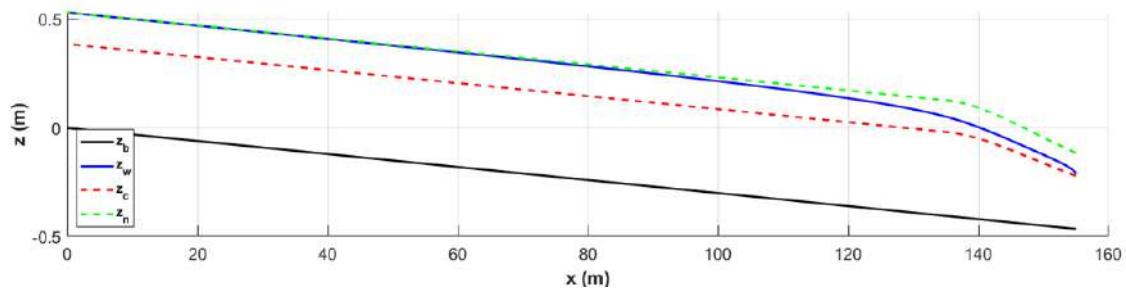


Figura 8-4: Cota de la superficie libre en el aliviadero 1 resultado de la modelación FGV indicando el tirante normal y el tirante crítico.

Por otro lado, en la Figura 8-5 y Figura 8-6, se presentan los resultados para el canal aliviadero 2, indicando el ancho del canal en la desembocadura que permite asegurar una velocidad menor a 1,4 m/s.

Cabe destacar que estos resultados están considerados para la avenida de proyecto de 100 años de período de retorno, considerando que en la ocurrencia de eventos de mayores características y de superarse las velocidades admisibles es probable que pudieran ocurrir erosiones en la desembocadura del canal.

Sin embargo, esto es algo que se tiene en cuenta dentro del diseño, contemplando que en la ocurrencia de eventos mayores al de diseño que incurran en erosiones del vertedero se deberá realizar un mantenimiento posterior para retomar las condiciones iniciales de diseño.

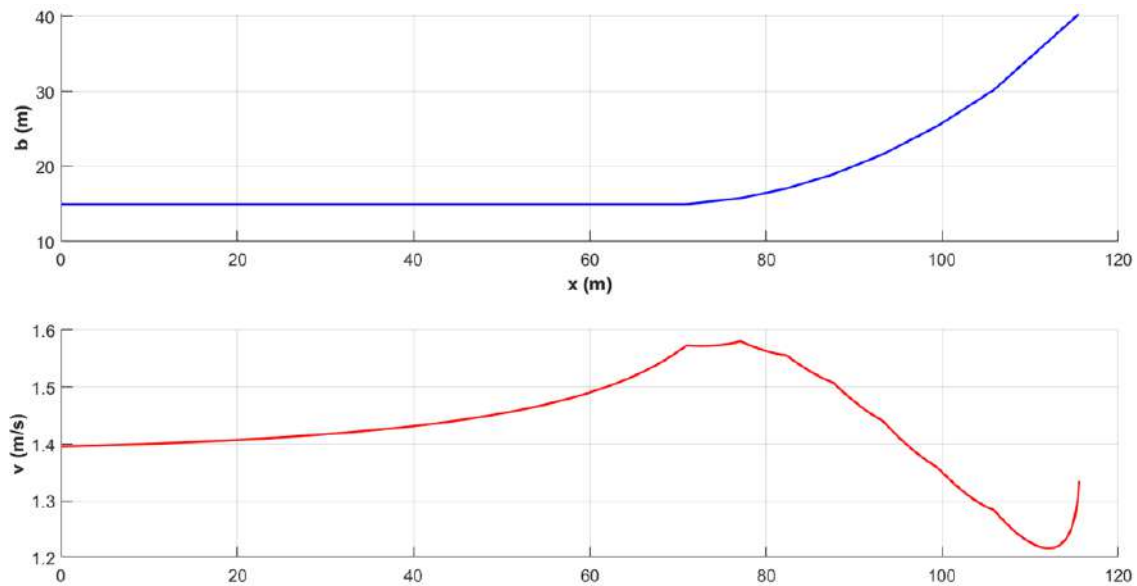


Figura 8-5: Anchos y velocidades alcanzadas a lo largo del aliviadero 2.

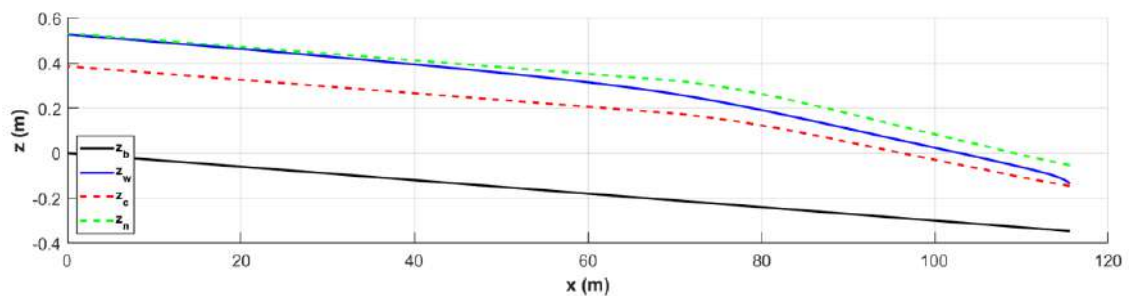


Figura 8-6: Cota de la superficie libre en el aliviadero 2 resultado de la modelación FGV indicando el tirante normal y el tirante crítico.

8.4 Movimiento de suelos

Los movimientos de suelo resultantes de los aliviaderos fueron calculados mediante el programa CIVIL 3D dando un total de 7.845 m³ para el aliviadero 1 y 6.941 m³ para el aliviadero 2, lo que corresponde aproximadamente a un 10% del movimiento de suelos necesario para el dique.

En la Tabla 8-4 se presenta un resumen de las principales características del diseño de los aliviaderos.

Tabla 8-4: Características del diseño de los aliviaderos.

	Umbral (Cota)	Ancho (m)	Pendiente (%)	Largo canal excavado (m) ^(*)	Movimiento de suelos (m ³)
Aliviadero 1	59,0	15,0	0,3	202,0	7.845,0
Aliviadero 2	59,0	15,0	0,3	195,0	6.941,0

(*): teniendo en cuenta entrada en embalse y descarga

9 Diseño de represa de materiales sueltos

En el presente capítulo se presenta el diseño de la nueva presa de materiales sueltos, que compone las siguientes consideraciones:

- Definición de las cotas de diseño
- Definición de materiales de la presa
- Estudio de estabilidad de la presa
- Diseño de drenes y filtros
- Diseño de obra de toma y de descarga
- Cálculo del movimiento de suelos requerido

Además, se presenta el diseño de la obra de descarga ambiental realizada en la represa existente aguas abajo.

9.1 Cotas de Diseño

En esta sección se definen las cotas de diseño de la presa:

- Cota de obra de toma: se refiere a la cota altimétrica a la cual se ubica la toma de extracción para riego.
- Cota de vertido: es la cota altimétrica a la que se ubica el umbral de los aliviaderos cuya función es el vertido de aguas excedentes.
- Cota de coronamiento: es la cota altimétrica a la cual se encuentra el coronamiento de la presa, corresponde a la cota máxima de la estructura.

9.1.1 Cota de obra de toma

Para definir la cota de la obra de toma, se utiliza la estimación de los sedimentos acumulados en el embalse, aplicando la metodología descrita en la sección VIII.II del ANEXO VIII, proyectando una vida útil de 50 años.

Se considera que es necesario dejar un margen para recreación y la presencia de peces que pueda existir en el embalse, dado que se trata de un embalse de uso intensivo con vaciados significativos, si bien no se realizó un análisis exhaustivo, se proyecta la **cota de la obra de toma a 51,4 m respecto al Cero Oficial**. Dado que el volumen por debajo de la obra de toma resulta de 46.103 m³ y se estima que los sedimentos acumulados corresponden al 34% de este volumen, se considera que el volumen restante de 30.428 m³ será suficiente y que además corresponde a un nivel mínimo que la mayor parte del tiempo será superado.

9.1.2 Cota de vertido

Al definir esta cota se debe tener en consideración:

- Maximizar la satisfacción de la demanda de riego para todos los meses de la zafra de riego
- Minimizar el movimiento de suelos resultante
- Minimizar la inundación del terreno propio debido al espejo de agua generado por el embalse

El estudio detallado para la definición de la cota de vertido se realiza en la sección 7.5, en donde se concluye que la **cota de vertido** óptima que cumple con todas las condiciones anteriores es la cota **59,00 m referida al Cero Oficial**.

9.1.3 Cota de coronamiento

Con la cota de vertido se calcula la cota de coronamiento en función de los efectos de avenidas y de viento sobre el embalse.

En cuanto al efecto de las avenidas, quedan definidos tres cotas de niveles del embalse que se tendrán en cuenta para la definición de la cota de coronamiento:

- Nivel Máximo Normal (N.M.N): Definido como el máximo nivel que puede alcanzar el agua en el embalse en un régimen normal de operación, por lo que corresponde a la cota justo antes del vertido definida en la sección 7.5.3: 59,00 m respecto al Cero Oficial.
- Nivel de Avenida de Proyecto (N.A.P): Corresponde al máximo nivel que alcanza el embalse, considerando la laminación, al recibir la avenida de proyecto. Esta cota sería 59,63 m respecto al Cero Oficial, según lo calculado en la sección 8.2.
- Nivel de Avenida Extrema (N.A.E): Definido como el máximo nivel que se alcanza en el embalse si se produce la avenida extrema, teniendo en cuenta la acción laminadora. Por lo tanto, de la sección 8.2, se deduce que esta cota sería 59,77 m respecto al Cero Oficial.

Para el cálculo de la sobreelevación se adoptan los criterios de borde libre mínima establecidos por la agencia *Bureau of Reclamation* (U.S.B.R, 1992)

En primer lugar, se calcula el *Fetch*, el procedimiento de cálculo se detalla en el ANEXO VIII, sección VIII.I.I. Se obtuvo que el *Fetch* es de 1,05 km y 1,14 km a N.M.N y a N.A.P respectivamente. Luego se obtienen los criterios de borde libre a considerar en cada escenario (N.M.N y N.A.P). En la Tabla 9-1 se muestra los resultados obtenidos.

Tabla 9-1: Sobreelevación de diseño con viento de 160 km/h sobre N.M.N y 80 km/h sobre N.A.P. Resultado extraído de la guía de criterio de francobordo del Bureau of Reclamation.

<i>Fetch (km)</i>	<i>BL_{normal} (m)</i>	<i>BL_{mínimo} (m)</i>
< 1,60	1,20	0,90

El valor BL_{normal} indica la elevación del “borde libre normal”, que corresponde al valor a considerar como elevación sobre el N.M.N. Como se indica en la Tabla 9-1, este valor es de 1,20 m. Siendo la cota de N.M.N 59,00 m, la cota de borde libre normal resulta 60,20 m respecto al Cero Oficial, sin considerar el efecto del *set – up*.

El valor $BL_{mínimo}$ indica la elevación del “borde libre mínimo”, como valor de elevación a considerar sobre el N.A.P. Como se puede observar en la Tabla 9-1, este valor es de 0,90 m. Siendo la cota de N.A.P 59,63 m, la cota de borde libre mínimo resulta 60,53 m respecto al Cero Oficial, sin considerar el efecto del *set – up*. Este criterio es más exigente que el borde libre normal.

Por último, de acuerdo con el manual de referencia, se debe adicionar a este último, el valor de sobreelevación estacionaria creada por acción del viento (*set – up*), el cual es de 0,03 m para el embalse a N.A.P (criterio más exigente de borde libre). El procedimiento de cálculo del *set – up* se muestra en la sección VIII.I.II del ANEXO VIII.

Finalmente, se obtiene un borde libre de 1,56 m sobre el N.M.N obtenido del criterio de borde libre mínimo sobre el N.A.P. Por simplicidad, se adopta un valor de 1.6 m, siendo

este el valor de borde libre de diseño. Con esto, se obtiene que la **cota de coronamiento es 60,60 m respecto al Cero Oficial**.

Este valor de sobrelevación verifica que la represa no se sobrepase en condiciones extremas, con la cota de avenida extrema (N.A.E) de 59,77 m respecto al Cero Oficial, por debajo de la cota de coronamiento de diseño.

El resultado de las cotas de diseño se resume en la Tabla 9-2 y además en la Figura 9-1 se muestra como resultan estas cotas respecto al perfil de elevaciones con las condiciones de fundación presentadas en la sección 5.2.1.

Tabla 9-2: Resumen de cotas de diseño.

ID	Cota respecto al cero oficial (m)
Cota de obra de toma	51,40
Cota de vertido	59,00
Cota de coronamiento	60,60

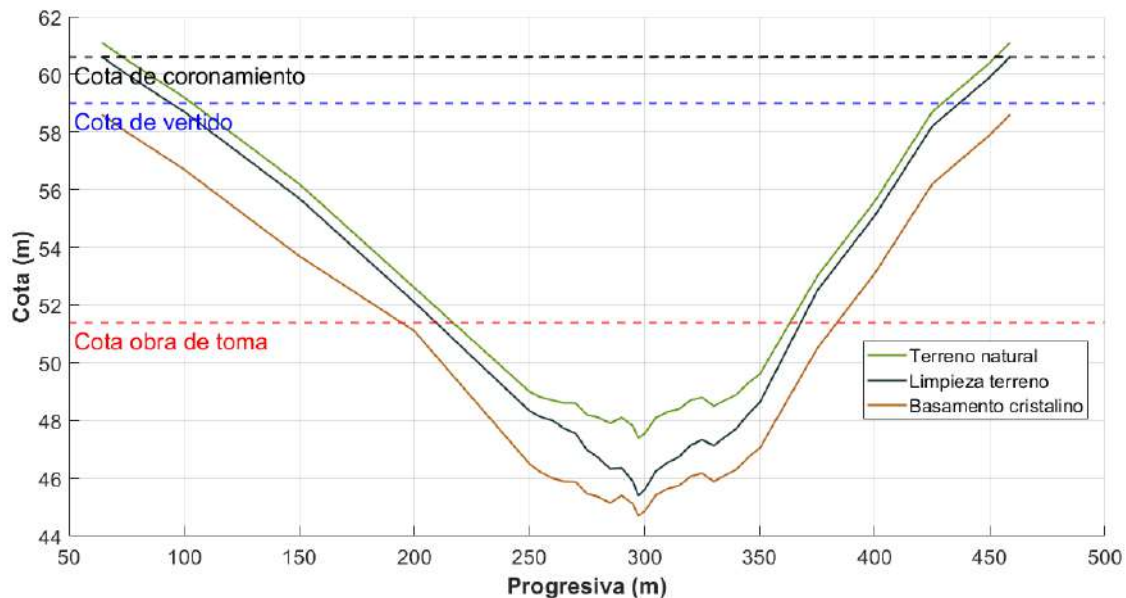


Figura 9-1: Perfil de elevación a lo largo de la presa indicando cotas de diseño. Todas las cotas están referidas al cero oficial.

9.2 Selección de materiales

En base al estudio de los materiales disponibles en la zona de implantación presentado en la sección 5.2, se definen la disposición de los materiales para todos los elementos de la presa.

Faldones

Los faldones se construyen con los niveles graníticos desagregados (granito alterado) que, de acuerdo con los cateos en la zona, no es una limitante en cuanto a cantidad.

Se entiende necesario compactar los faldones con grado de compactación de 95% respecto al PUSM en el ensayo Proctor (UY-S15), dado que se disminuye significativamente la permeabilidad de acuerdo con los ensayos geotécnicos realizados

a muestras de este material (sección I.IV del ANEXO I). Disminución de permeabilidad que para este material en particular resulta especialmente necesaria considerando que se trata de un suelo altamente dispersivo de acuerdo con los ensayos de laboratorio, siendo los suelos de este tipo en muchos casos el causante de falla de presas por tubificación cuando no se limita el gradiente hidráulico (Suárez Villar, y otros, 2016).

Núcleo y Dentellón

El núcleo y el dentellón se proponen construir con los suelos arcillosos seleccionados como los encontrados en algunas de las depresiones del basamento cristalino dentro de la zona de cateos. Este material representa una limitante dado que la extracción de estas depresiones resulta insuficiente en cantidad y de dificultosa extracción, dado que a metros de estos depósitos se encuentran densidades de afloraciones graníticas. De todas formas, se prevé una identificación de depósitos de sedimentos finos en planicies de inundación dentro del predio del cliente o en las márgenes del río San Salvador.

Por otra parte, se considera que se debe compactar el material arcilloso en el núcleo y dentellón con un grado de compactación de al menos 92% respecto al PUSM determinado en el ensayo Proctor (UY-S15).

Drenes

El material de los drenes debe ser un suelo granular significativamente más permeable que los faldones y el núcleo sobre el cual se proyecta, de acuerdo con los cateos se define que este será extraído fuera del predio o comprado desde otro lugar, considerando la ubicación del emprendimiento agrícola, se podría utilizar:

- Piedra partida de la cantera ubicada en localidad de Palmitas a 58,5 km por caminería departamental. De acuerdo con la información disponible en la página web del proveedor PINTUS S.A, las opciones de piedra partida son acopios cuya distribución de diámetros es: 5 – 15 mm, 15 – 20 mm, 6 – 20 mm y 20 – 30 mm.
- Arena de canteras cerca de la desembocadura del río San Salvador a 45,2 km de distancia por caminería departamental y nacional. No se cuenta con información de la arena comercializada, pero de acuerdo con la localización de la arenera en la margen del río San Salvador, se asume que la arena proviene de la Formación Fray Bentos que tiene presencia de arenas finas (Preciozzi, y otros, 1985) que refiere a diámetros de 0,125 - 0,25 mm.

Considerando una distancia similar para el transporte de materiales desde las canteras, se opta por el diseño de drenes de arena en lugar de drenes de piedra partida. Esta decisión se basa en los costos de los materiales según la lista de precios en la construcción a junio de 2024¹², donde la arena fina en obra resulta aproximadamente USD 6/m³ más económica que la piedra partida o el pedregullo.

Aunque la piedra partida presenta una mayor resistencia y capacidad de drenaje en comparación con la arena, los resultados de estabilidad mostrados más adelante (siguiente sección) indican que la arena ofrece un desempeño aceptable para un dren de dimensiones acotadas, cumpliendo con los requisitos funcionales y estructurales del proyecto.

¹²<https://www.gub.uy/ministerio-transporte-obras-publicas/datos-y-estadisticas/datos/lista-oficial-precios-construccion-582>

Enrocado y protecciones

El material del enrocado y protecciones deberá provenir de una roca sana y resistente que permita soportar las solicitaciones generadas por el oleaje generado en el embalse, en particular las fuerzas de arrastre.

En la zona de estudio se encuentran afloramientos de rocas principalmente con un alto grado de meteorización. Es por ello por lo que se define que este material será comprado desde otro lugar como podrá ser la cantera de Palmitas mencionada anteriormente.

Este material presenta un costo unitario alto frente a los demás materiales, por lo que, como se verá en la sección 9.7, se debe seleccionar cuidadosamente el diámetro a colocar como protección y la sección de la presa donde es necesaria su colocación.

9.3 Estudio de estabilidad de la presa

El estudio de estabilidad se realiza utilizando el software Geostudio 2D¹³, en particular los módulos Seep (cálculo de flujo a través del medio granular) y Slope (cálculo de estabilidad de taludes), utilizando el método del equilibrio límite para calcular para una presa sometida a niveles en el lago permanentes y transitorios, la estabilidad de taludes definida en dos dimensiones.

Se desarrollan en orden:

- Cuáles son los criterios de seguridad a verificar para que la presa resulte estable.
- La definición de los escenarios de falla ante los cuales la presa debe ser estable.
- La verificación de los escenarios de falla

Los detalles de los resultados se presentan en la sección VIII.V del ANEXO VIII.

9.3.1 Definición de criterios de seguridad

La evaluación del grado de seguridad de la presa se realiza en términos del factor de seguridad:

$$FS = \frac{\text{Fuerzas resistentes}}{\text{Fuerzas desestabilizadoras}}$$

Para el caso de estudio, la verificación se realiza en base a recomendaciones que distinguen entre escenarios usuales y accidentales (SPANCOLD), y otras que separan según la etapa de la vida útil de la presa (Vallarino, 1991). Donde la verificación consiste en definir los valores mínimos que puede adoptar este factor de seguridad en diferentes etapas de la vida útil de la presa.

El caso de estudio trata de una represa de núcleo según la clasificación de Vallarino y de categoría "C" en términos de riesgos de acuerdo con la clasificación de SPANCOLD, por lo tanto, se obtienen los principales factores de seguridad mínimos a cumplir por la represa en diferentes escenarios.

¹³ <https://www.seequent.com/es/productos-y-soluciones/geostudio-2d/>

Tabla 9-3: Requisitos mínimos de estabilidad en términos del factor de seguridad.

	$FS_{SPANCOLD}$	$FS_{VALLARINO}$
Distintas fases de construcción	1,3	1,2
Embalse lleno		1,4
Escenarios accidentales	1,1	1,3

9.3.2 Hipótesis de los materiales

En el estudio de estabilidad implementando Geostudio fueron considerados los materiales dispuestos según lo establecidos en la sección 9.2 (Selección de materiales), además, las principales hipótesis en el estudio de estabilidad son que:

- Los parámetros hidráulicos (permeabilidad) y resistentes (cohesión y ángulo de fricción interna) de los materiales del faldón y del núcleo son definidos en función de los ensayos geotécnicos presentados en la sección I.IV del ANEXO I. Las muestras 1, 2 y 5 corresponden al material del faldón (granito alterado) y las muestras 3 y 4 corresponden al material del núcleo (arcillas seleccionadas).
- Para modelar el material el dren de la presa, más particularmente el peso específico, los parámetros hidráulicos y resistentes se utilizan los valores de sugerencia presentados en la sección 0 del ANEXO VIII. En el cálculo de la estabilidad se utilizan valores referidos a una arena densa correspondiente a un grado de compactación en torno a 90% (Terzagui, y otros, 1978).
- El enrocado diseñado (sección 9.5) y la protección de suelopasto no fueron consideradas en el estudio de la estabilidad de la presa.
- El material de fundación del cuerpo de la presa y del núcleo de la presa queda definido de acuerdo con las características de fundación descritas en la sección 5.2.1. Donde el cuerpo de la presa se asienta sobre el granito alterado (que debe ser compactado previo a la fundación de la presa) y la base del núcleo alcanza el basamento cristalino impenetrable y que tiene baja permeabilidad (Freeze, y otros, 1979).

En la Tabla 9-4 se resumen las características de los materiales utilizadas en el estudio de estabilidad en el software Geostudio.

Tabla 9-4: Resumen de parámetros hidráulicos y resistentes de los materiales que componen la presa y la fundación de esta.

Material	GC (%) ^(*)	Parámetros			
		Hidráulicos	Resistentes		
		K (m/seg)	PUS (KN/m3)	C (KPa)	Phi (°)
Arcillas seleccionadas	92	$1,1 \times 10^{-7}$	12,8	24	5
Granito alterado	95	$7,8 \times 10^{-6}$	17,4	3	30
Arenas o piedra partida	-	$3,0 \times 10^{-2}$	18,5	0	34
Basamento cristalino	-	$1,0 \times 10^{-9}$	Impenetrable		

(*): Respecto al PUSM determinado con el Ensayo Proctor (UY-S15)

9.3.3 Verificación de escenarios de falla

La verificación de la estabilidad de la presa corresponde a evaluar el resultado del cálculo de la estabilidad de taludes por el método del estado límite último ante escenarios normales y accidentales que pueden ocurrir en la vida útil de la presa.

Definición de escenarios de falla:

Los escenarios normales consisten en:

- N1: Fin de la construcción con embalse vacío a corto plazo.
- N2: Embalse lleno a cota 59,0 m (N.M.N) a corto plazo.
- N3: Embalse lleno a cota 59,0 m (N.M.N) a largo plazo.

Mientras que los escenarios accidentales son:

- A1: Desembalse rápido desde cota 59,0 m a corto plazo.
- A2: Desembalse rápido desde cota 59,0 m a largo plazo.

La distinción entre corto y largo plazo ante un escenario normal o accidental en la presa corresponde a que en el largo plazo la cohesión del material arcilloso disminuye en un 50% respecto a la obtenida en el ensayo triaxial UU presentada en la Tabla 9-4, debido a que cuando se da la saturación del núcleo, disminuye la succión en los poros del material arcilloso que en el ensayo realizado fue reportada como parte de la cohesión total de la arcilla.

Sección transversal inicial:

Para la evaluación de los escenarios se parte de la presa presentada en la Figura 9-2, definida en base a recomendaciones bibliográficas como se detalla en la sección 0 del ANEXO VIII, pero eliminando el dentellón y continuando el núcleo con taludes menos tendidos. Además, el dren utilizado es el finalmente diseñado que se presenta en la sección 9.4 más adelante. La eliminación del dentellón y continuación de núcleo fue determinada durante el diseño del dren de la presa para evitar concentraciones de flujo en los faldones y la fundación como se detalla en la sección 0 del ANEXO VIII.

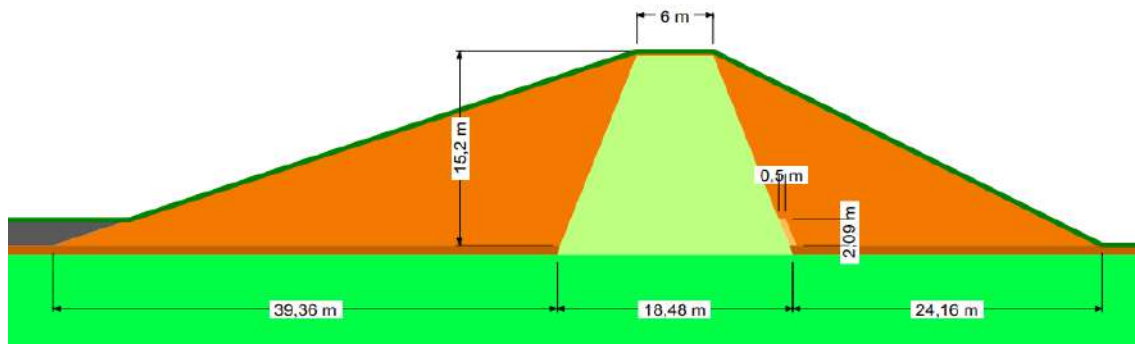


Figura 9-2: Esquema de prediseño de sección transversal de la presa en el punto de máxima altura. Aguas arriba a la izquierda.

Evaluación de escenarios normales

En la Tabla 9-5 se presentan los resultados de estabilidad de taludes en términos de factor de seguridad para los escenarios normales, considerando como sección transversal la geometría de la Figura 9-2, los detalles del estado limite último para cada escenario se presentan en la sección VIII.V.II del ANEXO VIII.

Tabla 9-5: Resultados del factor de ante los escenarios normales definidos de la sección transversal inicial.

Escenario	FS	FS mínimo
N1: Embalse vacío fin de construcción	1,37	1,3
N2: Embalse lleno al corto plazo	1,34	1,4
N3: Embalse lleno al largo plazo	1,34	1,4

Se observa que el prediseño de dique no cumple con las exigencias establecidas en la sección 9.3.1, Se realiza entonces una modificación a la sección del prediseño para cumplir con los criterios de estabilidad para las situaciones normales, se plantean dos opciones:

- O1: En el talud de aguas abajo diseñar de una berma del mismo material que los faldones.
- O2: Tender el talud del faldón de aguas abajo.

Para optimizar las dos opciones planteadas y cumplir con los criterios de estabilidad se obtiene para:

- O1: La base superior de la berma debe estar al menos a cota 50,6 m respecto al cero oficial, debe tener al menos de 6 m de largo desde el pie de talud existente y el talud de aguas abajo de la berma es 2H:1V.
- O2: El talud de aguas abajo debe ser al menos 2,5H:1V.

Entre las dos soluciones posible se considera que la mejor opción es la primera (O1), dado que representa un aumento de 2.371 m³ en el volumen compactado de suelo en el terraplén de la presa, mientras que la segunda opción representa un aumento de 8.047m³ en el volumen compactado de suelo en el terraplén de la presa. Cabe destacar que esta diferencia se debe a que para O1, la berma se coloca únicamente para las progresivas que están por debajo de la cota 50,6 m respecto al cero oficial mientras que

para O2 se debe dar continuidad al talud 2,5H:1V desde el coronamiento a la fundación en todo el largo de la presa.

El esquema de la sección transversal de mayor altura resultante se muestra en la Figura 9-3. Para este caso, además de la verificación en la sección de mayor profundidad, se realiza la verificación de la estabilidad en el cambio de sección, es decir, cuando la cota de fundación se encuentra por encima de 50,6 m respecto al cero oficial dado que ya la sección no cuenta con la berma proyectada.

Los resultados de estabilidad de taludes de la nueva sección transversal en el punto de mayor profundidad (Mayor altura con berma) y en el cambio de sección (sección simple sin berma) se presentan en la Tabla 9-6, los detalles del estado límite último se presentan en el ANEXO VIII en la Figura 15-69, Figura 15-70, Figura 15-71 para la sección de mayor altura y en la Figura 15-72, Figura 15-73 y Figura 15-74 para el cambio de sección.

Se observa que la nueva sección incluyendo la berma cumple los criterios de seguridad establecidos en la sección 9.3.1 ante escenarios normales en términos de solicitaciones.

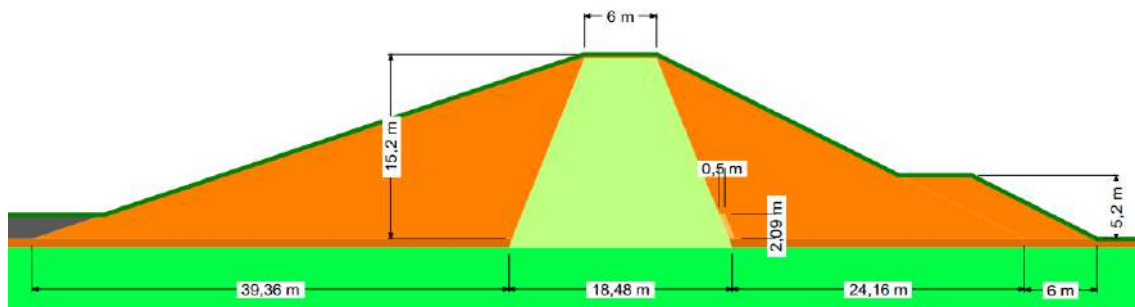


Figura 9-3: Esquema de sección transversal en el punto de mayor altura de la presa con una berma aguas abajo.

Tabla 9-6: Resultados del factor de seguridad respecto a la estabilidad de talud de la sección modificada con berma ante los escenarios normales definidos.

	Sección de mayor altura con berma	Sección simple por encima de berma	
Escenario	FS	FS	FS mínimo
N1: Embalse vacío fin de construcción	1,61	1,62	1,3
N2: Embalse lleno al corto plazo	1,59	1,61	1,4
N3: Embalse lleno al largo plazo	1,59	1,61	1,4

Evaluación de escenarios accidentales

Esta evaluación se realiza directamente para la sección transversal que incluye la berma dado que es la que cumple con los requisitos ante escenarios normales en términos de solicitaciones. La evaluación de los escenarios accidentales consiste en modelar el desembalse rápido del lago, para esto se utiliza la variación de agua en el lago determinada en la Tabla 15-55 resultado de la modelación del vaciado con descarga libre a través de la descarga de fondo de la presa desde la cota máxima del lago (59,0

m respecto al Cero Oficial) hasta la cota de la obra de toma (51,4 m respecto al cero oficial).

En la Tabla 9-7 se presenta el resultado de estabilidad de taludes de la sección transversal proyectada en los dos escenarios accidentales considerados. El detalle del resultado del estado límite se presenta en la sección VIII.V.III del ANEXO VIII en la Figura 15-75 y Figura 15-76 para la sección de mayor altura y en la Figura 15-77 y Figura 15-78 para el cambio de sección, que corresponde al último día vaciado con el nivel en el lago.

Tabla 9-7: Resultados del factor de seguridad respecto a la estabilidad de talud de la sección modificada con berma ante los escenarios accidentales definidos.

	Sección de mayor altura con berma	Sección simple por encima de berma	
Escenario	FS	FS	FS mínimo
A1: Desembalse rápido a corto plazo	1,52	2,1	1,1
A2: Desembalse rápido a largo plazo	1,52	2,1	1,1

Se propone entonces que la sección de diseño corresponde a la presentada en la Figura 9-3 con una berma horizontal en el talud de aguas abajo dado que cumple los criterios de estabilidad en condiciones normales durante la vida útil y además también verifica los escenarios de falla accidentales de diseño establecidos.

9.4 Drenes y filtros

En la presente sección se propone el diseño de los elementos de drenaje de la presa que permiten el alivio de las presiones de poros y los correspondientes filtros para evitar la migración de los materiales de la presa a través de los medios drenantes propuestos.

9.4.1 Diseño de drenes de la presa

Los drenes usualmente son necesarios para disminuir las presiones de poros, incrementando las tensiones efectivas dentro de represa, lo que mejora su estabilidad global sin necesidad de realizar un sobredimensionado de la obra en términos de movimiento de suelos. Además, al controlar el flujo de agua, los drenes contribuyen a reducir el gradiente hidráulico, mitigando así el riesgo de fallas por tubificación o erosión interna, que podrían comprometer la integridad de la presa.

En la presente sección se presentan los drenes de la presa diseñados:

- Un dren interno para evacuar el agua que infiltra en la presa y lograr un aumento de las tensiones efectivas y a su vez disminuir el gradiente hidráulico en los suelos dispersivos utilizados en los faldones.
- Un dren transversal en la zona de la obra de toma para evitar zonas de flujo preferencial y captar filtraciones por fuga desde la interfaz de la estructura de la obra de toma que atraviesa la presa.

Dren interno longitudinal

Se propone la construcción de un dren longitudinal interno con dimensiones optimizadas, en lugar de sistemas de mayor capacidad de interceptación del flujo, como

drenes tipo colchón, de dedos o chimenea. Decisión basada en la ausencia de mejoras significativas en la estabilidad de los taludes de la presa al utilizar drenes de mayor eficiencia. Además, esta configuración permite reducir considerablemente la cantidad de material granular requerido, lo que conlleva una disminución en los costos asociados de compra y transporte desde canteras.

La comparación entre los drenes de mayor eficiencia y el diseño final del dren interno seleccionado se detalla en la sección VIII.IV.II del ANEXO VIII, en resumen, se realiza:

- La comparación entre diferentes tipos de drenes.
- El dimensionado del dren interno.
- El dimensionado de las tuberías de descarga del dren interno.

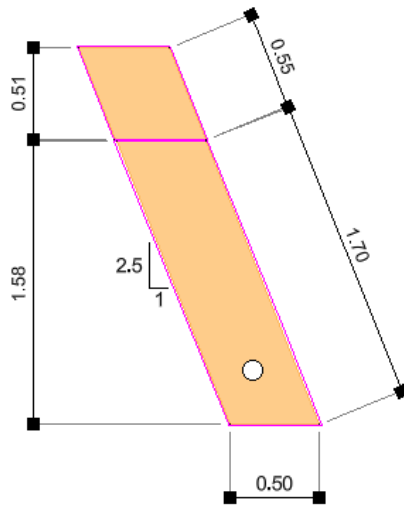
El diseño del dren interno de la presa se materializa mediante dos capas de arenas envueltas de geotextil superpuestas.

La capa inferior del dren se configura con arena envuelta en un geotextil comercializado en rollos de 4,6 metros de ancho. Esta capa, considerando que el dren está apoyado sobre el talud 1H:2,5V del núcleo, genera un elemento de 0,5 m de ancho y 1,58 m de altura considerando un traslape de 0,2 m. Sobre esta capa inferior, se dispone una capa superior de arena envuelta en un geotextil de 2,3 metros de ancho. Siguiendo la misma inclinación del talud, esta capa tiene un ancho de 0,5 m y una altura de 0,51 m. En conjunto, el paquete completo del drenaje presenta una sección transversal de 0,5 m de ancho y una altura total de 2,09 m. Con esto se obtiene un “tipo de dren” de mayor altura que es colocado en la zona central de la presa.

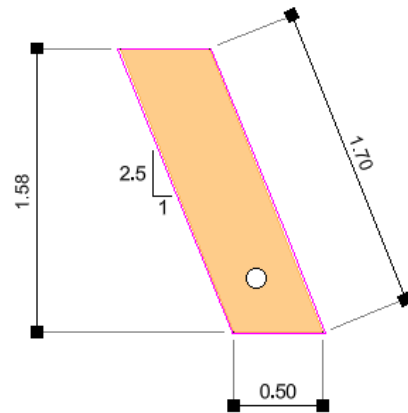
Hacia las zonas de los extremos de la presa, donde la altura de la presa disminuye, se simplifica el diseño a otro tipo de dren, utilizando únicamente la capa inferior. Este dren de 0,5 m de ancho y 1,58 m de altura también se apoya sobre el núcleo con la misma inclinación de los taludes (1H:2,5V), garantizando su funcionalidad y adaptándose a las condiciones hidráulicas reducidas cerca de las márgenes de la presa.

En la Figura 9-4 se muestran los dos tipos de drenes planteados con el filtro de geotextil entre el dren, el faldón y el núcleo de la presa (“Filtro 2” presentado más adelante en la sección 9.4.2).

Dren Tipo 2



Dren Tipo 1



■ Arena — Geotextil ○ Tubo dren DN 110mm

Figura 9-4: Esquema de drenes internos. Acotado en metros.

Con esta configuración de dren, se determina el flujo de agua longitudinal a través de la presa y se diseñan las tuberías de descarga del dren. Para la evacuación del flujo, los dos tipos de tuberías resultan:

- Un tubo dren longitudinal colocado sobre la base del dren interno, se utiliza una tubería de polietileno de alta densidad (PEAD) corrugado Ø 110 mm de alta resistencia a la compresión, al impacto y de alta flexibilidad.
- Tuberías de descarga transversal largo del sistema de drenaje, se utiliza una tubería de policloruro de vinilo (PVC) Ø 63mm, permitiendo la evacuación eficiente del agua infiltrada sin generar esfuerzos ni velocidades excesivas con un factor de seguridad de 10.

En la Tabla 15-48 del ANEXO VIII se detalla la ubicación los dos “tipos” de drenes longitudinales definidos cuya cota de fundación coincide con la cota de limpieza de terreno, mientras que en la Tabla 15-49 del ANEXO VIII se detalla la ubicación de las tuberías de descarga transversal a lo largo de la presa, todas las progresivas mencionadas corresponden al mismo eje de las láminas del proyecto.

La ubicación en el perfil de elevación del dren interno diseñado, del tubo dren y las tuberías de descarga se muestra en la Figura 9-5.

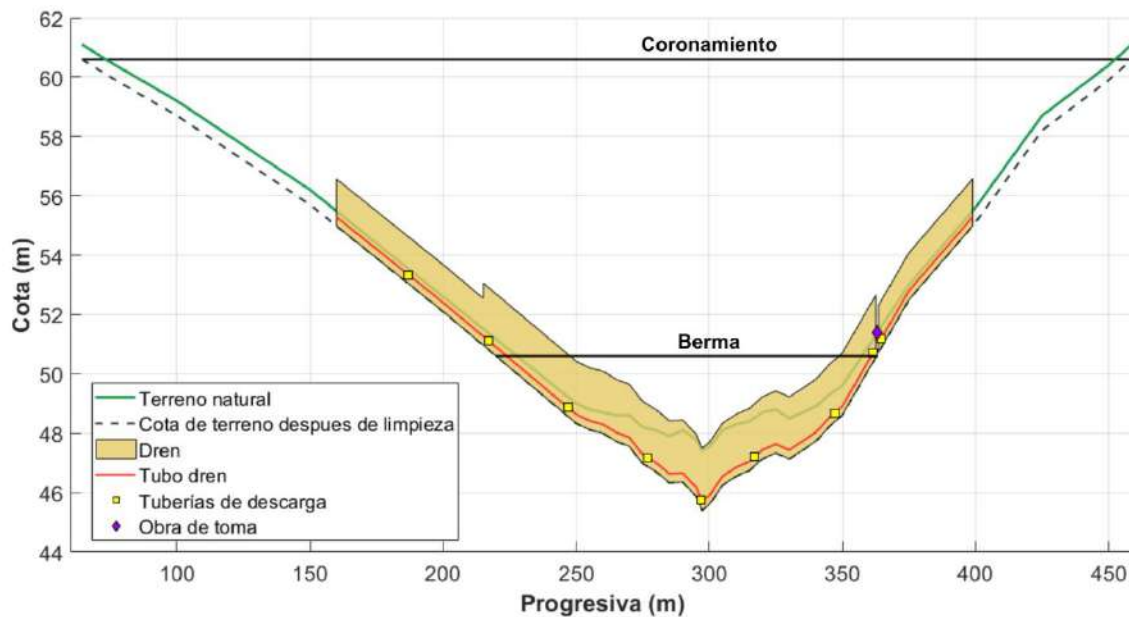


Figura 9-5: Disposición del dren en corte y ubicación de las tuberías de descarga a lo largo de la presa. Progresivas referidas al trazado del eje de la presa de las láminas del proyecto y cotas referidas al Cero Oficial.

Dren transversal en la obra de toma

En la zona de la obra de toma se debe disponer de un dren diseñado para limitar el flujo preferencial y captar las fugas de la estructura de hormigón que contiene la tubería de toma. El diseño y análisis detallado de este dren se encuentran en la sección VIII.IV.III del ANEXO VIII.

El dren se construye con arena, cuyas dimensiones transversales se establecen para garantizar una compactación adecuada del material, resultando en una sección transversal con un área de $1,69 \text{ m}^2$. En la Figura 9-6 y en la lámina L06 se presenta un corte transversal del dren, donde se detalla la disposición de un filtro de geotextil entre el material granular y el material de los faldones (denominado "Filtro 4", descrito más adelante en la sección 9.4.2).

El diseño transversal del dren sigue el mismo esquema que el dren interno, apoyándose sobre el núcleo de la presa y en este caso extendiéndose hasta la salida de la estructura de la obra de toma, con el largo total del dren es de aproximadamente 11,5 metros.

En la salida del dren, se dispone una capa de protección con piedra partida, que tiene una doble función: aliviar las presiones de poros generadas en la zona de la obra de toma y proteger tanto el dren como el filtro de geotextil dispuesto

El detalle del dren longitudinal se muestra en la lámina L06 del ANEXO X.

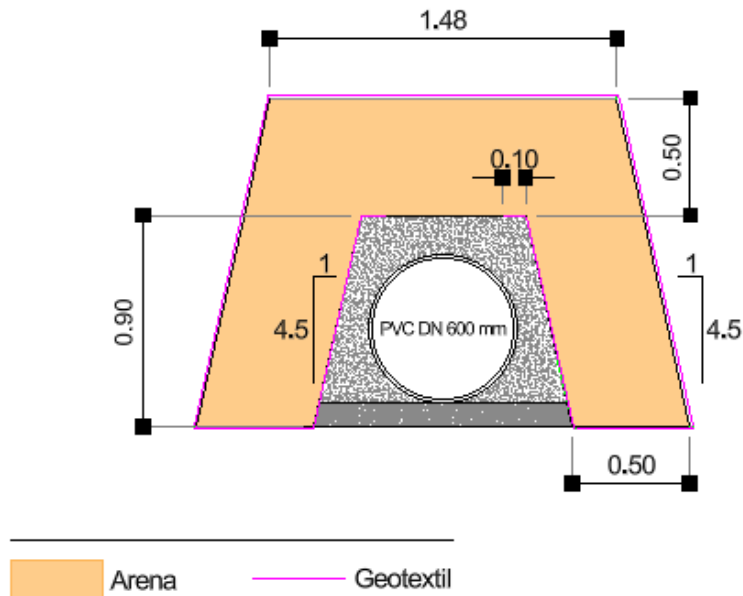


Figura 9-6: Corte de dren ubicado a lo largo de la obra de toma. Acotado en metros.

9.4.2 Filtros

Considerando la fundación, los faldones, el núcleo y los drenes internos que verifican la estabilidad de taludes, en la presente sección se describe el diseño de los filtros de protección de la presa de materiales sueltos. Se evalúa y diseñan en caso de ser necesarios filtros para:

- Filtro 1: Evitar migración de finos desde el núcleo a través del faldón de aguas abajo
- Filtro 2: Evitar migración de material fino del faldón y del núcleo a través de los drenes internos de la presa.
- Filtro 3: Evitar migración de material fino de los faldones y del núcleo a través del enrocado.
- Filtro 4: Evitar migración de fino desde del faldón y del núcleo a través del dren longitud en la zona de la obra de toma.

A continuación, se presentan los resultados del dimensionado de los diferentes drenes y la selección de estos, el análisis en detalle del diseño realizado para cada uno de los filtros es presentado en la sección VIII.IV.III del ANEXO VIII.

Filtro 1: Filtro entre núcleo y faldones

De acuerdo con el desarrollo presentado en la sección VIII.IV.III del ANEXO VIII, el material previsto para los faldones (granito alterado) cumple con evitar la migración de finos y permitir la permeabilidad del material previsto en el núcleo (arcillas seleccionadas), por lo tanto, no resulta necesario la colocación de un filtro entre el núcleo y los faldones.

Cabe destacar para el caso de la interfaz entre el núcleo y el faldón, no se considera el efecto del material granito alterado como suelo altamente dispersivo según los resultados del ensayo a la litología, dado que como se detalla en el diseño del dren interno de la presa (sección 0 del ANEXO VIII) la línea de saturación es interceptada el dren interno apoyado en el talud de aguas abajo del núcleo y no se generan intensidades

del flujo en el faldón de aguas abajo tal que se desencadene una erosión interna del faldón.

Filtro 2: Filtro entre dren interno, núcleo y faldón

De acuerdo con el análisis presentado en la sección anterior, se propone construir un dren interno apoyado sobre el núcleo de taludes 1H:2,5V, se diseña entonces un filtro que evite la migración del material del núcleo y de los faldones a través del dren interno de material granular significativamente más permeable.

Dado las limitaciones para encontrar arenas en el predio del cliente, las exigencias como medio filtrante que tiene la arena y los costos involucrados se proyecta el uso de un geotextil como filtro que, debe cumplir los criterios que se presentan en la Tabla 9-8. El detalle del diseño es presentado en la sección VIII.IV.III del ANEXO VIII. De la tabla se destaca que la permisividad requerida del geotextil (ϕ_{geo}) se alcanza fácilmente con diferentes modelos de geotextil, mientras que la retención en término del tamaño de apertura característico (O_{90}) resulta el limitante del geotextil a disponer.

Tabla 9-8: Criterios que debe cumplir el geotextil dispuesto entre el dren, el núcleo y los faldones.

Criterio de	Parámetro	Debe cumplir
Retención	O_{90}	$\leq 0,24 \text{ mm}$
Permisividad	ϕ_{geo}	$> 0,78 \text{ s}^{-1}$

Por otra parte, considerando que el ancho del geotextil se usa para envolver las caras laterales del dren (Figura 9-4), con del dren interno diseñado en dos capas se obtiene que:

- El largo de la capa superior es 147,5 metros, se establece entonces que se debe contar con al menos 150 m de largo de geotextil de 2,3 m de para incluir la terminación de las caras transversales,
- El largo de la capa inferior es de 237,8 metros, se establece entonces que se debe contar con al menos con 242 metros para hacer la terminación de las caras laterales.

Se concluye entonces que se con dos rollos de 200 metros de geotextil de 4,6 metros de ancho y un rollo de 200 metros de geotextil de 2,3 metros de largo se pueden proteger. Con esto, se tendrá como “sobrante” aproximadamente 50 metros de un rollo de geotextil de 2,3 metros de ancho y 150 metros de un rollo de geotextil de 4,6 metros de ancho

Filtro 3: Filtro entre enrocado y faldón de aguas arriba

Entre la capa de protección contra el oleaje y el talud de la presa de aguas arriba proyectados, es necesario la colocación de un filtro que mitigue la pérdida de material fino del faldón de aguas arriba por el enrocado.

Considerando las dimensiones del enrocado de protección diseñado y la ausencia de material granular útil como medio filtrante se proyecta en esta interfaz un filtro de geotextil que debe cumplir las exigencias establecidas en la Tabla 9-9, según se detalla en la sección VIII.IV.III del ANEXO VIII. En este caso tanto el criterio de retención como el criterio de permeabilidad son proporcionados por mucha variedad de geotextiles, pero se debe considerar que el geotextil debe prestar una mayor tenacidad evitando que el enrocado apoyado sobre este lo rasgue.

Tabla 9-9: Criterios que debe cumplir el geotextil dispuesto entre el faldón y enrocado.

Criterio de	Parámetro	Debe cumplir
Estabilidad	O_{90}	$\leq 4,8 \text{ mm}$
Permisividad	φ_{geo}	$> 0,78 \text{ s}^{-1}$.

Considerando las fajas longitudinales de colocación de enrocado establecidas más adelante en la sección 9.7 (Figura 9-11), se tienen que estrictamente se necesitan de aproximadamente 3961 m² de geotextil para cubrir la interfaz entre el enrocado y el faldón aguas arriba, pero considerando que el geotextil se comercializa en rollos, al igual que para el dren interno se definen la cantidad de rollos a adquirir:

- Para la faja central (Faja 2 de la Figura 9-11), como se trata de un ancho constante se establece que es suficiente contar con tres rollos de geotextil de 200 metros de largo por 4,6 metros de ancho y utilizar los 150 metros sobrantes de rollo de ancho 4,6 metros adquirido para la protección del dren interno (Filtro 2 presentado anteriormente).
- Mientras que para las fajas laterales (Faja 1 y 3 de la Figura 9-11) si bien el ancho no es constante, se colocan de manera longitudinal utilizando un geotextil de 200 metros por 4,6 metros de ancho para cada faja.

Filtro 4: Filtro para dren de captación de infiltraciones y fugas de la obra de toma

Según fue descrito en la sección anterior, se propone construir un dren transversal a la presa para evitar filtraciones en torno a la obra de toma que pueda desencadenar un proceso erosivo y derivar en la rotura de la presa. Se proyecta entonces un filtro de geotextil que evite la migración de material del núcleo y los faldones a través del medio granular, cuya interfaz se encuentra en contacto con los mismos materiales que los presentes a ambos lados de la interfaz del Filtro 2 (filtro utilizado para el dren interno longitudinal). Por lo tanto, los criterios de diseño que debe cumplir son equivalentes a los establecidos en la Tabla 9-8.

Este filtro envuelve la sección transversal del dren longitudinal como se indica en la Figura 9-6 desde el apoyo sobre el núcleo hasta la salida en el talud de aguas abajo de la presa con un largo aproximado de 19,5 metros. Se tiene entonces que las dimensiones del filtro a disponer resultan del largo del dren multiplicado por el perímetro de envoltura transversal, y se debe incluir las terminaciones en la cara que se apoya contra el núcleo y en la cara que sale a superficie recubierta por piedra partida. Con esto se obtiene que se debe disponer de un rollo de 200 metros de largo y de 4,6 metros de ancho para asegurar un correcto recubrimiento minimizando la cantidad de cortes y traslapes necesarios.

9.5 Obra de toma y de descarga

Se presenta en esta sección el diseño de los elementos de la obra de toma de captación y conducción del agua almacenada en el embalse de diseño, en particular, se diseña una única estructura que cumple las funciones de:

- Suministrar agua al sistema de bombeo a *pivots* de riego.
- Transferir agua hacia el embalse chico ubicado aguas abajo.
- Oficiar eventualmente como descarga no controlada para limpieza de sedimentos o prevención de fallas.

Tal como se menciona en la sección 7.6 (Detalle del funcionamiento para la cota de vertido definida), debido a la baja frecuencia de recarga del embalse chico, se optó por no incluir una obra de conducción directa desde la toma en el río San Salvador hacia el embalse existente, en su lugar se conduce el agua desde el bombeo todo el tiempo hacia el embalse nuevo aguas arriba, desde donde se descarga hacia el embalse chico a través de la cañada sin nombre.

El diseño de la estructura de toma desarrollado consiste entonces en:

- La determinación del caudal de diseño de acuerdo con las funciones que cumple la obra de toma.
- La definición de su ubicación.
- La definición de las conducciones y elementos accesorios.
- La verificación del funcionamiento hidráulico de la obra de toma.

9.5.1 Caudal de diseño

El caudal de diseño de la obra de toma es determinado por la condición de máxima demanda de la tubería, que resulta de:

- Una lámina de aplicación al cultivo entre 8 y 10 mm/día, de acuerdo con lo establecido en la sección 2.3.13.2).
- La máxima recarga al embalse existente establecida en 120 l/s.

Se tiene entonces que el caudal de diseño (Q_{dis}) resulta:

$$Q_{dis} = 120 \frac{l}{s} + Q_{max,riego} \qquad Q_{max,riego} = l_m \cdot A_d \cdot \frac{(1+\%p)}{h_o}$$

Siendo:

- l_m la lámina de riego diaria tomando para el diseño 10 mm/día
- A_d el área de aplicación de la lámina de riego, considerando 225 hectáreas como superficie de riego instantáneo para el diseño.
- $\%p$ el porcentaje de pérdidas en el sistema presurizado hacia *pivots* que se asume igual a 5%.
- h_o las horas de operación diaria del bombeo que se establecen en 20 horas/día.

Por lo tanto, el caudal de diseño de la obra de toma resulta 448,1 l/s con un caudal máximo de riego diario ($Q_{max,riego}$) de 328,1 l/s = 23.625 m³/d.

Con este volumen de riego diario máximo se verifica que el volumen que se puede abastecer a este caudal supera la mayor demanda del cultivo establecida en la Tabla 2-4, que corresponde a 959 m³/ha en el mes de febrero (demanda total en de la zafra de 3.500 m³/ha). Considerando el área total de riego de 450 hectáreas se tiene que el volumen total necesario en febrero resulta 431.550 m³, mientras que el volumen máximo que se puede abastecer para el caudal máximo de riego diario es:

$$V_{max} = Q_{max,riego}(m^3/d) \cdot 28 \text{ días} \cdot \frac{5}{7} = 472.500 \text{ m}^3 > 431.550 \text{ m}^3$$

Siendo 28 días del mes de febrero y 5/7 los días de operación del bombeo por semana. Se tiene entonces que el caudal máximo de riego considerado resulta más exigente que la mayor demanda mensual de riego por lo tanto el caudal de diseño establecido para la obra de toma es correcto.

9.5.2 Ubicación en planta

De acuerdo con las cotas de diseño descritas en la sección 9.1, se tiene que la cota de la obra de toma (cota de zampeado de la toma) se encuentra a 51,4 metros respecto al cero oficial, considerando entonces topografía del terreno natural se establece la ubicación de la obra de toma a través de la presa como se indica en la lámina L03 del ANEXO XI, ubicada en la progresiva 363 metros referida al eje establecido de las láminas del proyecto.

La toma se proyecta en la margen derecha del cauce dado que los *pivots* de riego proyectados se encuentran sobre esta margen de la cañada sin nombre (Figura 2-6).

9.5.3 Trazado de conducciones

Se presenta el trazado de las conducciones y los accesorios diseñado para el sistema de la obra de toma y descarga, de donde se distingue la conducción en tres tramos de tuberías mostrados en el esquema de la Figura 9-7:

- Tramo 1: Corresponde al tramo de tubería de PVC PN6 Ø630 mm a través del cuerpo de la presa con un largo total de 62,16 metros (11 tubos de 6 metros orientados de largo).
- Tramo 2: *Manifold* de tubería de acero laminado Ø600 mm, conectada a las bombas centrífugas que elevan el agua hacia los *pivots* de riego. Aunque el diseño del sistema de bombeo no forma parte del presente proyecto, el largo de este tramo se propone de 11,15 metros, con derivaciones a 45° hacia tuberías de acero laminado Ø400 mm conectadas a cada una de las bombas. El sistema de tuberías a instalar deberá ser construido una metalúrgica a la cual se le deberá especificar en planos el detalle de conducción.
- Tramo 3: Tubería de acero soldado Ø600 mm diámetro nominal con 4 metros de largo utilizada para conducir el flujo a la descarga ocasional utilizada para el vaciado de presa, manejo de niveles y para descargar a la represa chica para abastecer a caudal ambiental. La utilización de acero soldado frente al acero laminado se corresponde a que este último tramo de tubería trabaja ocasionalmente y no estará constantemente sometido a presión.

Los accesorios incluidos en la conducción son:

- En la entrada del Tramo 1, se dispone una reja de planchuelas de acero (dimensiones: 1 ½" x 3/8") separadas por 2,5 cm, con dimensiones totales de 1,3 m x 1 m. Esta reja está amurada a un cabezal de hormigón armado y forma un ángulo de 45° con la horizontal.
- Al final del Tramo 1, se dispone una pared de anclaje de hormigón armado, El extremo de llegada debe ser macho, al cual se le enchufa una brida por dentro y por fuera es anclado a la pared por un manguito de unión entre el diámetro de pasaje de la pared y la terminación del extremo macho de la tubería.
- Entre el Tramo 1 y el Tramo 2, se instala una válvula de compuerta bridada DN Ø600 mm. Es conectada a la tubería de PVC con la brida enchufada en el extremo macho, mientras que a la tubería de acero se conecta directamente con la brida soldada en el extremo por la metalúrgica.

- En el Tramo 2, se diseñan cuatro derivaciones a 45°, soldadas directamente a la tubería de acero. La distancia entre ellas es de 1 metro, dispuestas dos a cada lado de la tubera.
- Entre el Tramo 2 y el Tramo 3 se instala válvula mariposa bridada DN Ø600 mm.
- El final del Tramo 3 se conecta a un cuenco amortiguador de hormigón armado y canal de roca en el final que permita disipar la energía ante las descargas generadas por el sistema de válvulas.

Tantos los tramos de tubería como los accesorios indicados son presentados en la lámina LO6 del ANEXO X.

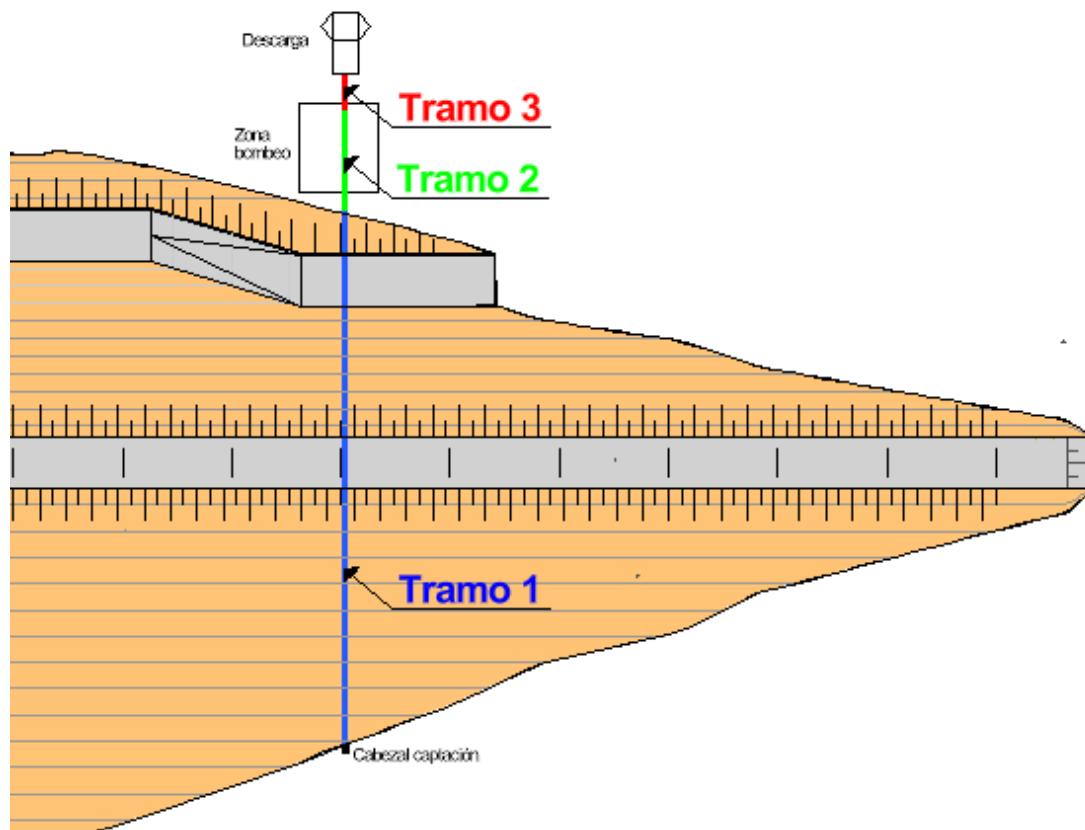


Figura 9-7: Esquema de conducciones de la obra de toma a través de la presa.

9.5.4 Verificación del diámetro de las conducciones

Se evalúa el funcionamiento hidráulico del sistema para asegurar un correcto desempeño de las conducciones verificando la presión en la entrada de las bombas y las velocidades máximas sugeridas en los conductos. El detalle de la metodología aplicada se presenta en la sección VIII.VI.I del ANEXO VIII.

En resumen, de la metodología aplicada se obtiene que:

- Los diámetros utilizados en el diseño cumplen con los criterios de velocidad, particularmente en la conducción a través de la presa que se utiliza una tubería de PVC, el diámetro establecido es el mínimo que cumple con las recomendaciones de velocidades máximas en la tubería dado que para el

siguiente diámetro comercial se tienen velocidades elevadas en este tramo de tubería.

- Considerando cuatro bombas en paralelo, se cumple el criterio de que el bombeo trabaja a succión positiva para elevando el caudal de diseño siempre que la captación se encuentre sumergida dado la baja pérdida de carga que imponen las conducciones.

9.5.5 Protección de las conducciones

Para el tramo de tubería de PVC de 52,16 metros (Tramo 1) que atraviesa la base de la presa se diseña una protección para garantizar la integridad y funcionalidad de esta conducción a lo largo del tiempo, dado que, aunque el material resulta adecuado para la conducción hidráulica, presenta una menor resistencia a los esfuerzos del peso del suelo por encima de la presa, lo que hace necesario reforzar con una protección para prevenir posibles deflexiones de la tubería que puedan derivar en su rotura.

Estructura de hormigón

Para protección de la tubería se diseña una estructura de hormigón de protección conformada por una losa de hormigón armado de 10 cm de espesor y de 1,1 metro de ancho en la base, con taludes laterales 1H:4,5V y 0,7 metros de ancho en la parte superior, el detalle de la estructura se presenta en la Figura 9-8. El largo total de esta estructura queda definido por el largo de la tubería de PVC, resultando en 52,09 metros considerando que el extremo de captación la tubería apoya en el cabezal por 0,1 m.

La forma de esta estructura considera que la presa tendrá un asentamiento durante su vida útil, por lo tanto, en torno a la obra de toma existirá cierta deformación diferencial entre el suelo sobre la estructura de hormigón y el suelo aledaño, con los taludes proyectados se evitan entonces las aristas vivas donde se pueda generar fisuras por este asentamiento diferencial y desencadenar un proceso erosivo en la presa.

En cuanto a la fundación de esta estructura, es necesario colocar la misma sobre un material resistente dado que la deformación de esta estructura puede provocar la aparición de fisuras en el hormigón que puedan derivar en su rotura y posterior fisuración del cuerpo de la presa. Considerando los materiales disponibles en la zona según los cateos realizados (sección I.IV del ANEXO I), los posibles materiales posible que cumplen estas exigencias son:

- Roca ubicada a aproximadamente 1-2 metros de profundidad en algunas zonas del sitio.
- Arcillas seleccionadas en la zona compactadas al 95% del PUSM (ensayo Proctor UY-S15).

De lo cual se opta por utilizar arcillas seleccionadas similares a las que se disponen en el núcleo, dado que se estima que el costo de excavación de este material comparado a la excavación en roca será menor.

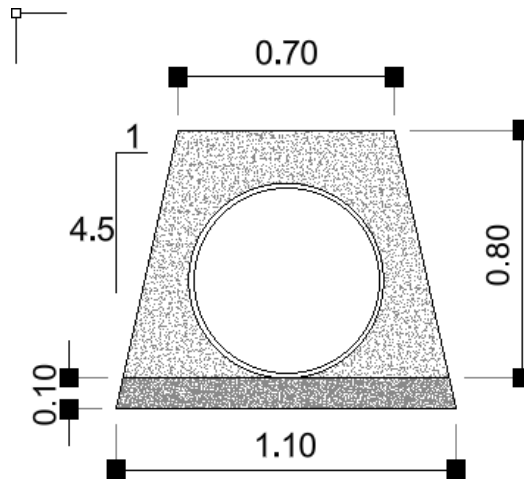


Figura 9-8: Corte transversal de la estructura de hormigón armado de protección de la presa.

Modificación de la berma en la margen derecha de la presa

Considerando que la cota de la ubicación de la berma que cumple los criterios de estabilidad de taludes se encuentra a cota 50,6 metros, se tiene que la posición de la obra de toma a cota 51,4 metros imposibilita el acceso de la maquinaria a la berma desde la imagen derecha. Se propone entonces extender la berma por encima de la obra de toma permitiendo así el pasaje de margen a margen a través de la berma

Considerando el tránsito de maquinaria, se propone la transición a una cota mayor con taludes 5H:1V, luego la cota que se debe alcanzar en la berma es 52,3 metros, definida por la altura del dren transversal y por la estructura de hormigón armado. El resultado de esto se presenta en corte y en planta en la lámina L03 del ANEXO X.

Anclajes

Se diseñan dos anclajes de hormigón, ubicados antes de las dos válvulas de la conducción de obra de toma propuestas. Estos anclajes estarán sometidos tanto a los esfuerzos transitorios durante el encendido y la parada de operación como a la presión ejercida desde el lado del lago cuando las válvulas estén cerradas. Para el diseño, se adoptan una solución similar a las recomendaciones de anclajes de tuberías sometidas a flotación (Plastics Pipe Institute), y se proyectaron ambos como dos bloques de hormigonado tal como se muestra en la Figura 9-9 (en el caso de la figura unidos con pernos).

Se obtiene entonces que ambos anclajes deben tener al menos 0,25 metros de espesor, 1 metro de ancho transversal a la tubería y 0,8 metros de altura. Luego se deben anclar estos a terreno, para esto se tiene que:

- El anclaje ubicado sobre la losa de la estación de bombeo se proyecta anclar a la losa durante la construcción de esta, se propone dejar bigotes de hierro saliendo de la losa en la ubicación del anclaje al cual se conecta luego el bloque inferior del hormigonado de este anclaje.
- Para el anclaje ubicado donde termina el hormigón de protección de la tubería PVC, se propone extender el bloque inferior de hormigonado por debajo del terreno por 1 metro y a su vez se aumenta el ancho transversal a 1,5 metros

de manera de generar una pantalla de hormigón de anclaje enterrada que evite el vuelco ante la presión provocada por el agua del lado del lago.

El diseño y colocación de los anclajes se indica en la lámina L06 del ANEXO X.

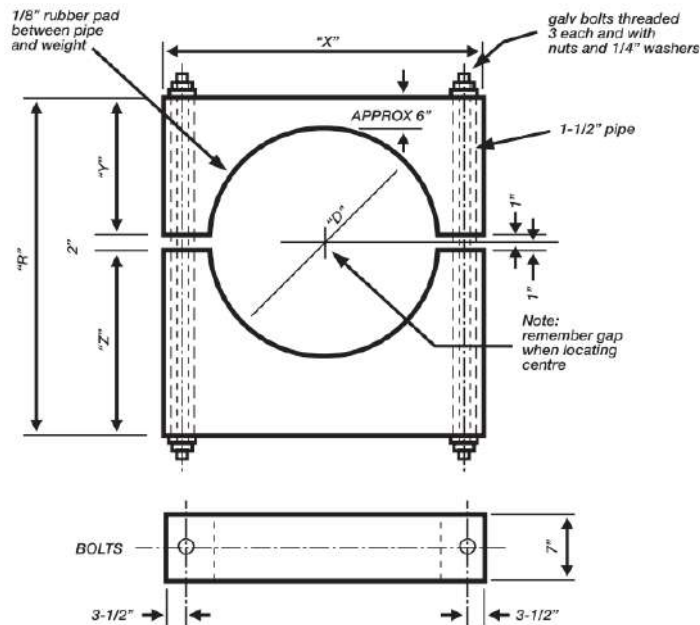


Figura 9-9: Esquema de anclajes de hormigón armado para tuberías de la obra de toma.

9.5.6 Cuenco amortiguador de descarga

Al final de la tubería de descarga aguas abajo del *manifold* a bombeo se proyecta un cuenco amortiguador que permita disipar la energía generada por la apertura de las descargas proyectada. Dado que la descarga al embalse existente se prevé sea de menor intensidad, la unidad se diseña para que resulte hidráulicamente aceptable ante ocasionales aperturas totales de la descarga para limpiar sedimentos o para control de niveles. El diseño de esta unidad se presenta en detalle del diseño se presenta en la sección VIII.VI.III del ANEXO VIII.

En resumen, el cuenco amortiguador trata de:

- Una cámara de hormigón armado de 3 metros de ancho por 4 metros de largo y 2,5 metros de altura. Donde la pared de aguas abajo se encuentra abierta orientando la descarga hacia ese lado.
- Un tabique transversal de hormigón armado que recibe el impacto de la descarga
- Un canal en roca construido que permita disipar la energía y disminuir la erosión en la zona.

Considerando la excavación del aliviadero 1 ubicado en la margen derecha de la presa, se establece que la roca necesaria para el cuenco amortiguador se obtendrá de la zona del umbral de este aliviadero ubicada a 110 metros de la ubicación del cuenco amortiguador. De acuerdo con la excavación proyectada para este aliviadero (lámina L04 del ANEXO X), en esta zona resulta de aproximadamente de 3 metros, por lo cual de acuerdo con los cateos en la zona necesariamente se extraerán que extraer roca en ese sitio.

El detalle del cuenco amortiguador diseñado se presenta en la lámina L06 del ANEXO X.

9.6 Obra de descarga de caudal ambiental

Siguiendo con la definición establecida en el diseño de manejo del sistema (capítulo 7), la demanda ambiental asociada a la cañada sin nombre, que comprende la totalidad del área de la cuenca de la represa existente y de la represa proyectada, será abastecida inmediatamente aguas abajo de la represa existente. Para ello, se diseña una estructura que permite suministrar el caudal ambiental requerido en cada mes, conforme a los valores especificados en la Tabla 6-6 de la sección 6.2.2.

De acuerdo con la información existente del sistema actual, este no cuenta una obra de captación a través del cuerpo de la presa que pueda utilizarse para descargar este caudal ambiental, se plantea entonces el diseño de un sifón a través del cuerpo de la presa existente que permita descargar el caudal ambiental aguas abajo de esta. Además, se diseña una estructura de aforo aguas abajo que permita una operación tal que se pueda verificar la descarga del caudal ambiental de cada mes.

Considerando que el diseño se prevé una excavación de la represa existente, se establecen además las consideraciones a tener en cuenta durante la apertura parcial de la presa para la colocación del sifón.

9.6.1 Trazado de conducción

Se presenta en detalle las consideraciones realizadas para el trazado de la conducción del sifón invertido desde el embalse hacia la cámara de aforo presentado en la lámina L07 del ANEXO X.

Definición de cota de toma y cota de descarga

En el estudio del manejo del sistema se consideró la cota de captación del embalse existente es tal que el volumen almacenado es el 10% del volumen total, como el embalse ha estado en funcionamiento por 10 años, no es de esperarse que exista una acumulación de sedimentos tal que no se pueda materializar la captación a esta cota.

De acuerdo con las curvas HAV obtenida de los planos originales de la represa existente presentadas en la sección I.V del ANEXO I, el 10% del volumen acumulado en el embalse corresponde a la cota 38,05 metros referido al Cero de los planos originales (del cual se desconoce su ubicación). Se considera entonces este nivel como el mínimo de captación para el sifón de la presa, pero se establece que para asegurar un correcto funcionamiento del sifón evitando la entrada de aire al mismo, la entrada de agua se materializa 0,5 metros por debajo de la cota mencionada, es decir, a cota 37,5 metros.

Por otra parte, la topografía aguas abajo del embalse se obtiene de las cotas del MDT de IDEuy, dado que se estima que el Cero de las cotas IDEuy se encuentra 2,85 metros por encima del Cero de los planos originales del proyecto (valor determinado en la evaluación del recrecimiento de la represa existente como alternativa para el proyecto, sección III.I del ANEXO I). Se establece entonces la ubicación de la cota de descarga del sifón considerando la ubicación del cauce, a cota 34,9 metros referido al Cero de los planos originales del proyecto.

Detalle de conducciones

Para las cotas de toma y de descarga establecidas, se presenta la conducción del sifón separado en tres tramos (desde la captación hasta la cámara de aforo) como se detalla en la lamina L07 del ANEXO X:

- Tramo 1: Un tramo de tubería cuya pendiente coincide con el talud de aguas arriba (3H:1V) seguido de un tramo con pendiente de 5% hasta una TE ubicada a cota 40,0 metros respecto al Cero de los planos originales.
- Tramo 2: Desde la TE con una pendiente de -5%, seguido de un tramo pendiente coincidente con el talud de aguas abajo (2H:1V) y por último un tramo horizontal hasta desembocar en la cámara de aforo.
- Tramo 3: Tubería vertical desde la TE hasta una cámara la válvula esférica dentro de una cámara de hormigón, la cual se utiliza para el cebado del sifón.

Todos los cambios de pendientes (excepto la llegada y la salida de la TE) se realizan con una curva de 3,5 de radio de curvatura (según se indica en el detalle de la lámina L07 del ANEXO X), cuyo valor es mayor al radio de curvatura mínimo recomendado para las tuberías de PEAD ($30 \cdot DN$).

Por otra parte, los elementos accesorios a las conducciones son:

- Una rejilla colador de acero inoxidable de enchufe ubicada en la entrada del tramo 1.
- Seguido de la rejilla colador en el tramo 1, se coloca una válvula antirretorno enchufe de PVC.
- La TE enchufe de PVC ya mencionada, colocada en el punto más alto de la conducción horizontal con pasaje directo desde el tramo 1 hacia el tramo 2 y entrada vertical del tramo 3,
- Válvula esférica ubicada a 0,2 m del extremo superior del tramo 3 vertical.
- Válvula compuerta de regulación de caudal ubicada previo a la cámara de aforo de caudal ambiental.

9.6.2 Funcionamiento hidráulico del sifón

En la sección VIII.VI.III del ANEXO VIII se presenta la metodología implementada para la verificación del sifón invertido, verificando que, para el caudal ambiental de abastecimiento de cada mes, no se provoque el fenómeno de cavitación en la TE como punto más alto de la tubería (cota 40,0 m) para el nivel mínimo de captación en el embalse (cota 38,05 m). Esta verificación se realiza dado en caso se genere cavitación en la tubería para alguna condición de operación, es probable que las burbujas de aire que se generan puedan fracturar la tubería de PEAD o las piezas de PVC cuando exploten.

De la Tabla 15-57 de resultados del funcionamiento hidráulico del sifón, se tiene que la mínima presión absoluta en la tubería para una captación a cota 58,05 m corresponde a 6,2 m.c.a en el mes de octubre, considerando que en el cálculo se utiliza una temperatura de diseño es 20°C ($\nu = 1 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$), esto corresponde a una presión de vapor a 20°C es 0,2387 m.c.a, por lo tanto se tiene que el sifón proyectado cumple con un factor de seguridad mayor a 10 no cavitara incluso para la condición más exigente en términos de nivel y caudal.

Cabe destacar que, si bien estrictamente se debería calcular para otras temperaturas de funcionamiento, dado que la presión de vapor del agua aumenta con la temperatura, se asume que el rango de variación se encuentra muy por debajo del margen entre la presión absoluta y la presión de vapor a 20°C.

Por último, de acuerdo con los resultados del funcionamiento hidráulico se observa que se podría subir la cota del punto alto del sifón disminuyendo así el volumen de excavación y posterior terraplenado en la presa existente. De todas formas, se opta por mantener la cota del punto alto dado que de esta manera se logra trabajar con carga positiva una mayor cantidad de tiempo. Particularmente, de acuerdo con el manejo del sistema establecido se busca mantener el embalse existente por encima de 65% de su capacidad (cota 40,9 m), por lo cual se tiene que la cota de 40,0 m asegura un funcionamiento con carga positiva 523 de 528 meses de la simulación de balance hídrico de embalses (Figura 15-37 del ANEXO VI: Balance hídrico de embalses).

9.6.3 Diseño y funcionamiento del aforo de caudal ambiental

Se diseña una estructura terminal de la conducción del sifón en la que se genere una sección de control donde el caudal de salida y el tirante tienen una relación única. Considerando que el rango de caudal de operación es acotado (Tabla 6-6) se opta por un vertedero triangular de pared delgada. En la sección VIII.VI.III del ANEXO VIII se describe en detalle el dimensionado y funcionamiento hidráulico del canal de hormigón armado con un vertedero triangular de pared delgada en la descarga, en resumen, las dimensiones resultan:

- Angulo de vertedero $\theta = 90^\circ$
- Altura de vertedero respecto a la base del canal de 0,5 metros
- Ancho del canal de vertedero de 0,9 metros
- Zona de medición a 0,7 metros aguas arriba de la descarga.
- Largo mínimo del canal de vertedero de 1,6 metros
- Altura mínima del canal de 1 metro.

Por otra parte, considerando una entrada de la tubería en el fondo del canal, se coloca un tabique (espesor 0,1 metros y altura 0,5 metros) generando así una zona de ingreso de 0,3 m de largo para no perturbar la zona de aproximación a la pared delgada con el ingreso de la tubería, por lo tanto, el largo total del canal resulta en 2 metros.

Este canal de hormigón se dispone horizontal a cota 34,7 metros respecto al Cero de los planos originales de la represa existente, y se realiza un anclaje con delantales en los dos extremos del largo del canal como se indica en la lámina L07 del ANEXO X. Además, para mitigar el efecto de la erosión de la caída libre del vertedero, en la descarga se extiende una losa de hormigón con ancho igual al ancho del canal y de 1 metro de largo.

Como se mencionó anteriormente, se dispone una válvula de regulación de caudal que permita operar a los caudales protestados, para permitir llevar una correcta regulación del caudal abastecido se realizan marcas dentro del canal ubicadas 0,7 metros aguas arriba de la lámina delgada, donde se indica el tirante que debe haber en cada mes (medido desde la base del vertedero) que se presentan en la Tabla 9-10.

Tabla 9-10: Altura sobre sobre vertedero triangular para cada caudal de aforo.

Mes	Q (l/s)	h (m)
Ene	1,6	0,07
Feb	3,7	0,09
Mar	4,4	0,10
Abr	4,3	0,10
May	7,9	0,13
Jun	7,6	0,12
Jul	7,5	0,12
Ago	9,3	0,13
Set	8,7	0,13
Oct	14,2	0,16
Nov	9	0,13
Dic	3,2	0,09

9.6.4 Consideraciones en la excavación en la represa existente

Para la instalación de la tubería dispuesta como se especificó anteriormente se propone que se realice la apertura parcial de la represa existente cuando el nivel se encuentre lo suficientemente bajo tal que permita trabajar con una retroexcavadora y a su vez, se debe asegurar que no exista una descarga de agua continua por la apertura que pueda desencadenar en un proceso erosivo de la presa.

La excavación se realiza con taludes 5H:1V hacia ambos lados, de tal forma que la maquinaria pueda extraer material sin riesgo de atascamiento en la zanja, además la base de la excavación debe tener por lo menos 3 metros de ancho como se esquematiza en la Figura 9-10 tanto para la extracción como para el posterior relleno con una adecuada compactación.

Considerando la pendiente creciente aguas arriba de la TEE ubicada a cota 40,0 metros respecto al Cero de los planos originales del proyecto y luego decreciente hacia el talud de aguas abajo, se calcula el volumen de movimiento de suelos utilizando la fórmula de volumen de un tronco de pirámide, resultando en 590 m³ de movimiento de suelos a desmontar y posteriormente a compactar una vez colocado el sifón. Dado que se desconoce las condiciones actuales de los materiales de la presa, se propone que la posibilidad de reutilizar el material desmontado sea evaluada recién al momento de ejecutar la obra.

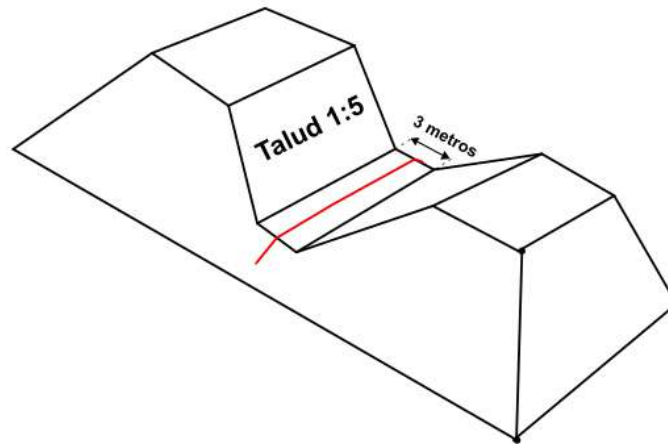


Figura 9-10: Esquema de apertura de la presa para instalación de sifón.

9.7 Enrocado

Se realiza el diseño del enrocado para reducir la erosión generada por el oleaje generado en el embalse contra el talud aguas arriba, reduciendo así las tareas de mantenimiento.

9.7.1 Dimensionado de granulometría del enrocado

Para la determinación del tamaño medio que debe tener el enrocado para soportar el oleaje del embalse se implementa un modelo simplificado estableciendo un viento de diseño y el Fetch según la cota del embalse, de donde se obtiene que el tamaño medio del enrocado resulta $D_{50} = 0,33$ metros. El detalle del modelo implementado se detalla en la sección VIII.VI.III del ANEXO VIII.

Por otra parte, se establece una curva granulométrica para el enrocado de la cual depende la resistencia a la erosión de la protección, para esto se utilizan recomendaciones que establecen la relación que deben cumplir los diámetros representativos del enrocado como se muestra en la Tabla 9-11.

Tabla 9-11: Tamaños de roca relativos al D_{50} recomendados (SPANCOLD), se indica el valor de diseño utilizado.

Tamaño	Valor recomendado relativo al D_{50}	Valor de diseño (m)
D_{100}	1,5 a 1,7 veces D_{50}	0,54
D_{85}	1,2 a 1,4 veces D_{50}	0,44
D_{50}	D_{50}	0,33
D_{15}	0,4 a 0,6 veces D_{50}	0,17

9.7.2 Alturas a proteger

Se definen las alturas del talud aguas arriba que se debe proteger del oleaje. En el punto 9.1.3 se definieron las cotas de N.A.P, N.A.E y de coronamiento, en base a esto se define que el enrocado debe colocarse desde la cota del N.A.E y se deja una franquía de al menos 0,3 metros, resultando la cota superior del enrocado a cota 60,10 m respecto al Cero Oficial.

Para definir la mínima cota de la protección se realiza un análisis de frecuencias de permanencia de niveles del embalse a partir del modelo de balance hídrico para la simulación de 44 años de datos (resultados detallados en la 7.6). En la Tabla 9-12 se

presentan para distintos intervalos de volumen de llenado, la frecuencia de ocurrencia y niveles. Se observa que la mayor parte del tiempo el embalse está en niveles altos, y que por debajo de la cota 56,0 m, la frecuencia de niveles decrece considerablemente.

Por lo tanto, el alcance de la protección de enrocado se define entre las cotas 56,0 m y 60,1 m respecto al Cero Oficial.

Tabla 9-12: Altura de embalse más frecuentes.

Intervalo cotas (m)	Cantidad de meses	Porcentaje de ocurrencia (%)
59	240	45
58-59	104	20
57-58	66	13
56-57	43	8
55-56	20	4
54-55	17	3
53-54	17	3
52-53	3	1
51-52	18	3

9.7.3 Espesor y metraje capa de protección

Se define el espesor mínimo de la capa de protección de diámetro de roca definida anteriormente, se utilizan como guía las siguientes restricciones (SPANCOLD):

- Debe ser mayor a 0,3 m por razones constructivas. De este modo se garantiza que no queden huecos a proteger en la zona a rellenar.
- Debe ser mayor a $D_{100} = 0,54$ m.
- Debe ser mayor a $1,5 \cdot D_{50} = 0,50$ m.

Por lo tanto, el espesor mínimo de la capa de enrocado es 0,54 metros.

Por último, se calcula el volumen total del material de enrocado que se coloca entre las cotas 56,0 y 60,1 metros con un espesor mínimo de 0,54 metros. Utilizando el perfil transversal y en planta de la presa (lámina L03 del ANEXO X), se divide el estudio en fajas longitudinales desde la margen izquierda a la margen derecha:

- Faja 1: De la progresiva 84 m hasta la progresiva 151,4 m se tiene que la cota de pie de la presa se encuentra por encima de 56,0 m respecto al Cero Oficial, en este tramo es variable el ancho transversal de enrocado.
- Faja 2: Entre la progresiva 151,4 m hasta la progresiva 403 m se tiene un ancho fijo $b_{151,4-403} = 12,97$ m de enrocado a colocar.
- Faja 3: Entre la progresiva 403 hasta la progresiva 445,7 m nuevamente la cota del pie de talud se encuentra por encima de 56,0 m respecto al Cero oficial con variabilidad en el ancho transversal de enrocado.

Estas tres fajas se muestran en la Figura 9-11, de donde se obtiene que el área en planta de cada una de estas fajas es 419,0 m², 3094,7 m² y 244,0 m² respectivamente. Considerando entonces espesor mínimo de enrocado de 0,54 metros el volumen de enrocado resulta:

$$V_{roca} = \frac{(419,0 + 3094,7 + 244,0) \cdot 0,54}{\cos(\alpha)} \text{ m}^3 = 2.139 \text{ m}^3$$

Siendo $\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{1}{3}\right) = 18,4^\circ$ el ángulo del talud de aguas arriba. Considerando el tamaño del enrocado y las dimensiones de la obra, se propone que su colocación se realice “a mano”, por lo cual se estima considerando un porcentaje de desperdicio del 20%. Resultando entonces el volumen de roca colocada en 2.567 m^3 .

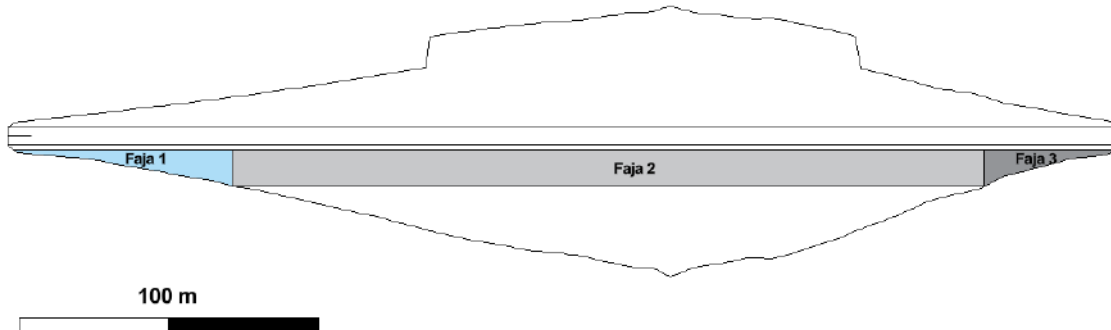


Figura 9-11: Fajas longitudinales de enrocado.

10 Diseño de sistema de bombeo

En el presente capítulo se detalla el diseño de la obra de toma desde el río San Salvador, estación de bombeo e impulsión para recarga al embalse proyectado.

En el diseño del manejo del sistema (capítulo 7) se consideró una recarga al embalse existente con el volumen disponible desde el río San Salvador, pero según se menciona en este mismo capítulo la simulación de balance hídrico refleja que la frecuencia de recarga al embalse existente resulta baja. Por lo tanto, no se prevé en el diseño de la impulsión una recarga directa al embalse existente, sino que como se detalla en la sección 9.5 se plantea utilizar la obra de toma de la nueva represa para descargar desde el nuevo embalse hacia el embalse existente.

10.1 Obra de toma desde el río San Salvador

Se diseña una captación que derive el agua hacia un pozo húmedo, evitando la intercepción directa del cauce, lo que mejora la navegación y protege las bombas de daños por embarcaciones o materiales arrastrados durante crecidas.

La obra de toma se proyecta sobre la margen derecha del río que es hacia donde está ubicado el embalse a recargar, y se compone de:

- Una reja de retención que consiste en planchuelas de acero de $1\frac{1}{2}'' \times \frac{3}{8}''$, separadas 25 mm entre sí, formando una reja de 1,0 m $\times$ 0,7 m, amuradas a un cabezal de hormigón armado y formando un ángulo de 45° con la horizontal.
- Una tubería de PVC, diseñada con diámetro exterior 500 mm para obtener velocidades bajas en la tubería ($0,4 < v (m/s) < 0,8$), y con pendiente ascendente de 1% para evitar el ingreso de arenas al pozo de bombeo.

10.1.1 Niveles de diseño en el río San Salvador

Aplicando la metodología descrita en la sección IX.I del ANEXO IX se determinan los niveles de la superficie del agua en el río San Salvador para diseño y verificación del sistema de bombeo. Estos se distinguen entre los niveles mínimos y un nivel alto de baja frecuencia:

- Los niveles mínimos corresponden a situaciones en la cual el caudal que escurre en el cauce es el mínimo tal que aguas abajo se mantiene el caudal ambiental y se logra abastecer el caudal de bombeo establecido para la zafra (80 l/s) y fuera de zafra (120 l/s).
- El nivel elevado corresponde a cuando escurre en el cauce el caudal de 5% de permanencia en la serie de escorrentía en el punto de la toma de extracción estimado a partir de la serie de escorrentía en Paso Ramos (sección 2.3.7.1).

Con esto se obtienen los niveles de diseño dependiendo de la situación que se presentan en la Tabla 10-1.

Tabla 10-1: Niveles de la superficie libre de diseño y verificación en el río San Salvador.

Escenario	Nivel (m)
Escorrentía mínima en el cauce para captación en zafra	30,04
Escorrentía mínima en el cauce para captación fuera de zafra	30,14
Escorrentía en el cauce de 5% de permanencia (*)	32,47

(*): Mismo nivel de diseño tanto en zafra como fuera de zafra

10.2 Pozo de bombeo

Se proyecta un pozo húmedo con electrobombas sumergibles al cual ingresa el agua desde la tubería de captación, tubería que ingresa al pozo de bombeo a cota 29,29 metros. En el pozo húmedo además de las bombas se dispone de:

- Al ingreso al pozo desde el río, una compuerta de acero DN 500 mm de accionamiento manual mediante volante y pedestal desde la superficie de terreno (33,98 metros)
- Previo a las bombas, un tabique de hormigón perforado para disminuir la turbulencia en la zona de bombas y a su vez ayudan a derivar el ingreso de aire generado por remolinos cuando los niveles en el río San Salvador son cercanos a los mínimos de operación.
- En la zona de bombas, sensores de nivel tipo boya para controlar los niveles mínimos de operación en el pozo.

El detalle del pozo de bombeo se presenta en la lámina L09 del ANEXO X.

10.2.1 Niveles de diseño en el pozo

A partir de los niveles de diseño en el río San Salvador (Tabla 10-1) se determinan los niveles de agua de diseño en el pozo de bombeo, para esto se considera la pérdida de carga introducida por la captación dependiendo del caudal que se esté bombeando como se describe en la sección IX.I del ANEXO IX. Obteniendo como resultado los niveles de diseño y verificación en el pozo de bombeo dependiendo de la situación en río San Salvador y cuál es el caudal de operación preestablecido en zafra y fuera de zafra.

La cota de 30,00 metros define la cota a ubicar los equipos de bombeo, considerando una revancha de 0,2 metros por debajo de esta y asumiendo la sumergencia mínima de las bombas en 0,8 metros, se tiene la cota de fondo del pozo en 29,00 metros.

Tabla 10-2: Niveles de diseño y verificación en el pozo de bombeo.

Escenario	Nivel en el pozo (m)
Escorrentía mínima en el cauce para captación en zafra	30,00
Escorrentía mínima en el cauce para captación fuera de zafra	30,06
Escorrentía en el cauce de 5% de permanencia con captación en zafra	32,43
Escorrentía en el cauce de 5% de permanencia con captación fuera de zafra	32,39

10.3 Tubería de impulsión

La tubería de impulsión, desde la salida de las bombas hasta la descarga al embalse, se diseña de 3 tramos:

- Un primer tramo que conecta la salida de cada bomba a la tubería común, en el cual se ubican las válvulas antirretorno y mariposa para cada bomba, se proyectan de acero con un diámetro nominal de 8".
- El segundo tramo, es el que recibe las tres tuberías provenientes de cada bomba, se proyecta de acero de diámetro nominal de 14".
- El tercer tramo (línea de impulsión), se proyecta de PEAD PE100 PN10 con diámetro nominal de 400 mm. Esta línea resulta de una longitud de 1.152 m, realizada con pendiente ascendente y asegurando una tapada mínima de 0,9 m.

Luego la descarga en el embalse nuevo se materializa con una cámara de hormigón la cual descarga por desborde y se conduce hacia un canal como se describe en la sección 10.4 a continuación.

En la Lámina L08 del ANEXO X se presenta el trazado de la línea en planta y perfil longitudinal, indicando las pendientes, progresivas y cotas de cada tramo, y las ventosas a instalar que serán verificadas en el estudio de transitorios.

10.4 Descarga en el embalse proyectado

Se proyecta una descarga por encima de nivel de vertido del lago existente, en una cámara que se ubicada sobre la margen izquierda del aliviadero 2 como se indica lámina L08 del ANEXO X. Esta funciona por desborde hacia el lago, de esta manera se logra mediante el llenado de la tubería fijar la cota de descarga del equipo de bombeo, lo que simplifica la operación del sistema de bombeo en términos de altura geométrica a vencer considerando que se trata de un embalse con importantes vaciados.

La cámara se proyecta, en planta, de 2 x 2 metros con paredes de 0,15 metros de espesor, en corte, una losa de fondo cuya cota se encuentra a 59,07 metros. Las paredes de la cámara se extienden de manera tal que la pared orientada hacia el lago tiene una menor altura, imponiendo así una cota de descarga por desborde orientada hacia el lago a cota 59,60 metros respecto al Cero Oficial.

Además, para prevenir la erosión debido a las continuas recargas previstas desde el río San Salvador, se propone construir un canal trapezoidal excavado con pendiente 1,5% utilizando la roca a extraer de la construcción del aliviadero 2, dado que en la zona del umbral de este aliviadero ubicada a aproximadamente 30 metros de la descarga se proyecta excavar 3 metros (lámina L05 del ANEXO X) que según los cateos en la zona requieren necesariamente una excavación en roca. Resultando en un canal de 8 metros de largo cuya cota de descarga a terreno natural es 59,48 metros respecto al Cero Oficial.

En el ingreso de la tubería a la cámara se proyecta un anclaje con aros de goma, mientras que en la transición entre la cámara y el canal excavado se proyecta una transición de hormigón. El detalle del diseño se muestra en la lámina L09 del ANEXO X.

10.5 Curva del sistema

La curva de operación del sistema corresponde a la altura manométrica que debe “vencer” el equipo de bombeo para elevar el agua desde un determinado nivel en el pozo hasta la cámara de descarga considerando además las pérdidas de carga en la impulsión variable con el caudal de operación. La diferencia entre el nivel en el pozo y la cota de descarga se define como la altura geométrica a vencer por el sistema de bombeo.

La metodología aplicada para determinar la curva del sistema se detalla en la sección IX.II del ANEXO IX, donde en esta sección se presentan las curvas del sistema tal que las alturas geométricas a vencer están dadas por la diferencia entre los niveles de diseño en el pozo de la Tabla 10-2 y cota de descarga a 59,60 m fijada por la cámara de descarga diseñada.

10.5.1 Curva del sistema con nivel mínimo de operación

La curva del sistema definida por el nivel mínimo de operación se utiliza para asegurar que el equipo de bombeo seleccionado pueda operar incluso a este nivel mínimo superando la máxima altura geométrica.

En este caso, las curvas del sistema para operación en zafra y fuera de zafra con el correspondiente nivel mínimo se muestran en la Figura 10-1, de donde se observa que:

- Para operar a un caudal de 120 l/s fuera de zafra, la altura manométrica a vencer para 3 bombas operando en paralelo será de aproximadamente 39 metros.
- Para un operar a un caudal de 80 l/s en zafra, la altura manométrica a vencer para 2 bombas operando en paralelo será de aproximadamente 35,2 metros.

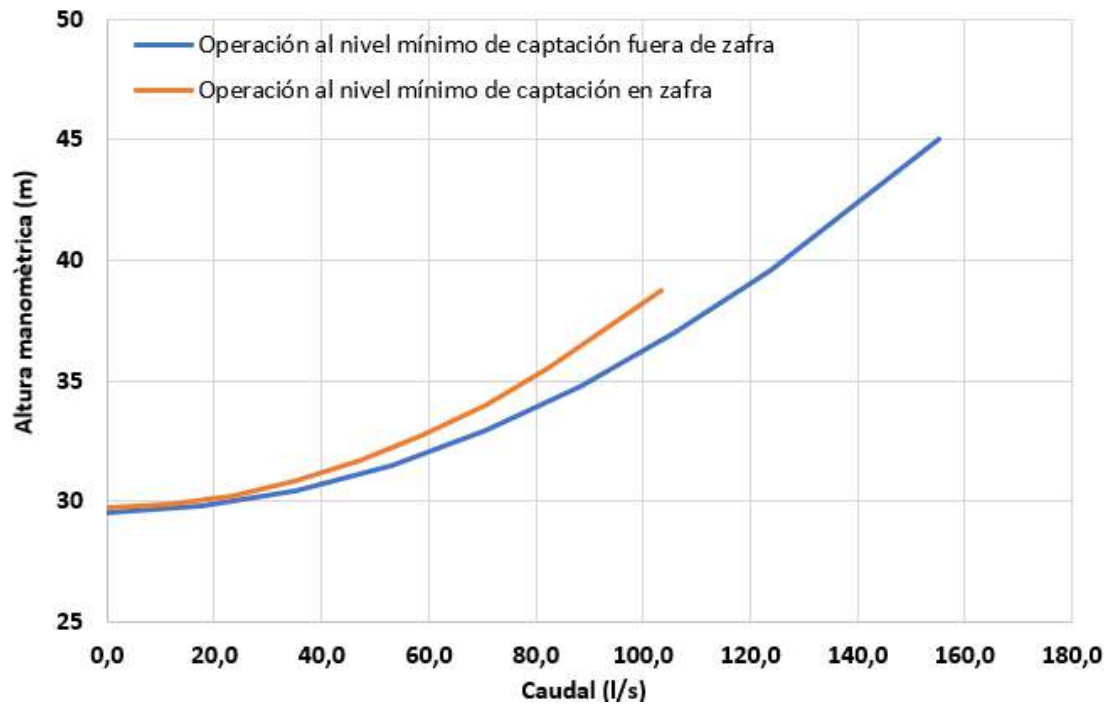


Figura 10-1: Curva del sistema para los niveles mínimos en el pozo húmedo.

10.5.2 Curva del sistema con nivel de baja frecuencia de permanencia

La curva del sistema definida por la operación con un nivel en el pozo elevado de baja frecuencia de permanencia permite verificar que el sistema diseñado pueda regular (con un variador de frecuencia) el caudal para abastecer los caudales preestablecidos y a su vez cumplir con la normativa establecida por DINAGUA.

Las curvas del sistema para operación en zafra y fuera de zafra para el correspondiente nivel de baja frecuencia de permanencia en el pozo se muestran en la Figura 10-2, de donde se observa que:

- Para operar a un caudal de 120 l/s fuera de zafra, la altura manométrica a vencer para 3 bombas operando en paralelo será de aproximadamente 36,7 metros.
- Para un operar a un caudal de 80 l/s en zafra, la altura manométrica a vencer para 2 bombas operando en paralelo será de aproximadamente 32,7 metros.

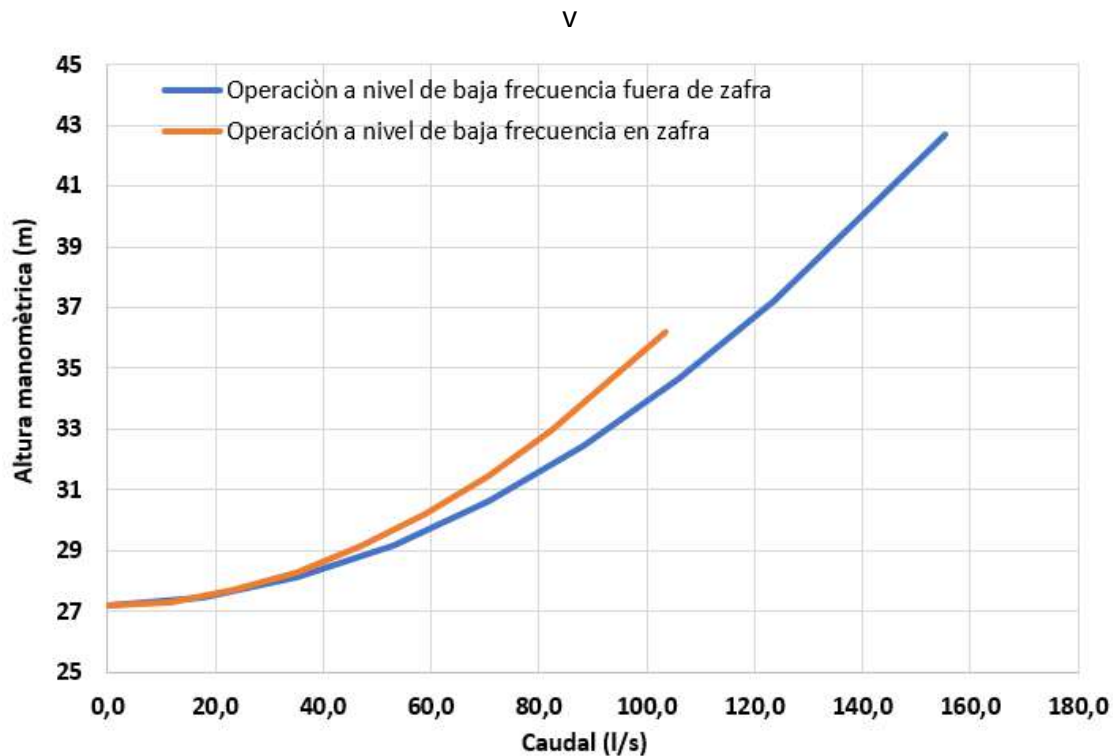


Figura 10-2: Curva del sistema para niveles de baja frecuencia de permanencia en el pozo húmedo.

10.6 Equipo de bombeo

El bombeo desde el río se propone realizar mediante tres bombas sumergibles que podrán operar 1, 2 o las 3 en paralelo. Las bombas se proyectan para operar al mismo caudal y modelo permitiendo operar en zafra con dos bombas y fuera de zafra las tres bombas permitiendo erogar los caudales de diseño preestablecidos.

Este sistema permite cierta flexibilidad de operación ya que se cuenta con seis meses de zafra en donde se puede realizar mantenimiento de alguna bomba sin afectar el sistema y de realizarse mantenimiento fuera de zafra no se ve afectado en su totalidad.

10.6.1 Bombas seleccionadas

Se seleccionan equipos de bombeo que, operando en paralelo, cumplan estos requerimientos. En la Tabla 10-3 se presentan los equipos de bombeo y motores seleccionados y en la Tabla 10-4 la curva de funcionamiento de la bomba.

Tabla 10-3: Características de equipos de bombeo

Bombas	
Marca	Flygt
Modelo	1330S-100X.253.S62.400
Tipo	Sumergible
Diámetro de salida (mm)	100
Diámetro impulsor (mm)	221
Frecuencia (rpm)	2.920
Potencia (KW)	24
Material carcasa	Hierro fundido
Material impulsor	Hierro fundido

Tabla 10-4: Curvas de funcionamiento de la bomba seleccionada..

Caudal (l/s)	Carga (m)	Eficiencia (%)
0,00	71,20	0,01
5,89	66,87	23,45
11,78	62,22	40,60
17,67	57,65	53,31
23,56	53,16	61,93
29,45	48,54	66,56
35,34	43,63	68,15
41,23	38,34	67,67
51,76	25,39	56,30

10.6.2 Funcionamiento a nivel mínimo de operación

En la Tabla 10-5 se presentan los puntos de funcionamiento teóricos en el cual deberían funcionar las bombas seleccionadas para un nivel mínimo de operación en el pozo húmedo en la zafra y fuera de la zafra según la curva del sistema para este nivel de operación.

Tabla 10-5: Puntos de funcionamiento teóricos requeridos por las bombas funcionando a nivel mínimo en el pozo.

Punto de funcionamiento fuera de zafra	Caudal (l/s)	120,0
	Carga (m.c.a)	39
Punto de funcionamiento en zafra	Caudal (l/s)	80,0
	Carga (m.c.a)	36

El sistema se diseña de tal forma que operan las 3 bombas en paralelo para bombear fuera de zafra 120 l/s, y se apaga una de ellas durante la zafra para bombear 80 l/s. Considerando la curva característica equivalente para dos y tres bombas en paralelo se obtiene que los caudales no son exactamente los establecidos, como se puede observar

en la Figura 10-3. Particularmente se tienen que para ambos puntos de funcionamiento se superan tanto los 80 l/s en zafra como 120 l/s fuera de zafra.

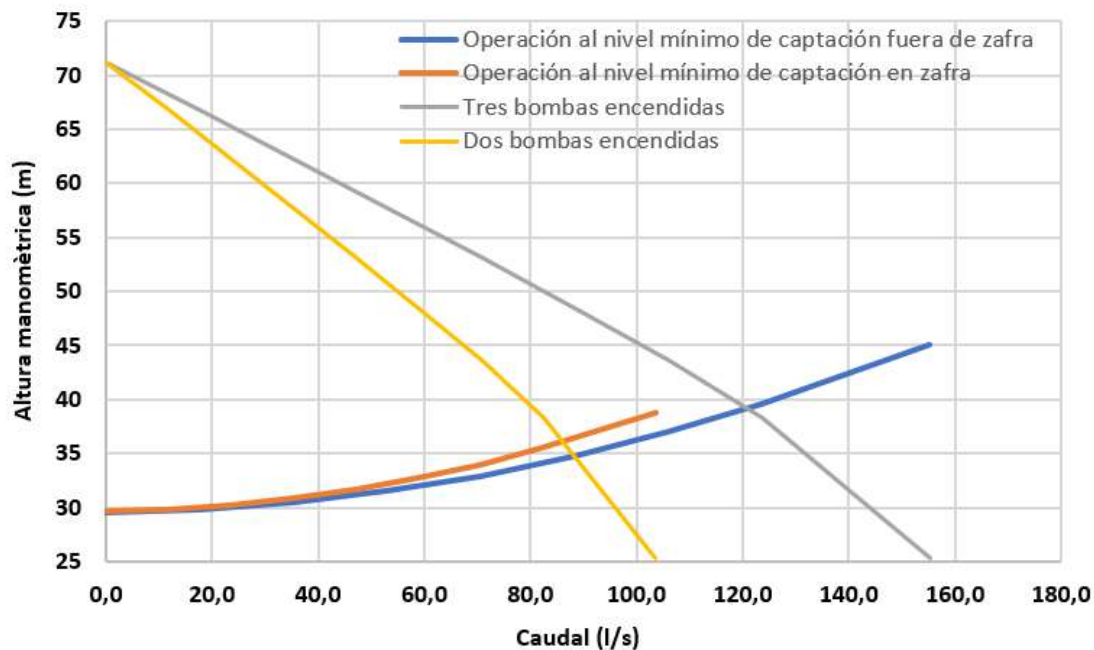


Figura 10-3: Puntos de funcionamiento del sistema a nivel mínimo en el pozo húmedo en zafra y fuera de zafra con dos y tres bombas respectivamente.

10.6.3 Funcionamiento a nivel de baja frecuencia de permanencia

En la Tabla 10-6 se presentan los puntos de funcionamiento teóricos en el cual deberían funcionar las bombas seleccionadas para un nivel de relativamente elevado de baja frecuencia de permanencia en el pozo húmedo en la zafra y fuera de la zafra según la curva del sistema para este nivel de operación.

Tabla 10-6: Puntos de funcionamiento teóricos requeridos por las bombas funcionando a nivel de baja frecuencia de permanencia.

Punto de funcionamiento fuera de zafra	Caudal (l/s)	120,0
	Carga (m.c.a)	36,7
Punto de funcionamiento en zafra	Caudal (l/s)	80,0
	Carga (m.c.a)	32,7

Considerando nuevamente la curva característica equivalente para dos y tres bombas en paralelo operando en zafra y fuera de zafra respectivamente, se observa como en este caso se incrementa la diferencia entre los caudales en los puntos de funcionamiento y los teóricos requeridos mostrados en la Figura 10-4

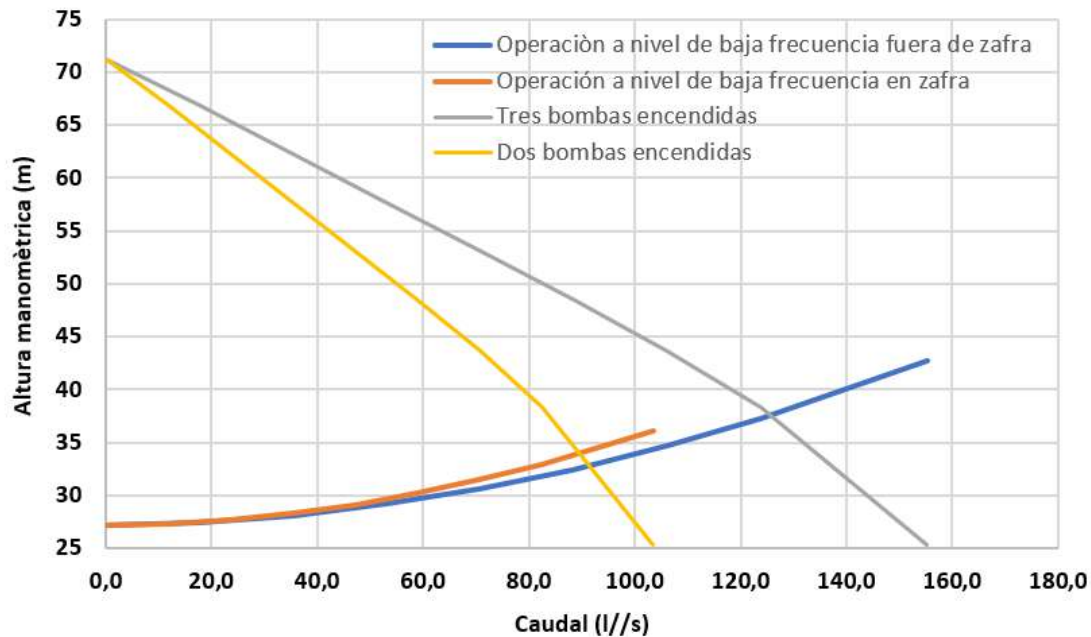


Figura 10-4: Puntos de funcionamiento del sistema a nivel elevado en el pozo con dos y tres bombas en zafra y fuera de zafra respectivamente.

10.6.4 Funcionamiento con variador de frecuencia

Al equipo de bombeo seleccionado se proyecta instalar un variador de frecuencia para regular el caudal mediante el ajuste simultáneo de la velocidad de giro del rotor en los tres motores. Esto permite operar en zafra como fuera de zafra ajustando los caudales a 80 l/s y 120 l/s respectivamente. La descripción del efecto en la curva característica de la bomba de variar la velocidad del rotor respecto a la velocidad base del motor (2.920 rpm para el equipo seleccionado) se presenta en la IX.II.II del ANEXO IX.

En esta sección se verifica la velocidad de giro necesaria para alcanzar los caudales mencionados, considerando el uso de dos bombas para 80 l/s y tres bombas para 120 l/s. Como criterio de diseño, se establece que la variación de velocidad no debe superar el 10% de la velocidad base del motor, es decir, no debe reducirse más de 292 rpm, para evitar posibles daños en los rotores.

En particular, se verifica para la operación en niveles elevados de baja frecuencia de permanencia dado que, si es posible regular en este escenario, se verificará también para cualquiera escenario en el que el nivel en el pozo sea más bajo. Se obtiene entonces que:

- Operando con tres bombas fuera de zafra, con un nivel elevado de baja frecuencia de permanencia en el pozo de bombeo, para que el sistema opere a 120 l/s se debería bajar la velocidad de giro del rotor de cada bomba a 2.859 rpm.
- Operando con dos bombas durante la zafra, con un nivel elevado de baja frecuencia de permanencia en el pozo de bombeo, para que el sistema opere a 80 l/s se debería bajar la velocidad de giro del rotor de cada bomba a 2.770 rpm.

De lo que se concluye que la operación en zafra y fuera de zafra para los equipos seleccionados incluso con un nivel en el pozo significativamente elevado, se puede

regular a 80 l/s y 120 l/s respectivamente sin provocar un daño en el rotor de cada bomba. En la Figura 10-5 se presenta el punto de funcionamiento resultante de esta regulación en la velocidad de giro del rotor para dos y tres bombas operando en zafra y fuera de zafra respectivamente con un nivel elevado de baja frecuencia de permanencia.

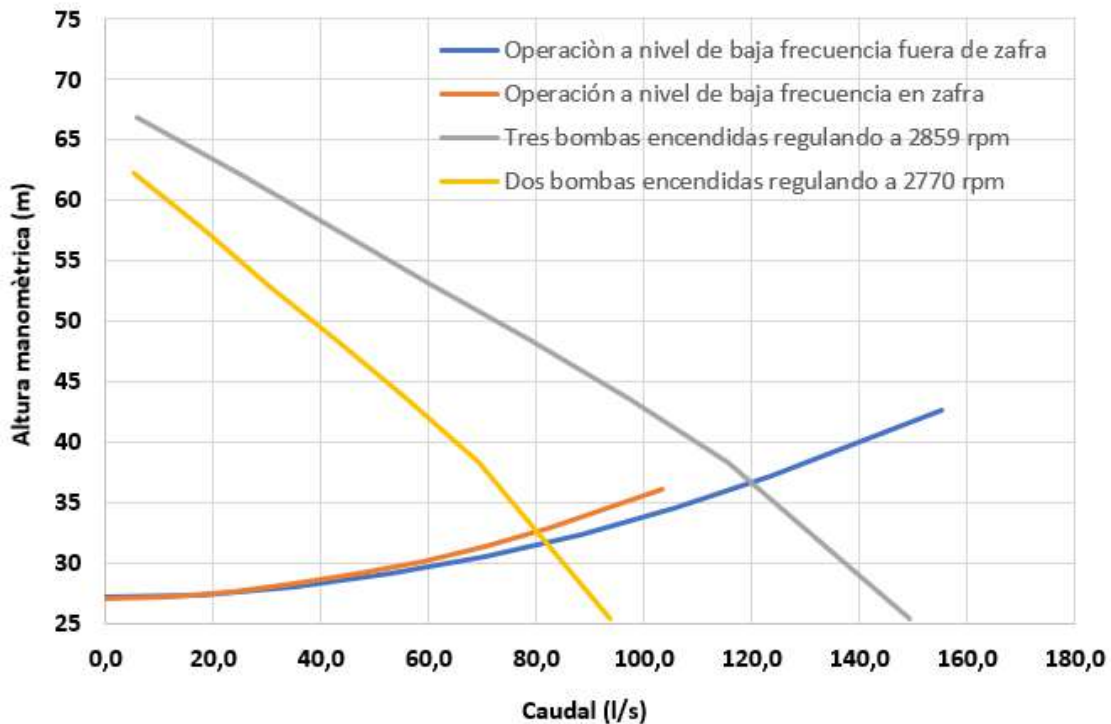


Figura 10-5: Puntos de funcionamiento a nivel elevado en el pozo regulando frecuencia de giro de dos y tres bombas en zafra y fuera de zafra respectivamente.

10.7 Estudio de transitorios hidráulicos

Los transitorios hidráulicos ocurren debido al encendido y apagado de los equipos de bombeo, principalmente durante los cortes de energía eléctrica imprevistos durante el bombeo, ocasionando el fenómeno conocido como golpe de ariete. Sin embargo, también se generan ondas al estar bombeando y apagar el equipo para detener el bombeo. Si bien existen mecanismos para disminuir estas ondas en normal funcionamiento, se realiza el estudio ante una parada abrupta y en la operación normal ante el apagado programado de las bombas. A su vez, se modela la situación hipotética de encendido brusco del sistema de bombeo.

Se realiza un modelo para evaluar las distintas situaciones en el software Allievi¹⁴, los detalles de la modelación realizada se presentan en la sección IX.III del ANEXO IX.

10.7.1 Parada

Se realiza el modelo para una parada brusca del bombeo, sin ningún dispositivo de protección y con dispositivos de protección instalados, obteniéndose las curvas de presiones a lo largo de la tubería de impulsión, Figura 10-6 y Figura 10-7, respectivamente.

En la Figura 10-6, se puede observar que, ante una parada brusca sin ninguna protección, se generan subpresiones menores a la presión de vapor (10,33 mca).

¹⁴ <https://www.allievi.net/allievi-es.php>

Mientras que las sobrepresiones generadas se encuentran en el torno a 60 mca, por lo que una tubería PN10 las llevaría con cierto margen de seguridad.

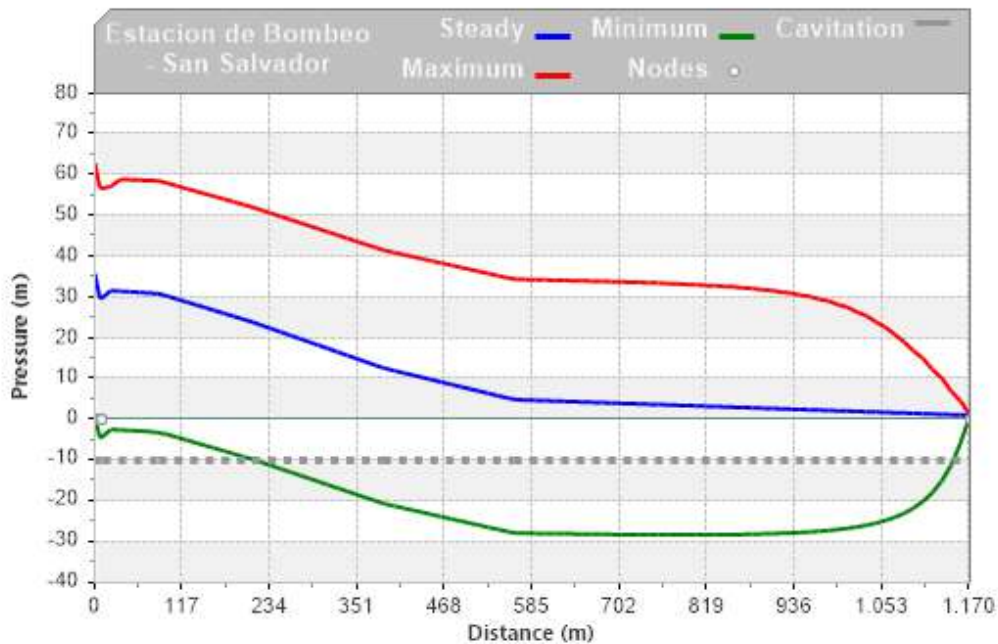


Figura 10-6: Modelación sin protección, parada brusca.

Se proyecta entonces la colocación de válvulas ventosas en determinados puntos de la línea de impulsión, que permiten la mitigación tanto de las subpresiones generadas a lo largo de la línea de impulsión como de las sobrepresiones. Se opta por esta solución dado el bajo costo que tiene y la relativa sencillez en su instalación frente a otras soluciones. En la Figura 10-7, se muestra el efecto obtenido, logrando mitigar las subpresiones generadas.

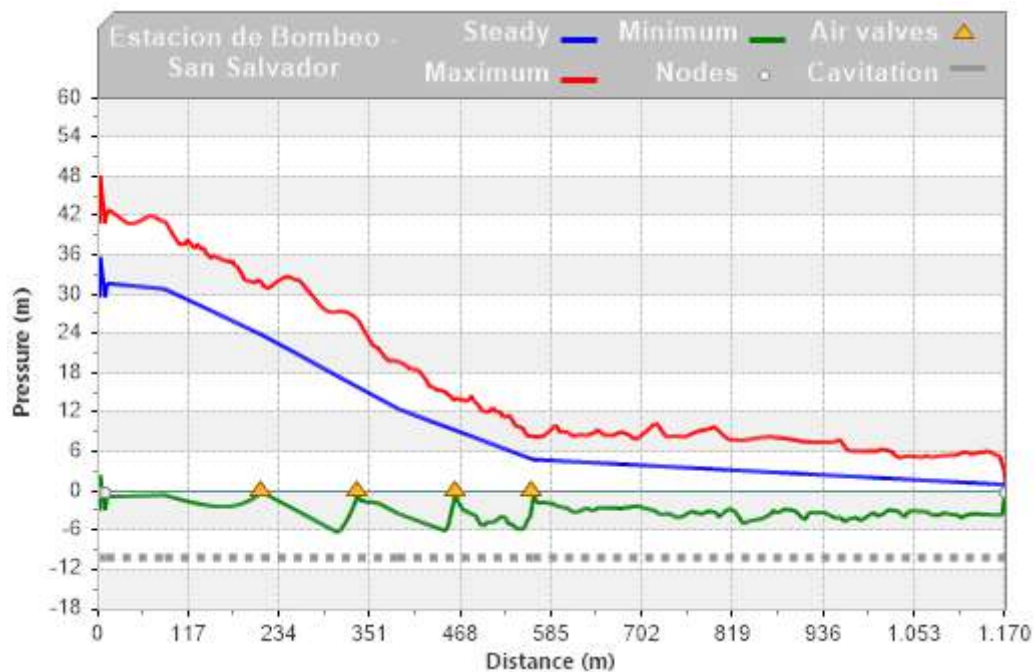


Figura 10-7: Simulación con válvulas de aire, parada brusca.

10.7.2 Encendido

Se modela la situación hipotética de arranque simultáneo de los 3 equipos de bombeo y suponiendo que alcanzan la velocidad máxima nominal de manera instantánea. Esto generará un transitorio hidráulico en la tubería el cual se pretende analizar. La modelación de este escenario se presenta en la Figura 10-8.

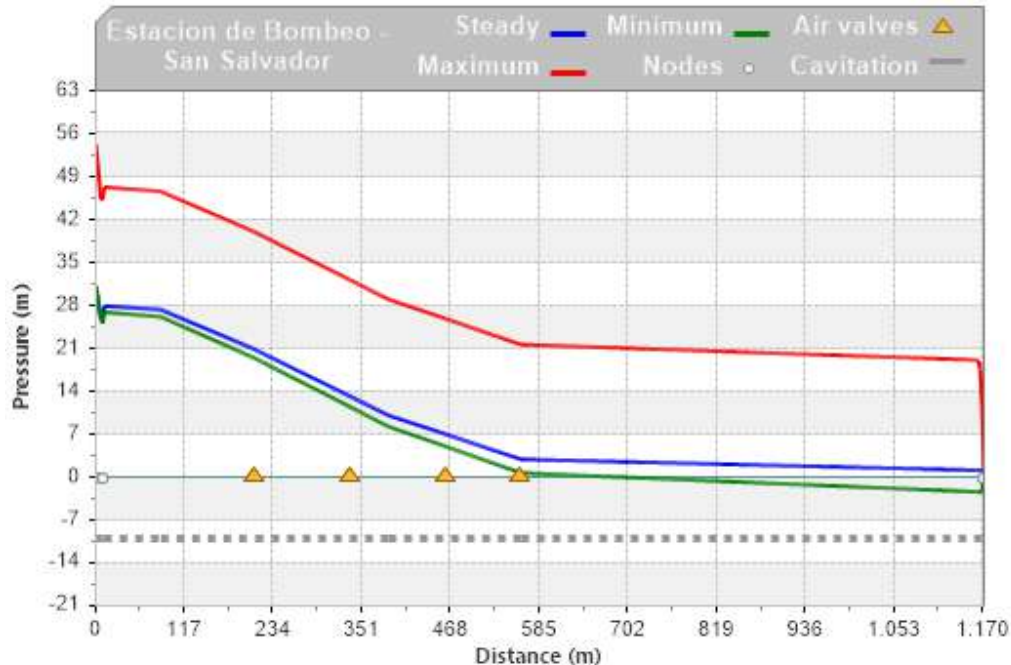


Figura 10-8: Simulación de situación hipotética de bombeo instantáneo.

Como se observa en la Figura 10-8, se alcanza sobrepresiones admisibles, y las subpresiones no son significativas. Sin embargo, en este caso el problema se da por el aumento transitorio de la intensidad eléctrica que genera una sobrecarga en la línea eléctrica, por lo cual se debe hacer un encendido escalonado de cada equipo, con una rampa suave de encendido. Es decir, se enciende el primer equipo con un encendido suave, se deja un lapso de aproximadamente 2 minutos, se enciende el segundo equipo con un encendido suave, y así hasta el tercer equipo en operación.

10.7.3 Diseño de protecciones

En la presente sección se presenta el diseño de las protecciones contra los transitorios hidráulicos en la tubería de impulsión. Los detalles de los elementos diseñados se presentan en la sección IX.III.I del ANEXO IX.

Válvulas ventosas

La ubicación y dimensionado de las válvulas ventosas, se presentan en la Tabla 10-7. Las curvas Presión - Caudal de aire para estas válvulas que el software usa para la modelación se presentan en la sección IX.III.I del ANEXO IX. Estas válvulas admiten el ingreso o expulsión automática de grandes volúmenes de aire. Las válvulas se proyectan para abrirse y aliviar las presiones negativas produciendo la separación de la columna de agua.

Tabla 10-7: Válvulas ventosas colocadas para la protección contra el golpe de ariete.

Progresiva	Admisión de aire	Expulsión de aire
0+200	DN80	DN15
0+325	DN80	DN15
0+450	DN80	DN15
0+550	DN80	DN15

Por otra parte, se deberán colocar válvulas de purga de aire para la expulsión de aire durante la operación normal del sistema, el dimensionado de estas se presenta más adelante en la sección 10.8.

Macizo de anclaje

Como se mencionó anteriormente, las sobrepresiones generadas en la tubería por un transitorio hidráulico de parada brusca son inferiores a la presión que es capaz de soportar tanto los tramos de tubería de acero en el *manifold* como la tubería de PEAD enterrada. Sin embargo, se debe verificar que las uniones bridadas y los codos el efecto de las sobrepresiones no descalce la tubería.

En el *manifold* de acero, según el pozo de bombeo proyectado se tiene que la tubería cuenta con uniones y codos que tendrán un movimiento limitado dado que las tuberías se encuentran ancladas a los muros del pozo de bombeo.

Por otra parte, la tubería de PEAD se proyecta en su mayor tramo sin codos y con uniones soldadas en donde los esfuerzos de las sobrepresiones no representan un problema, sin embargo, en el tramo inicial de esta tubería como se indica en la lámina L08 del ANEXO X se tiene un tramo vertical de bajada para conducir la tubería enterrada en el cual es necesario la colocación de un codo. En este codo se proyecta colocar un macizo de hormigón, diseñado como se detalla en la sección IX.III.I del ANEXO IX, resultando en las dimensiones se presentan en detalle en la lámina L09 del 0.

10.8 Diseño de válvulas de purga de aire

Se proyecta la instalación de válvulas ventosas para la expulsión de aire en la tubería de impulsión durante la operación estacionaria del sistema de bombeo. Los detalles del dimensionado se presentan en la sección IX.II.III del ANEXO IX.

Para el dimensionado de las válvulas de purga de aire;

- Se identifican los puntos a ubicar las mismas.
- Se calcula la presión en la tubería.
- Se supone que el caudal de aire a evacuar representa el 2% del caudal de agua que circula por la tubería.

Con estos dos valores es posible consultar catálogos de fabricantes y seleccionar las válvulas de simple efecto que mejor se adapten. Se ubican válvulas de aire en tramos horizontales o en los que el aire no podrá ser expulsado hidráulicamente, y en puntos de cambio de pendiente, donde en un tramo ascendente, se pasa de una pendiente mayor a una menor. En la Tabla 10-8, se muestran los requerimientos para el dimensionado de cada válvula de aire de simple efecto a instalar.

Tabla 10-8: Válvulas de simple efecto a instalar.

Ubicación	Diferencia de presión (mca)	Caudal de aire m ³ /h
<i>Manifold</i>	30,3	8,6
Pk: 0+200	24,4	8,6
Pk: 0+375	12,9	8,6
Pk: 0+550	5,1	8,6

En la Tabla 10-9 se resumen la ubicación y el tipo de válvula a instalar en cada punto de la tubería.

Tabla 10-9: Resumen ubicación y tipo de válvula de aire a instalar.

Ubicación	Tipo de válvula a instalar
<i>Manifold</i>	Simple efecto
Pk: 0+200	Triple efecto
Pk: 0+325	Doble efecto
Pk: 0+375	Simple efecto
Pk: 0+450	Doble efecto
Pk: 0+550	Triple efecto

10.9 Operación del sistema de bombeo

En esta sección se presentará una guía para la operación del sistema proyectado, se describe como se lleva a cabo:

- La puesta en marcha y llenado de la tubería
- El apagado lento de las bombas.
- La regulación de caudal.
- La regulación de las boyas que indican los niveles mínimos.

10.9.1 Puesta en marcha y encendido del sistema de bombeo

En la situación inicial, la tubería de impulsión se encontrará vacía, por lo que se deberá tener en cuenta en el llenado de esta, la protección de los equipos de bombeo y evitar la sobrecarga en la línea eléctrica.

Arranque suave

Para lograr un arranque suave que proteja los equipos de sobretensiones transitorias en la red eléctrica se plantea utilizar el variador de frecuencia conectado a las tres bombas de manera de lograr un arranque progresivo según se comentó en el estudio de transitorios hidráulicos. La curva de arranque deberá ser suave con 2 minutos de arranque para cada bomba hasta alcanzar la velocidad nominal del rotor o la correspondiente velocidad para operar a los caudales establecidos.

Llenado de la tubería

Se recomienda una velocidad de llenado de 0,3 m/s, equivalente a un caudal de llenado de 29,3 l/s para las dimensiones de la tubería. La carga hidráulica dentro de la tubería varía a medida que esta se llena, ya que aumenta la diferencia geométrica y las pérdidas de carga. Durante el llenado se tendrá entonces una familia de curvas del sistema que

son paralelas entre sí, y para lograr un caudal constante, el variador de frecuencia ajusta la velocidad de las bombas para elevar el caudal de llenado en todo momento hasta completar el llenado. El arranque inicial, se realiza con una única bomba y luego de que la tubería se haya llenado por completo, se procede al prendido de la segunda bomba, también de forma progresiva hasta alcanzar el punto de funcionamiento deseado.

10.9.2 Apagado del sistema de bombeo

De acuerdo con lo que se presentó en el estudio de los transitorios, se verifica la estabilidad de la tubería para una condición de apagado repentino de los equipos de bombeo, sin embargo, se deberá realizar un apagado de las bombas sea progresivo. Como se estudia en la sección del IX.III del ANEXO IX, las ondas de presión se dejan de superponer cuando el tiempo entre paradas es de alrededor de 100 segundos entre equipos. Por lo tanto, se establece este tiempo de 100 segundos como el tiempo de apagado entre los equipos para lograr una disminución de los transitorios hidráulicos en la impulsión.

10.9.3 Regulación de caudal

Para lograr abastecer 120 l/s fuera de zafra y 80 l/s en zafra independientemente de cuál sea el nivel en el pozo, se utiliza un variador de frecuencia, logrando ajustar la velocidad de giro del rotor según las condiciones de escorrentía en el río San Salvador.

Para operar el sistema, donde se une el caudal elevado por cada bomba en la impulsión se instala un manómetro el cual es conectado al variador de frecuencia. Se programa entonces en el variador de frecuencia que la velocidad de giro del rotor se ajuste automáticamente de tal manera que la presión registrada en el manómetro coincida con la presión resultante de elevar fuera de zafra 120 l/s por la impulsión y en zafra 80 l/s por la impulsión.

De acuerdo con lo descrito en la sección 10.6.4, incluso para los niveles elevados de baja frecuencia de permanencia en el pozo, para los equipos instalados la regulación de la velocidad de giro del rotor necesaria para operar tanto a 120 l/s con tres bombas fuera de zafra o a 80 l/s con dos bombas en zafra, se encuentra dentro del rango recomendado de variación respecto a la velocidad nominal.

Considerando los dos caudales de operación en la impulsión, y que la cota de descarga es fijada por la cámara diseñada se calcula cual es la presión que debería haber en la ubicación del manómetro para una operación de 120 l/s y a 80 l/s.

Tabla 10-10: Presión que se debe registrar en el manómetro para cada caudal de operación en la impulsión.

Caudal de operación (l/s)	Presión en el manómetro (psi)
80	26,8
120	32,2

Cabe destacar que además del variador de frecuencia, en la salida de cada bomba se dispone de una válvula mariposa de $\frac{1}{4}$ de vuelta, aunque estas no se utilizan usualmente para regulación de caudal se podrá eventualmente cerrar parcialmente estas imponiendo una pérdida de carga, de manera de no forzar tanto la disminución en la velocidad de giro de los rotores protegiendo de esta manera los equipos instalados. Esto se podría eventualmente realizar para niveles extremos en el pozo superiores al de baja permanencia utilizado para la verificación, aunque es probable que bajo estas

condiciones extremas no resulte necesario bombear dado que las condiciones de escorrentía también serán favorables en el embalse y se logra una disminución del coste de operación del bombeo detallado en el capítulo 12 más adelante.

10.9.4 Regulación de boyas para asegurar descarga ambiental

Los niveles mínimos de operación en zafra y fuera de zafra de diseño fueron determinados considerando el escenario en el que en el río San Salvador escurre lo necesario para que aguas abajo se mantenga el mínimo caudal ambiental más la captación de 80 l/s y 120 l/s en zafra y fuera de zafra respectivamente. Estos niveles corresponden a la condición límite para los cuales se diseñan los equipos, pero luego durante la operación mes a mes, el nivel mínimo de operación será superior en los restantes 11 meses dado que será necesario mantener aguas abajo un caudal ambiental mayor por ende la escorrentía en el San Salvador y el nivel en el pozo deberán ser mayor.

En la Tabla 10-11 se establece mes a mes cual es la cota a la cual debe estar ubicada la boya de parada correspondiente a la condición límite de captación en la cual el caudal que escurre en el río San Salvador es el caudal ambiental de cada mes más la captación en zafra o fuera de zafra correspondiente. El detalle del cálculo realizado se presenta en la sección IX.I.IV del ANEXO IX.

Tabla 10-11: Nivel mínimo de operación en el pozo húmedo de cada mes.

Mes	Nivel mínimo en el pozo (m)
Ene	30,00
Feb	30,07
Mar	30,03
Abr	30,12
Jun	30,19
Jul	30,17
Ago	30,20
Set	30,10
Oct	30,07
Nov	30,06
Dic	30,11

11 Análisis ambiental

Como se menciona más adelante en la revisión legal y administrativa, el proyecto actual no queda comprendido dentro de las condiciones de presentación de Estudio de Impacto Ambiental (Decreto 349/005), sin embargo, se realiza una identificación de los principales impactos asociados a las actividades más importantes y se proponen acciones a tomar en caso de que corresponda.

La gestión ambiental se debe considerar como parte integral de la concepción de las distintas fases del emprendimiento. Es por ello, que se han tenido en cuenta distintas consideraciones ambientales, a la par del desarrollo técnico, a la hora de la selección de la alternativa y diseño del proyecto actual.

Por otro lado, aun teniendo en cuenta la componente ambiental a la hora del diseño, se debe estudiar la etapa de construcción, operación y mantenimiento, ya que podría ser necesario aplicar medidas de mitigación o instrumentos correctivos sobre los impactos detectados más significativos de manera de minimizar los mismos.

En esta sección se analizan los siguientes aspectos:

- Revisión del marco legal y administrativo ambiental aplicable a presas de riego en Uruguay
- Identificación de las principales fases y actividades del proyecto
- Identificación de los principales impactos ambientales del proyecto

11.1 Marco legal y administrativo

11.1.1 Reglamentaciones nacionales y departamentales aplicables en el marco del proyecto

Se realiza una revisión de las normativas tanto nacionales como a nivel departamental relativas con la implantación del proyecto en la zona de estudio.

- Constitución de la República Art. 47:

De acuerdo con lo dispuesto por el mencionado artículo, la protección del medio ambiente es de interés general y las personas deben abstenerse de causar daños, en cuyo caso se podrán aplicar sanciones pertinentes.

- Ley Nº 14.859: Código de Aguas

El código de aguas fue promulgado el 15 de diciembre de 1978, indicando que el Estado promoverá el estudio, la conservación y el aprovechamiento integral simultáneo o sucesivo de las aguas y la acción contra sus efectos nocivos. El ministerio será capaz de decretar reservas sobre aguas de dominio público o privado por períodos no mayores a dos años, además de establecer prioridades para el uso de agua por regiones, cuencas o parte de ellas. Crea el inventario de recursos hídricos y el registro de los derechos de uso del agua. Motivo por el cual se deberá realizar una comunicación del proyecto a la Dirección Nacional de Aguas donde pasará una revisión previa a su aprobación e inclusión en el registro de derechos de uso de agua.

- Ley 15.239 Plan de uso y conservación de suelos y aguas superficiales

Se declara de interés nacional el uso y conservación de los suelos y de las aguas superficiales destinados a fines agropecuarios. El manejo, conservación y

aprovechamiento de las aguas a que se refiere dicha ley se limitan a las aguas pluviales con destino agrario. Ley promulgada el 23 de diciembre de 1981.

- Ley N° 16.858 y modificativos Ley N° 19.553: Ley de Riego

Se declara de interés general el riego con destino agrario, y el derecho del productor rural al uso de los recursos hídricos sin degradar los recursos naturales ni perjudicar a terceros. La ley se promulga el 3 de setiembre de 1997 en donde se regula la construcción de obras hidráulicas y aprovechamiento de agua para riego. Está reglamentada por el Decreto 404/01 del 11 de octubre del 2001 en donde se establece:

- El uso privativo de las aguas de dominio público con destino a riego podrá ser otorgado por el Poder Ejecutivo de acuerdo con el Ministerio de Transporte y Obras Públicas, mediante concesión o permiso.
- Están sujetas a autorización administrativa todas las construcciones de obras hidráulicas destinadas al aprovechamiento del agua para riego agrario.

En el Decreto se establece que se debe elaborar un Proyecto de Riego, compuesto de las siguientes componentes: Obra hidráulica – embalse, Plan de Uso de Suelos y Aguas, Disponibilidad Jurídica de los predios, Contrato de suministro de agua a terceros, Componente ambiental del proyecto.

El presente documento comprende las componentes de obra hidráulica y análisis ambiental del proyecto. Para efectivizar la presentación ante el Ministerio de Ambiente se debería presentar, además, un Plan de Uso de Suelos y Aguas elaborado por los asesores agronómicos y la disponibilidad jurídica de los padrones en los que se instalará la obra y operará el riego.

- Ley N° 17.234: Sistema Nacional de Áreas Naturales Protegidas (SNAP)

Ley promulgada el 22 de febrero del 2000. *Se declara de interés general la creación y gestión de un Sistema Nacional de Áreas Naturales Protegidas, como instrumento de aplicación de las políticas y planes nacionales de protección ambiental.* Se establecen los objetivos del SNAP, las categorías integradas por las áreas de conservación o reserva, el ámbito de aplicación, entre otras disposiciones.

- Ley N° 17.283: Ley de protección del medio ambiente

Promulgada el 28 de noviembre del 2000 y reglamentada luego por los Decretos N° 222/019 del 05 de agosto del 2019 (Aprobación del Plan Nacional Para el Desarrollo Sostenible) y 152/013 del 21 de mayo del 2013. Declara de interés general:

- La protección del medio ambiente, calidad del agua, suelo, calidad de aire y paisaje
- La conservación de la diversidad biológica y de la configuración y estructura de la costa
- La reducción y el adecuado manejo de las sustancias tóxicas o peligrosas y de los derechos cualquiera sea su tipo
- La prevención, mitigación, eliminación y la compensación de los impactos ambientales negativos
- La protección de los recursos ambientales compartidos y de los ubicados fuera de las zonas sometidas a jurisdicción nacionales
- La formulación, instrumentación y aplicación de la política nacional ambiental y de desarrollo sostenible

- Decreto N° 52/005: Sistema Nacional de Áreas Protegidas

Fue promulgado el 16 de febrero de 2005. En particular se establecen los objetivos prioritarios del SNAP, ampliación de categorías con sus objetivos correspondientes y mecanismos para la elaboración de nuevas propuestas de áreas a integrar en el SNAP.

Se destaca que, en la zona de implantación del proyecto, no se identifican áreas comprendidas dentro del SNAP.

- Ley 16.466: Evaluación de impacto ambiental reglamentada por Decreto N° 435/994. Se actualiza mediante Decreto N° 349/005: Reglamento de Impacto Ambiental y Regulaciones Ambientales

Promulgado el 21 de setiembre de 2005, establece todos los emprendimientos que requerirán una Autorización Ambiental Previa (AAP) o Autorización Ambiental Especial (AAE) y posterior Autorización Ambiental de Operación (AAO) para su implantación.

Como se mencionó anteriormente, **se destaca que el presente proyecto no queda comprendido dentro de los que deben realizar el trámite de AAP/AAE y AAO**. Esto es debido a que no está incluido dentro del numeral 25 del Art. 2, por tratarse de una represa con una capacidad de embalse menor a los 2 millones de metros cúbicos y cuyo espejo de agua no supera las 100 hectáreas, y tampoco encontrarse comprendido dentro del numeral 28 siendo que no se van a implantar hortícolas, frutícolas ni vitícolas (el cultivo es cereales y oleaginosas).

- Ley N° 18.610: Ley de Política Nacional de Aguas

Promulgada el 2 de octubre de 2009, estableciendo los principios rectores de la Política Nacional de Aguas, así como sus instrumentos y objetivos, los cuales incluyen políticas de agua potable y saneamiento.

- Decreto N° 366/2018: Riego con Destino Agrario y Regulación del Aprovechamiento de Aguas del Dominio Público

Es una ley reglamentaria de la Ley de Riego. Determina las pautas sobre los trámites a realizar tales como la AAP.

- Decreto N° 368/018: Caudal Ambiental

El 5 de diciembre de 2018 se realizó la aprobación de un conjunto de medidas para que los usos de las aguas públicas aseguren el caudal que permita la protección del ambiente y criterios de manejo ambientalmente adecuados de las obras hidráulicas.

Estos manejos y medidas fueron tenidas especialmente en cuenta en el diseño del presente proyecto. Se materializa la descarga del caudal ambiental mediante un sifón desde la represa existente, como se describe en la sección 9.6.

- Decreto N° 135/021: Reglamento de calidad de aire

El 4 de mayo de 2021 se aprueba el Reglamento de calidad de aire con el objetivo de la protección del ambiente a través de la prevención de la contaminación del aire, mediante el establecimiento de objetivos de calidad de aire para disminuir los riesgos para la salud humana y los ecosistemas, y la fijación de límites de emisión, tanto para fuentes fijas como móviles.

- Ordenanza de la Junta Departamental de Soriano sobre Control de Ruidos Molestos y Perjudiciales:

Establece en su artículo 7º la intensidad sonora máxima tolerada en áreas de exteriores en horario diurno de 65 dB y en horario nocturno de 55 dB.

11.1.2 Marco administrativo

Como fue mencionado anteriormente, el proyecto no se encuentra alcanzado dentro de los emprendimientos que abarca el Decreto N° 349/005 de Impacto Ambiental, por lo que no se debe realizar una comunicación de proyecto referido a un Estudio de Impacto Ambiental a ser analizado en la Dirección Nacional de Calidad y Estudios Ambientales del Ministerio de Ambiente.

Sin embargo, según lo comentado en el marco legal referido a la Ley N°16.858 y su decreto reglamentario (366/018) se deberá comunicar el proyecto a la Dirección Nacional de Aguas (DINAGUA) del Ministerio de Ambiente (MA) incluyendo el informe de proyecto y los planos originales como los que aquí se presentan, que en conjunto a un Plan de Uso y Manejo de Suelos y Aguas (PUSA) el cual escapa del alcance de este proyecto, serán analizados y caso así justifique podrá aprobar el mismo bajo determinadas condiciones, incluyendo al emprendimiento dentro del registro de usuarios con autorización de uso privativo de aguas públicas.

Si bien el proyecto no queda comprendido dentro del Decreto de Impacto Ambiental, es responsabilidad del titular abogar por la reducción de los impactos que se puedan generar por la construcción y posterior presencia del emprendimiento en el entorno. Es por ello por lo que se realiza una descripción de las actividades que conlleva el proyecto en estudio y la identificación de impactos que se puedan generar en cada una de ellas.

11.2 Descripción del medio receptor

Previo a la identificación de los principales impactos ambientales generados en las distintas fases del emprendimiento, se describen las características del medio receptor en la zona circundante a la obra. Para realizar esta descripción, se clasifica en medio físico, biótico y antrópico.

11.2.1 Medio físico

- Suelo

En el capítulo 2 se realiza una caracterización de la zona donde se implantará el proyecto, en la cual se describen los usos de suelo según la Carta de Reconocimiento de Suelos del Uruguay, entre otras cosas.

La zona en donde se realizará el proyecto es una zona rural de gran actividad agrícola. A su vez, se identifican dos unidades de suelo, ubicándose la unidad Cañada Nieto al nor-oeste del eje del dique y la unidad San Gabriel – Guaycuru al sureste (Figura 2-8). La unidad San Gabriel – Guaycuru se caracteriza por contener un horizonte de poco espesor color grisáceo muy oscuro (indicando contenido de materia orgánica) con abundante gravilla seguido por un horizonte de roca madre. Mientras que Cañada Nieto se caracteriza por tener un primer horizonte similar a la unidad anterior, seguido de un horizonte con presencia de suelo arcillo arenoso plástico y pegajoso.

- Agua

Tanto el acceso a la zona de estudio como los cuerpos de agua se identifican en la lámina L01 del ANEXO XI. El curso a interceptar con el embalse proyectado es una cañada sin nombre intermitente, tributaria al río San Salvador, el cual desemboca en el río Uruguay.

Como fuera mencionado en la sección 2.3.12, el emprendimiento se ubica sobre acuíferos en rocas con porosidad por fracturas, con alta a media posibilidad de agua subterránea.

Por otro lado, el proyecto se encuentra totalmente comprendido dentro de la cuenca del río San Salvador. El área de inundación del embalse nuevo a construir abarca en su totalidad padrones propiedad del cliente, tal como se muestra en la lámina L02 del ANEXO XI.

- Aire

El proyecto se ubica en una zona rural, por lo que no se identifican grandes emisores de emisiones atmosféricas ni ruido. A su vez, la zona se caracteriza por tener una cercanía a la costa, frecuencia de vientos y predominancia de procedencia ESE¹⁵ y topografía que favorece la rápida dispersión de contaminantes atmosféricos.

11.2.2 Medio biótico

En el terreno donde se ubicará el proyecto se realizan actividades agrícolas. Se identifica monte ribereño en las planicies del río San Salvador y no existen áreas protegidas en los alrededores del emprendimiento. Este monte ribereño alberga especies autóctonas de flora y fauna.

A su vez, tal como se describe en la sección 2.2.2, no se identifican reservas de biosfera o zonas importantes para la conservación de aves (IBAs). Tampoco se encuentran celdas elaboradas por el SNAP, ni se identifican ecosistemas amenazados dentro del área de influencia del proyecto a realizar.

11.2.3 Medio antrópico

El proyecto se realizará en una zona rural de baja densidad de población, ubicándose la vivienda rural más cercana a 1,6 Km del dique de la presa nueva.

Tal como se muestra en la Figura 2-2, en la zona de influencia se encuentra la localidad de Cañada Nieto, 16 km en dirección NO, con una población de 430 habitantes, la localidad de Palo Solo a 12 km en dirección S, con una población de 170 habitantes, y la localidad de Perseverano a 16 km en dirección SE, con una población de 131 habitantes.

Por otro lado, no se identifican sitios arqueológicos en la zona. Mientras que el paisaje corresponde a campos de cultivos, pasturas y monte ribereño.

¹⁵ Rosa de vientos MIEM, 2009

11.3 Actividades e identificación de los principales impactos

En un emprendimiento se pueden distinguir un conjunto de fases como ser: surgimiento de la necesidad, estudios preliminares, decisión, diseño, construcción, puesta en marcha, operación y clausura. En consecuencia, en todo emprendimiento existe un proyecto previo que determina lo que se va a hacer, un conjunto de elementos contruidos, una serie de actividades humanas que se realizan con motivo del emprendimiento y un conjunto de impactos sobre otros emprendimientos o entorno.

En esta sección, para la identificación de los principales impactos, se tiene particular interés en las siguientes fases del emprendimiento:

- Diseño del proyecto
- Construcción de la alternativa seleccionada
- Operación y mantenimiento
- Clausura

11.3.1 Diseño del proyecto

Se podría considerar dentro de esta fase el análisis de estudios preliminares, el estudio de alternativas y decisión de la alternativa seleccionada para luego diseñarla o directamente tomar el diseño como una fase en sí sola.

Es importante resaltar esta fase como primer gran eslabón dentro de las fases de un emprendimiento ya que a partir de esta fase se están considerando las componentes ambientales. Esto permite tener un preanálisis de las afectaciones del proyecto al entorno en una etapa temprana del mismo, permitiendo tomar algunas decisiones previo a etapas posteriores como la construcción, operación o clausura con el objetivo de minimizar las afectaciones y armonizar el diseño del emprendimiento con el medio.

Este es un enfoque que promueve las buenas prácticas ambientales, ya que no se diseña un proyecto y luego se observa como minimizar los distintos impactos, sino que ya se lo está teniendo en cuenta a la hora del diseño. Por otro lado, el incluir la componente ambiental en esta etapa incurre en costos menores en la realización del proyecto en relación con el diseño de un proyecto sin tener en cuenta un análisis ambiental y luego realizar un estudio de como mitigar los impactos que se tendrán en el entorno y no fueran estudiados previamente.

11.3.2 Construcción de la alternativa seleccionada

11.3.2.1 Actividades asociadas

Esta fase corresponde a las acciones necesarias para completar una obra civil de manera segura y materializa las actividades que llevan a la realización de la manifestación física del emprendimiento.

La actividad predominante será el movimiento y compactación de suelos.

En primera instancia, para la fundación de la presa se realizará la limpieza de terreno de espesor variable, tal como se muestra en la Figura 9-1, retirando suelo orgánico y árboles, esta limpieza se proyecta sea extendida a la zona del vaso del embalse. El retiro de la vegetación de la zona del vaso es necesario para evitar el aumento de materia orgánica al inundar el embalse y potencial riesgo de eutrofización, lo que generaría grandes problemas para el suministro de agua. El retiro de capa vegetal será luego utilizado en el empastado de un metro de espesor de los faldones mostrado en las láminas L03 y L06 del ANEXO X.

De acuerdo con lo establecido en la sección 9.2, los materiales a utilizar tanto en los faldones como en el núcleo y dentellón podrán ser extraídos del padrón del cliente, y se recomienda que se compacten hasta un grado de 92% y 95%, respectivamente. Sin embargo, los materiales del Dren no se encuentran dentro del padrón según los cateos realizados por lo que deberán comprarse los mismos de canteras cercanas al emprendimiento.

Una vez que se conformen la base y núcleo alcanzando la fundación, se realizará el hormigón de protección de la tubería de la obra de toma correspondiente.

Por otro lado, se tienen actividades comprendidas tanto en la represa existente como en la nueva toma del río e impulsión hacia la represa nueva.

En la represa existente se deberá realizar un movimiento de suelos asociado a la excavación de los faldones y núcleo para la colocación del sifón para descarga ambiental como se detalla en la sección 9.6, elemento que no está considerado en la instalación existente. Finalmente, se reconstruirán los faldones y núcleo y se realizará la cámara de aforo hacia la cual descarga el caudal ambiental.

Respecto a la obra de toma desde el río, se deberá realizar el pozo de bombeo y la excavación para el tendido de toda la línea de impulsión para la recarga de la nueva represa.

A continuación, se presenta un listado de actividades incluidas en la fase de construcción del emprendimiento:

- Instalaciones provisorias (obrador, servicios): Las instalaciones provisorias del obrador se realizarán cerca del camino existente para facilitar el fácil acceso de vehículos, maquinaria y personal. Además, el tendido eléctrico existente se encuentra sobre este camino, lo que facilita el acceso a energía eléctrica necesario para estas instalaciones.
- Acopio transitorio de material removido para su posterior uso: Se podrá acopiar material extraído de la zona de préstamos para oreo o acopio a la espera de colocar en la zona de acopio, que podría ubicarse próximo al obrador.
- Manejo y traslado de materiales hacia el sitio de construcción: Piedra partida para hormigón y balasto para caminería se podrá traer de cantera cercana ubicada en la localidad de Palmitas. Material arcilloso y granular granítico se extraerán de préstamos de las zonas del sitio de obra.
- Manejo y traslado de materiales en la obra e intermediaciones: los materiales que se traigan fuera del sitio de implantación de la obra se acopiarán en zona de acopio contigua a obrador.
- Retiro de instalaciones provisorias: al finalizar las obras se procederá al desmantelamiento del obrador y los servicios colocados para la construcción.

11.3.2.2 Aspectos e impactos asociados a la fase de construcción

Los principales impactos asociados a esta fase del emprendimiento, que se buscan minimizar a través de fases anteriores como el diseño y la operativa a la hora de construcción, corresponden a:

Incrementos de niveles sonoros y generación de emisiones de material particulado y gases debido al uso de maquinaria:

Los potenciales impactos asociados a este aspecto son los siguientes:

- Afectación de la calidad de aire por emisiones durante el movimiento de tierra y transporte en la obra
- Afectación a la fauna terrestre, con consiguiente desplazamiento temporal, debido al incremento del nivel sonoro en los alrededores de la obra
- Molestias a la población local debido al incremento de nivel sonoro y emisiones de polvo

Tabla 11-1: Enunciado de impactos referidos a emisiones sonoras y de polvo respecto al medio receptor.

Impacto	Medio	Signo
Afectación de la calidad de aire por emisiones durante el movimiento de tierra y transporte en la obra.	Físico	-
Afectación a la fauna terrestre, con consiguiente desplazamiento temporal, debido al incremento del nivel sonoro en los alrededores de la obra.	Biótico	-
Molestias a los residentes locales debido al incremento de nivel sonoro y emisiones de polvo.	Antrópico	-

- Descripción de los impactos

El uso de maquinaria estará concentrado en la actividad principal que es el movimiento de suelos y compactación. Las generaciones de emisiones serán puntuales, afectando directamente el entorno inmediato.

Como se describe en la sección 2 y 11.2, el emprendimiento se ubica en una zona rural, concentrándose la obra dentro del padrón 1876 rodeado por padrones propiedad del cliente (Figura 2-5) y se considera que no habrá numerosas máquinas trabajando en simultáneo, por lo que no se considera significativo el efecto de esta actividad en la mayor parte del tiempo.

Sin embargo, de acuerdo con lo que se describe en la sección 9.2 (Selección de materiales) el material fino necesario para el núcleo de la presa deberá extraerse dentro del predio, con una cantidad parcial fuera de la zona de cateos, específicamente en planicies de inundación que podrían contener depósitos de este tipo de material. Según la topografía del terreno, las curvas de nivel sugieren que una posible zona de depósitos se encuentra próxima a una casa existente en el predio, a aproximadamente 1,6 km del dique proyectado. Además, de las observaciones realizadas mediante relevamiento con dron indican la presencia de huellas de excavación en esta zona, a una distancia de 600 m aproximadamente, probablemente asociadas a la extracción de material fino durante la construcción de la represa existente (ver Figura 11-1).

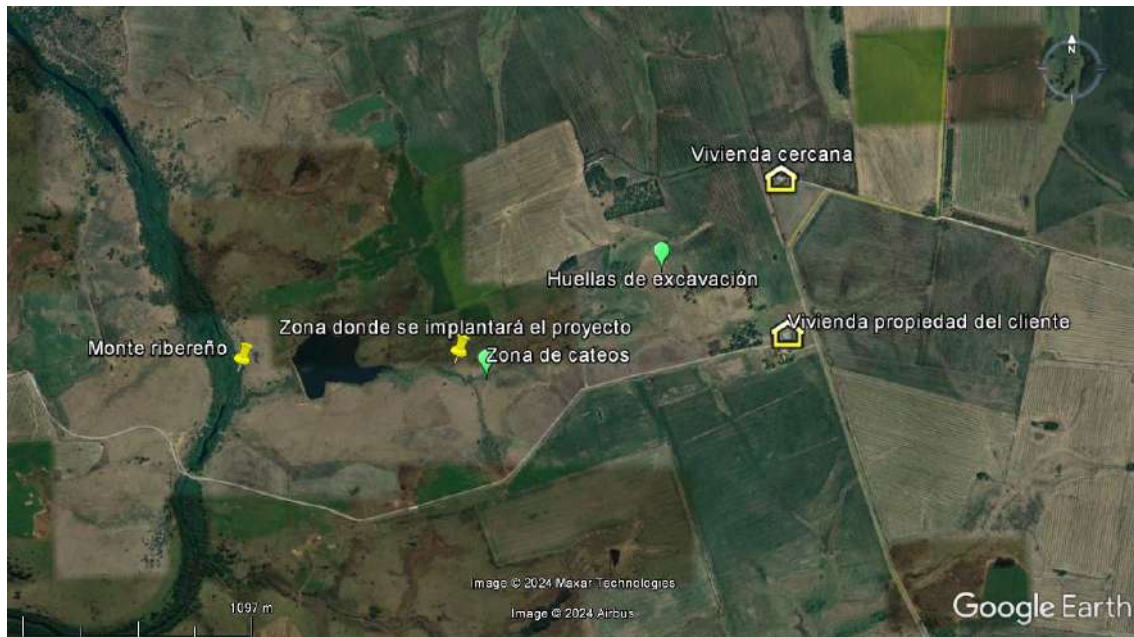


Figura 11-1: Identificación zona de cateos, huellas de excavación y viviendas cercanas.

Esta proximidad genera la necesidad de tener en cuenta los posibles impactos en cuanto a las emisiones de material particulado asociados a las tareas de extracción, transporte y manejo de los materiales en dicha área. También se deberá tener en cuenta el impacto sonoro, aunque debido a la distancia de las casas a la zona de extracción se considera que estas emisiones podrán disiparse de mejor manera en el medio antes de llegar a dicho receptor.

- Medidas de gestión

Si bien la cantidad de material fino requerida para los taludes proyectados es menor en comparación a las demás excavaciones, implementando una cantidad de maquinaria (traíllas) menor se podrá mitigar parcialmente estos impactos, además, se deberán implementar medidas para minimizar las molestias a los residentes de la casa cercana. Se propone entonces dar aviso del comienzo de los trabajos y horario de trabajo optimizando las tareas de extracción caso este sea el lugar óptimo y no exista otro lugar dentro del predio con el mismo costo de obtención de material fino asociado.

Referido a la excavación y movimiento de suelos en el vaso y para la estación de bombeo en el río San Salvador, se considera que se encuentran significativamente más alejada de la casa existente a la par de que la maquinaria empleada en estas actividades es reducida, por lo tanto, se entiende que no habrá un efecto significativo por estas actividades.

De todas formas, para mitigar la emisión de polvo durante estas tareas, se recomienda la cobertura de acopios para evitar voladura de material, limitar la velocidad de los vehículos y maquinaria en los caminos de acceso, realizar mantenimientos periódicos a la maquinaria de obra.

Movimiento de tierra para la construcción del dique y remoción de cobertura vegetal:

Los potenciales impactos que pueden ser generados por este aspecto se pueden definir como:

- Afectación a los ecosistemas debido al movimiento de tierra y remoción de vegetación en zona de implantación de represa nueva
- Afectación a la calidad del agua por arrastre de sólidos producto de erosión del suelo desnudo
- Afectación al paisaje debido a actividades propias de la construcción

Tabla 11-2: Impactos referidos al movimiento de tierra, desmonte de cobertura vegetal y tareas de construcción.

Impacto	Medio	Signo
Afectación a los ecosistemas debido al movimiento de tierra y remoción de vegetación en zona de implantación de represa nueva.	Biótico	-
Afectación a la calidad del agua por arrastre de sólidos producto de erosión del suelo desnudo.	Físico	-
Afectación al paisaje debido a actividades propias de la construcción.	Antrópico	-

- Descripción de los impactos

La zona que comprende el proyecto no se encuentra dentro de las SNAP según se describe en el punto 11.2, y dada la magnitud de la obra a realizar se entiende que no se tendrá un efecto significativo en la alteración del ecosistema actual.

Referido a las actividades propias de la construcción, la zona de préstamos para construcción del dique son propiedad del cliente, zona que ya se encuentra afectada antrópicamente debido a la explotación agrícola y la construcción de la represa existente previo al desarrollo del presente proyecto. De todas formas, considerando que el volumen de movimiento de suelos requerido más significativo es el de los faldones y la berma, se entiende que no habrá una modificación más allá del área del lago dado este material se podrá extraer desde la zona del vaso del lago proyectado. Además, existe una extracción de finos en menor cantidad que se tendrá que realizar fuera del vaso dado que en los cateos en el vaso no se aprecian cantidades suficiente y de fácil extracción.

La construcción del embalse nuevo se realizará de forma progresiva y controlada, evitando posibles arrastres de sedimentos tanto de parte del dique construido como de la zona de acopio hacia el río. Teniendo en cuenta que el curso donde se realizará el dique es intermitente, se aprovecharán épocas de verano con pocas lluvias lo que facilitarán las tareas de excavación y movimiento de suelos. El dique se realizará en forma de cuña, previendo siempre la realización de una zona más baja en fase de construcción que oficiará como aliviadero temporal en caso de una tormenta, evitando así el sobrepasamiento del dique en construcción. Luego una vez se llegue a cota de construcción de la obra de toma, se podrá utilizar esta unidad también como apoyo para aliviar aguas de avenidas en caso de tormentas durante la fase de construcción.

Durante la construcción del embalse se corre riesgo de que ocurra una tormenta que genere arrastre de sedimento de chacras dentro de la cuenca hacia el vaso del embalse aún en construcción. Estos sedimentos, cargados de materia orgánica, aportan

nutrientes al vaso del embalse, y al no encontrarse el mismo aún en operación, aumenta el riesgo potencial de eutrofización de este.

Por otra parte, referido a la apertura parcial a realizar en la represa existente que implica una excavación y posterior relleno, como se mencionó en la sección 9.6.4, esta apertura deberá necesariamente realizarse cuando el nivel del embalse existente se encuentre suficientemente bajo tal que permita trabajar, se concluye que no existirá un impacto significativo de arrastre de sedimentos hacia el río San Salvador por la apertura de la presa.

- Medidas de gestión

Se buscará minimizar la remoción de cobertura vegetal y movimientos de suelo en zonas externas al embalse.

Para las extracciones de finos fuera del vaso del embalse, si el estado final de las canteras es significativo, se deberá prever el relleno de las zonas de extracción utilizando los suelos orgánicos extraídos para la fundación de la presa.

Se realizarán los acopios transitorios en lugares donde no obstruyan el drenaje de aguas pluviales.

Con el objetivo de minimizar efectos de eutrofización y mantener el embalse con la mejor calidad de agua posible previo a su operación, se podrá realizar (durante la etapa constructiva) y siempre que el clima lo permita, un retiro de sedimentos que queden depositados sobre las planicies del vaso del embalse. Estos sedimentos podrían ser utilizados como relleno de las canteras de excavación que se realicen.

Generación de residuos de obra y efluentes:

Los posibles impactos que se identifican con este aspecto son los siguientes:

- Contaminación de suelos y aguas debido a la generación de residuos de obra y efluentes incorrectamente gestionados
- Afectación de los ecosistemas debido a la generación de residuos de obra y efluentes incorrectamente gestionados

Impacto	Medio	Signo
Contaminación de suelos y aguas debido a la generación de residuos de obra y efluentes incorrectamente gestionados.	Físico	-
Afectación de los ecosistemas debido a la generación de residuos de obra y efluentes incorrectamente gestionados.	Biótico	-

- Descripción de los impactos

La generación de residuos en la fase de construcción puede generar impactos directos sobre el suelo si no son gestionados de forma adecuada. A su vez, la generación de efluentes de tipo doméstico y efluentes provenientes de la construcción (como el curado del hormigón) podrá afectar tanto al suelo como a la calidad del agua, dependiendo de la disposición final prevista, pudiendo afectar también a los ecosistemas de la zona circundante.

- Medidas de gestión

Durante la realización de la obra se dispondrá un obrador con los servicios y oficinas necesarios para la buena ejecución de la obra. El mismo contará con servicio de baño químico para uso del personal.

Por otro lado, se considera contar con dos tarrinas en la zona de obrador, debidamente contenidas y tapadas para evitar derrames, en la que se almacenarán de ser necesario los posibles aceites, o fluidos hidráulicos que puedan surgir si se realiza mantenimiento in situ de la maquinaria. Posteriormente se le deberá buscar un destino apropiado de destino final o valorización, como puede ser por ejemplo lubricante para otras herramientas en el caso del aceite.

A su vez, se procurará que los efluentes generados a la hora de limpieza de tambores de hormigonado, por ejemplo, sean reutilizados en el curado del hormigón a realizar.

Demanda de mano de obra:

El potencial impacto asociado a este aspecto es:

- Activación temporal de la economía local debido a la contratación de servicios y mano de obra

Tabla 11-3: Impacto relacionado a la demanda de mano de obra para la realización de los trabajos.

Impacto	Medio	Signo
Activación temporal de la economía local debido a la contratación de servicios y mano de obra.	Antrópico	+

- Descripción del impacto

La construcción de la obra generará, aunque de manera temporal, potenciales plazas de trabajo relacionadas tanto a la construcción como a prestación de servicios para llevar a cabo los trabajos proyectados.

- Medidas de gestión

Se buscará fomentar la contratación de mano de obra local

11.3.3 Operación y mantenimiento

11.3.3.1 Actividades asociadas

Esta fase involucra todas aquellas actividades vinculadas con el funcionamiento y mantenimiento del sistema diseñado.

A continuación, se presenta un listado de las principales actividades incluidas en esta fase:

- Llenado del vaso: El embalse se irá llenando a lo largo de los meses por intermedio de escurrimientos durante eventos de precipitación y mediante la recarga proveniente del río San Salvador.
- Manejo de caudales de riego y ambiental: Este manejo prioriza en primera instancia a la descarga de caudal ambiental por sobre el riego en todo el período. Se tiene en cuenta durante determinados períodos, y en algunas circunstancias, el cliente deber asumir una pérdida de producción y una disminución del área a regar durante toda la zafra.
- Descarga de caudales excedentes por el vertedero: Ante eventos de tormenta y un eventual aumento del nivel del agua, el excedente de agua se descargará por los vertederos diseñados.
- Control de la estructura de la presa y aliviaderos: Se realizarán relevamientos periódicos observando si ocurren asentamientos anómalos, filtraciones, erosión y demás problemas que puedan generarse en el dique de la presa y aliviaderos correspondientes.
- Mantenimiento de taludes: Se controlará el crecimiento de la vegetación sobre los taludes, evitando crecimiento del tipo leñosa que pueda afectar permeabilidad en el dique. Se procurará el crecimiento de vegetación del tipo pasturas las cuales ayudan a controlar la erosión y formación de cárcavas.
- Limpieza periódica de la rejilla de la obra de toma: Se realizará una limpieza y mantenimiento periódico de la rejilla del cabezal de la obra de toma de manera de asegurar el abastecimiento de agua a la obra de toma. Esta actividad es extensiva hacia la captación del pozo de bombeo.
- Mantenimiento de pozo de bombeo, válvulas y conducciones: Se realizará un mantenimiento periódico chequeando que no haya obstrucciones en las conducciones y controlando el buen funcionamiento de las válvulas instaladas en el bombeo. Además, se deberá regular y corroborar un correcto funcionamiento del sistema de regulación de caudales y de las boyas que indican los niveles operativos.
- Registros de operación: Se llevarán registros diarios de nivel de los embalses y caudales tanto de recarga desde el río San Salvador, como de riego hacia los pivots y de descarga ambiental. Con estos datos se podrá elaborar planillas de volúmenes mensuales impulsados hacia riego y de recarga, y se tendrá un control de los volúmenes en cada embalse.
- Monitoreos: Se deberán realizar de manera periódica, monitoreos de calidad del agua del embalse con el objetivo de controlar la calidad del agua utilizada para el riego y monitoreando el sistema en cuanto a problemas de eutrofización. Se podrán realizar monitoreos geotécnicos anuales o luego de una avenida extrema para corroborar el estado del dique y obras anexas.
- Con el objetivo de llevar un historial de registros y mantenimientos realizados, se podrá realizar un reporte de mantenimiento preventivo periódico el cual podrá

incluir material fotográfico y estado de situación de las distintas componentes de la presa, obras anexas, aliviadero, estación de bombeo y línea de impulsión.

11.3.3.2 Aspectos e impactos asociados a la fase de operación

Los principales aspectos ambientales que se pueden asociar a esta fase corresponden a:

Presencia física de la presa y manejo de caudales de operación

Los principales impactos asociados a estos aspectos se pueden identificar como:

- Alteración del régimen hídrico por la modificación del régimen natural de la cuenca
- Cambio de la calidad del agua en la zona de los embalses y aguas abajo del sistema en el río San Salvador, con estancamiento y generación de potenciales procesos de eutrofización
- Alteración de las propiedades y uso del suelo
- Generación de potenciales conflictos socioeconómicos por el uso de agua del embalse y la toma de extracción del río
- Desarrollo de procesos erosivos aguas abajo de los embalses
- Control de inundaciones ante avenidas debido a la presencia física de las presas y manejo de caudales de operación

Tabla 11-4: Impactos relacionados a la presencia física del proyecto y manejo de caudales de operación.

Impacto	Medio	Signo
Generación de potenciales conflictos socioeconómicos por el uso de agua del embalse y la toma de extracción del río	Antrópico	-
Alteración de las propiedades y uso del suelo	Antrópico	-
Control de inundaciones ante avenidas debido a la presencia física de las presas y manejo de caudales de operación	Antrópico	+
Cambio de la calidad del agua en la zona de los embalses y aguas abajo del sistema en el río San Salvador, con estancamiento y generación de potenciales procesos de eutrofización	Físico	-
Desarrollo de procesos erosivos aguas abajo de los embalses	Físico	-
Alteración del régimen hídrico por la modificación del régimen natural de la cuenca	Biótico	-

- Descripción de los impactos y medidas de gestión

Generación de potenciales conflictos socioeconómicos por el uso de agua del embalse y toma del río San Salvador

Se identifican diferentes usos de agua, aguas abajo del proyecto diseñado que podrían llegar a desencadenar en un posible conflicto de intereses por el uso del agua de la misma cuenca de aporte.

Para satisfacer la demanda de usos de agua de terceros, aguas abajo de la toma de extracción y de los embalses, se considera en el diseño como prioridad, ante la utilización de agua como riego, la derivación del caudal ambiental. De esta manera, se logra cumplir con prioridad en el 100% de los meses de diseño la erogación del caudal ambiental previsto para el proyecto, recargando los embalses siempre que se pueda según los permisos otorgados.

Alteración de las propiedades y uso del suelo:

Según la descripción realizada en el punto 2.3.2, la zona donde estará ubicado el dique y el vaso del embalse corresponden con un suelo clasificado como de relativa baja productividad según el índice CONEAT. No se afecta zonas potencialmente aptas para uso agrícola, lo cual fue considerado en el diseño.

Control de inundaciones ante avenidas debido a presencia física de las presas y manejo de caudales de operación:

La presencia de las presas permitirá, en ciertos períodos, almacenar los volúmenes producidos por avenidas extremas, y en caso de que operen los aliviaderos permitirá laminar el caudal pico en el embalse, regulando de esta manera la descarga y mitigando las inundaciones que pudieran ocurrir aguas abajo de la zona del proyecto.

Cambio de la calidad del agua en la zona de los embalses y aguas abajo del sistema en el río San Salvador, con estancamiento y generación de potenciales procesos de eutrofización:

Se propone que se realice una gestión operativa del embalse nuevo que permita preservar la calidad del agua de este, una posible herramienta es la descarga de fondo diseñada para generar importantes descargas desde la cota 51,4 metros respecto al Cero Oficial. De acuerdo con el diseño realizado, la obra de descarga se encuentra prevista para amortiguar intensas descargas producidas por la apertura total de las válvulas de regulación, que es cuando más efectiva es la limpieza, así como también el dique resulta estable ante este fenómeno.

Por otro lado, la residencia del agua en el embalse es bajo debido a que el embalse será utilizado para riego, se buscará contar con el embalse lleno antes de que comience la zafra, por lo tanto, los niveles del embalse estarán variando constantemente. Esto mismo sucede en el embalse chico dado que si bien es de menor dimensión, la demanda de caudal ambiental continua evita tiempos de permanencia elevados del agua en el lago existente.

A su vez, como medida de control, se deberá monitorear tanto la calidad de agua de los embalses, como del río San Salvador aguas abajo de los mismos. Se propone entonces, monitorear los embalses con una frecuencia al inicio del riego y al corte del riego. Mientras que se monitoreará el río San Salvador en un punto aguas abajo de los embalses y zonas de riego, previo a la siembra, al inicio del riego, previo a la fertilización de cultivos, al cierre del riego y luego de la cosecha. De esta manera se tendrá un registro y control de la calidad del agua para riego en los embalses y la afectación que se pueda tener sobre el río en las diferentes etapas de la operación de todo el sistema, ya sea por la derivación del caudal ambiental desde los embalses como posibles afectaciones que se puedan llegar a dar por la fertilización de los cultivos si ocurren escurrimiento que pudieran llegar al cauce principal.

Los principales parámetros que se entiende necesario medir para el control de la calidad de agua en el sistema es son materia orgánica, pH temperatura, fósforo total, clorofila a, oxígeno disuelto, conductividad eléctrica, sólidos suspendidos totales, nitrato, coliformes fecales y DBO₅. De esta manera se conocerán las características de la calidad del agua en cuanto a carga de nutrientes, materia orgánica, riesgo de eutrofización y posibles contaminantes que se puedan dar por arrastre en avenidas como puede ser los coliformes fecales.

Desarrollo de procesos erosivos aguas abajo de los embalses

Las partículas suspendidas que llegan desde el curso de agua de aporte a los embalses se asentarán en los mismos debido al represamiento, reduciendo el aporte de sedimentos aguas abajo de las presas. La descarga de agua con menor contenido de sedimentos podrá lavar los lechos aguas abajo de las presas y erosionar el cauce, por lo que aguas abajo de las presas se pueden instaurar procesos erosivos.

El diseño de aliviaderos de la presa nueva se realizó de tal manera de evitar procesos erosivos al momento de descarga de las aguas de avenida. A su vez, se buscará operar el embalse de tal manera de reducir la sedimentación en el mismo por ejemplo utilizando la descarga de fondo como fuera mencionado en el punto anterior.

Por otro lado, para controlar tanto los procesos erosivos aguas abajo, como así también de los propios taludes, aliviaderos y cualquier efecto anómalo que ocurra en la estructura de la presa u obras anexas, se propone realizar y tener registro de un plan de mantenimiento. Dicho plan de mantenimiento podrá contar con una inspección mensual del capataz con registro fotográfico de todos los elementos de la presa, una inspección cada dos años realizada por Ing. Civil a cargo de la obra en la que contenga registro fotográfico, relevamientos y recomendaciones de mantenimiento, y una inspección que podría ser cada 5 años realizada por un Ing. Agrimensor que involucre un relevamiento topográfico detallado identificando zonas con potenciales problemas.

Alteración del régimen hídrico por la presencia de las presas y estación de bombeo, y el manejo de caudales de operación:

En el diseño de la presa se realizó el balance hídrico y un posterior diseño de una obra de descarga en el embalse de aguas abajo, teniendo en cuenta el cumplimiento del caudal ambiental que deberá ser monitoreado periódicamente con la estructura de aforo proyecta, el cual es establecido con el fin de mantener el funcionamiento de los ecosistemas existentes. Teniendo en cuenta, además, que el dique está establecido sobre una cañada intermitente, se considera que el impacto no será significativo.

Por otra parte, entre la nueva represa y el embalse existente se encuentra un tramo de aproximadamente 100 metros de cañada cuyo régimen hídrico se verá modificado. Considerando que la cañada es un cauce intermitente, se considera que la alteración de la escorrentía habitual no representa un impacto significativo, ya que el relevamiento realizado indica que es una zona de baja productividad. Además, en el diseño se prevé descargar sobre esta zona el caudal del aliviadero de la margen izquierda en eventos de crecida, así como también se conducirá la infiltración continua a través de la presa por un canal hacia el punto más bajo de la cañada y por último se prevé descargar por la obra de toma hacia el embalse chico a través de este tramo. Por lo tanto, se considera que el impacto de verter el caudal ambiental en la represa de aguas abajo modificando el régimen de escorrentía natural en este tramo no será significativo.

En cuanto a la estación de bombeo del río San Salvador para recarga de los embalses, se diseñó para operar la misma erogando como máximo el caudal aprobado de 120 l/s, destacándose que por diseño se opera a un máximo de 80 l/s durante zafra, estando así por debajo del límite establecido y volumen de extracción aprobado anual según lo indicado en la simulación de balance hídrico bajo este régimen de operación. A su vez, estas extracciones tienen como limitante los niveles de operación en el pozo de bombeo que limitan la extracción a un caudal que asegure el cumplimiento del caudal ambiental aguas abajo de la obra proyectada, por lo que el impacto sobre el régimen hídrico del río San Salvador no se considera significativo.

11.3.4 Clausura

11.3.4.1 Actividades asociadas

La fase de clausura consiste en el conjunto de las actividades que se realizan una vez finalizada la vida útil del emprendimiento. El objetivo de esta fase es la recuperación de la calidad ambiental, de forma de una vez finalizada la misma, el ambiente se encuentre lo más próximo posible al estado en que se encontraba antes de la implantación del proyecto, reduciendo riesgos a la salud humana, seguridad y formación de pasivos ambientales.

Las actividades de esta fase dependen de la valorización de alguno de los componentes del emprendimiento, por ejemplo, el embalse podría ser utilizado con otros fines distinto al abastecimiento de riego, como ser con fines recreativos.

Se listan alguna de las actividades que se pueden encontrar comprendidas en esta fase:

- Recuperación del medio: se vaciaría el embalse lentamente permitiendo el crecimiento de la vegetación a medida que el nivel del embalse disminuye.
- Apertura controlada del dique: Acompañando el descenso de agua del embalse, se excava un canal a través del dique, de forma que se reduzca la cota de vertido de la apertura también paulatinamente.
- Manejo de residuos: Se deberá buscar el mejor aprovechamiento de los residuos ya sea desde su valorización o correcta disposición final. Se tendrán residuos de tuberías, escombros, accesorios de estación de bombeo, entre otras piezas.
- Demolición, entierro o reacondicionamiento de las distintas obras: Para las estructuras a las que no se le encuentre un uso posterior a la clausura, se las demolerá o enterrará para eliminar cualquier riesgo a futuro de posibles problemas estructurales.

11.3.4.2 Aspectos e Impactos asociados a la fase de clausura

Los impactos ambientales correspondientes a esta fase del proyecto dependerán del tipo de valorización que tengan los distintos componentes del emprendimiento. Dentro de los principales aspectos que podría tener esta fase se encuentran:

Demolición de las presas

Los impactos asociados a este aspecto pueden considerarse como:

- Recuperación del caudal natural aguas abajo de los embalses
- Recuperación del paisaje natural
- Pérdida de la capacidad de control de inundaciones ante avenidas
- Arrastre de sedimentos acumulados en los lagos

Tabla 11-5: Impactos asociados a la demolición de las presas.

Impacto	Medio	Signo
Recuperación del caudal natural aguas abajo de los embalses	Físico	+
Arrastre de sedimentos acumulados en los lagos	Físico	-
Recuperación del paisaje natural	Antrópico	+
Pérdida de la capacidad de control de inundaciones ante avenidas	Antrópico	-

- Descripción de los impactos

En el caso que el embalse no tenga un uso posterior, se deberá realizar el cierre de las derivaciones y la demolición de las estructuras. Esto llevará a que se recupere, en alguna medida, el paisaje original previo a la implantación de los embalses, y a que aguas abajo de la presa se recupere el régimen hídrico previo a la instalación de los embalses.

A su vez, al demoler la presa, se perderá la capacidad de laminación de los caudales producidos por avenidas extremas, perdiéndose el control de inundaciones aguas abajo y ocasionando potencial arrastre de los sedimentos acumulados durante toda la operación de los embalses, cargados de materia orgánica y nutrientes.

- Medidas de mitigación

Luego del cierre de derivaciones y demolición de las estructuras, se recomienda realizar actividades de acondicionamiento del terreno tendientes a la recuperación de los espacios intervenidos, de manera que presenten características similares a las que tenían previas a la implantación del proyecto. En cuanto a los sedimentos en los lagos se buscará realizar una gestión y disposición adecuada evitando el arrastre que puede conllevar procesos de carga de lavado y eutrofización del curso aguas abajo.

Por otro lado, y posteriormente al desmantelamiento de la presa, se buscará encauzar el flujo a su cauce original.

Generación de residuos y efluentes

Los impactos asociados pueden referirse a:

- Contaminación del suelo y curso de agua por generación de residuos sólidos y efluentes incorrectamente gestionados
- Afectación de los ecosistemas debido a la generación de residuos sólidos y efluentes incorrectamente gestionados

Tabla 11-6: Impactos asociados a la generación de residuos y efluentes.

Impacto	Medio	Signo
Contaminación del suelo y curso de agua por generación de residuos sólidos y efluentes incorrectamente gestionados	Físico	-
Afectación de los ecosistemas debido a la generación de residuos sólidos y efluentes incorrectamente gestionados	Biótico	-

- Descripción de los impactos

Las acciones relacionadas con el proceso de clausura, referido principalmente al uso de maquinaria para desmantelamiento y demolición, podría ocasionar vertido accidental de combustibles, aceites u otros residuos o efluentes sobre el suelo o cursos de agua. De esta manera se estarían afectando los ecosistemas dependientes de esos hábitats.

- Medidas de mitigación

Al igual que para la fase de construcción, se deberá controlar que los residuos generados tanto de efluentes de servicios o efluentes y residuos generados del mantenimiento de la maquinaria tengan una correcta gestión de almacenamiento y disposición final o valorización en caso posible.

Demanda de mano de obra

Los impactos asociados son:

- Generación temporal de puestos de trabajo

Tabla 11-7: Impacto asociado a la demanda de mano de obra.

Impacto	Medio	Signo
Generación temporal de puestos de trabajo	Antrópico	+

- Descripción del impacto y medidas de gestión

Al igual que en la fase de construcción, los trabajos de abandono demandaran la contratación temporal de mano de obra, aunque el número de contrataciones para dicha fase puede ser considerablemente menor al de la fase de construcción.

Se buscará promocionar la contratación de mano de obra local.

11.4 Conclusiones

La concepción del sistema en su conjunto altera el régimen hidrológico aguas abajo de la presa y toma de agua, debido a que los caudales se modifican respecto a los caudales naturales. En particular para la cuenca intervenida se cuenta con una escorrentía anual media de 1,52 hm³, comprendiendo un volumen anual medio de riego de 1,18 hm³ y una descarga ambiental del sistema de embalses media anual de 0,28 hm³. Teniendo en cuenta el volumen de almacenamiento de los embalses, la mayor parte de la escorrentía media de la cuenca es retenida en los mismos para ser utilizada luego para riego. Es por esto, que es importante garantizar en todo momento, como fuera diseñado, el paso del caudal ambiental definido anteriormente. Teniendo en cuenta esta operativa en el diseño se logra minimizar este impacto en los ecosistemas.

Por otro lado, respecto a la calidad del agua en el embalse, se toman medidas de prevención de la eutrofización como ser la remoción de la capa vegetal en la zona de inundación. Este proceso de eutrofización se ve favorecido en condiciones de altas temperaturas, flujos de agua lénticos (como los del embalse en determinadas épocas) y presencia de nutrientes (lo que se busca evitar con el retiro de la vegetación en la zona a inundar). A su vez, en este caso en particular, al tratarse de un embalse para riego, el mismo no tendrá un tiempo de permanencia alto del agua, siendo aproximadamente 7 meses para el embalse proyectado y 2,5 meses para el embalse existente, por lo que actúa como medida de prevención para el proceso de eutrofización. A su vez, se realizará un plan de monitoreo de la calidad del agua tanto del embalse como del río San Salvador, lo que permitirá tener un historial de la calidad a lo largo del tiempo que permitirá tomar decisiones de operación en cuanto al riego y manejo de los niveles de los embalses.

El suelo será afectado debido a la excavación y utilización de material para la realización del dique, aunque se buscará que la zona de préstamo y mayor área de suelo afectado sea la correspondiente al vaso del embalse. A su vez, el embalse tendrá un impacto paisajístico respecto a la condición que se tiene sin la construcción del embalse y se destaca que no se afectará padrones vecinos con la construcción de este.

Según se desarrolló en el análisis de alternativas, teniendo en cuenta la componente ambiental durante todo el diseño, y de acuerdo con el análisis ambiental realizado en esta sección se entiende que la implantación del sistema diseñado es ambientalmente viable de construir en la zona de estudio. Se presentan medidas de prevención y mitigación para los impactos identificados. El principal impacto identificado es la

alteración del régimen hidrológico natural, aunque con un adecuado manejo del caudal ambiental, como fuera tenido en cuenta en el diseño, es posible mitigarlo.

Finalmente, como se menciona en la sección 11.1, el emprendimiento no queda comprendido dentro de las actividades del Decreto 345/005. Sin embargo, se debe realizar la solicitud de uso privativo de aguas públicas ante la DINAGUA.

12 Análisis económico

En esta sección se realiza un análisis de los costos de inversión que implica la construcción de la alternativa seleccionada y diseñada, y los costos de operación y mantenimiento anuales. Esto incluye todo el sistema de recarga y almacenamiento desde el pozo de bombeo que toma desde el río San Salvador hasta el embalse nuevo.

12.1 Costos constructivos

En la Tabla 12-1 se presenta un resumen de los rubros y costos estimados para la concepción del proyecto estudiado en este documento. Los metrajes y correspondientes costos unitarios de cada ítem se presentan en detalle en la sección X.I del ANEXO X.

Tabla 12-1: Estimación de costos de los distintos rubros de la etapa de construcción para el sistema diseñado.

1	Presa	Costo total en USD	Mano de obra en USD
1.1	Desmonte	33.102,00	-(1)
1.2	Terraplén	455.557,00	-(1)
1.3	Protecciones	178.125,50	15.500,00
1.4	Obra de toma de embalse	56.869,90	14.500,00
1.5	Descarga ambiental	10.453,63	1.560,00

(1): incluida en subcontratos con empresas rurales.

Subtotal Presa en USD	734.128,03
Subtotal Presa + Imprevistos (5%) en USD	770.834,43
Mano de Obra Presa en USD	31.560,00
Leyes Sociales Presa en USD	18.936,00

2	Bombeo Río	Costo total en USD	Mano de obra en USD
2.1	Obra de toma de río + Estación de bombeo	75.372,00	5.000,00
2.2	Conducción de impulsión y descarga	201.128,38	7.520,00

Subtotal Bombeo Río (USD)	276.500,38
Subtotal Bombeo Río + Imprevistos (20%)	331.800,46
Mano de Obra Bombeo Río (USD)	12.520,00
Leyes Sociales Bombeo Río (USD)	7.512,00

Resumen Costo Total	
Costo Subtotal Presa + Imprevistos en USD	770.834,43
Costo Subtotal Bombeo Río + Imprevistos en USD	331.800,46
Subtotal sin IVA ni LLSS en USD	1.102.634,89
IVA (22%) en USD	242.579,68
Leyes Sociales (75% del M.I.) en USD	26.448,00
COSTO TOTAL con IVA + LLSS en USD	1.371.662,56

Además, se realiza una ponderación de todos los ítems que conforman los rubros del costo de la obra, como se muestra en la Tabla 12-2. De esta ponderación se aprecian los principales ítems que influyen en el costo de la obra siendo en orden de relevancia el terraplén de la presa, la conducción de la impulsión para recarga y las protecciones de la presa, luego los demás ítems tienen menor orden de incidencia, pero entre estos el que se destaca es la estación de bombeo sobre la margen del río San Salvador.

Tabla 12-2: Ponderación de ítems de los costos de la obra proyectada.

Ítem	Peso sobre costo total (%)	Costo en USD
Desmonte	3,3	33.102,00
Terraplén	45,1	455.577,00
Protecciones	17,6	178.125,50
Obra de toma	5,6	56.869,90
Descarga ambiental	1,0	10.453,63
Obra de Toma + Estación de Bombeo	7,5	75.372,00
Conducción de impulsión y descarga	19,9	201.128,38
Subtotal sin IVA ni LLSS ni imprevistos	100,0	1.010.628,41

12.1.1 Condición de diseño mínimo

La condición de diseño mínimo del proyecto corresponde el sistema proyectado para reducir los costos sin comprometer el medio biótico ni el cumplimiento de la demanda de riego establecida por el cliente. Se entiende que esta alternativa podría ser implementada por el contratista en caso de que el cliente opte por una solución más económica que la obra proyectada inicialmente. Cabe destacar que la simplificación necesariamente corresponde a una disminución de la robustez del sistema y a su vez un aumento de los costos de mantenimiento de la obra.

Considerando los ítems de principal incidencia en el costo de la obra (Tabla 12-2) la alternativa planteada para alcanzar la condición de diseño mínimo corresponde a:

- No colocar el enrocado de resguardo en la presa, planificando tareas de mantenimiento con de relleno de la huella de erosión provocada por la acción del oleaje en el talud de aguas arriba
- No realizar la obra civil para la estación de bombeo, sino que utilizar la infraestructura existente.

De esta manera, se reducen los costos de los ítems 1.3 y 2.1 de la Tabla 12-2 presentada anteriormente, obteniendo como costo de cada uno de estos ítems y el costo total de la obra el que se presenta en la Tabla 15-3.

Tabla 12-3: Costo de ítems modificados y costo total de la etapa de construcción del sistema cumpliendo con la condición mínima de diseño. Los demás ítems se mantienen igual que la Tabla 12-2.

1	Presa	Costo total en USD	Mano de obra en USD
1.3	Protecciones	35.791,50	3.500
2	Bombeo Río	Costo total en USD	Mano de obra en USD
2.1	Obra de toma de río + Estación de bombeo	59.802,00	3.000,00
Resumen Costo Total			
Costo Subtotal Presa + Imprevistos en USD		621.383,73	
Costo Subtotal Bombeo Río + Imprevistos en USD		314.316,46	
Subtotal sin IVA ni LLSS en USD		935.700,19	
IVA (22%) en USD		205.854,04	
Leyes Sociales (75% del M.I.) en USD		18.048,00	
COSTO TOTAL con IVA + LLSS en USD		1.159.602,23	

12.2 Costos operativos y de mantenimiento

Se estiman los costos de mantenimiento y operación anual del sistema proyectado, correspondiente a:

- Costo energético anual
- Costo de mantenimiento del sistema diseñado anual
- Costo anual de operario

12.2.1 Costo energético anual

El costo energético anual del sistema proyectado corresponde principalmente a:

- El consumo energético del sistema de bombeo desde el río San Salvador para los equipos seleccionados y el régimen de operación proyectado.
- El consumo energético del sistema de bombeo para riego desde el embalse proyectado, cuyo diseño escapa del alcance de este proyecto pero que se puede estimar a partir de la demanda agrícola, conociendo la ubicación proyectada para la estación de bombeo y la ubicación de los *pivots*.

El proceso de cálculo implementado para ambos bombeos consiste en establecer en orden: la potencia eléctrica de operación, luego el tiempo de operación anual, luego el costo energético por unidad de tiempo de operar a esta potencia y finalmente el costo de operación anual incluyendo además costos fijos y costos por potencia contratada.

Bombeo desde el río San Salvador

Para el bombeo desde el río se seleccionaron bombas marca Flygt, modelo 1330S-100X.253.S62.400 de potencia de 24 kW, donde se proyecta instalar tres bombas para lograr poder erogar el máximo caudal de recarga de 120 l/s. Se estima que se tendrá entonces una potencia instalada en torno a 72 kW, que clasifica dentro del pliego tarifario como mediano consumidor el cual se asume ya se encuentra instalado en el bombeo desde el San Salvador existente.

Se calculan entonces los días de operación mensual partir del volumen recargado anual resultado de la modelación de balance hídrico del sistema en 44 años agrícolas (Figura 7-4) considerando perdidas del 5% en el sistema presurizado, presentado en la Tabla 12-4.

Tabla 12-4: Volumen de bombeo anual y días de operación promedio mensual para años característicos de la modelación de balance hídrico.

Bombeo anual	Volumen anual bombeado (m3)	Días de operación mensual
Mínimo bombeo en 44 años (2002)	206.854	2,4
Bombeo promedio en 44 años	764.692	8,9
Máximo bombeo en 44 años (2021)	1.022.400	11,8

Por otro lado, con la tarifa de mediano consumidor se asume que el sistema existente tiene contratado un nivel de tensión MC2 (6,4 – 15 – 22 kV). Por lo tanto, a partir del pliego tarifario se obtiene el precio del consumo de la energía y el costo por potencia máxima medida en llano y en valle, además se obtiene el costo fijo mensual, estos valores se presentan en la Tabla 15-73 del ANEXO X

Como se proyecta el bombeo durante 20 horas por día con un caudal de 120 l/s fuera de zafra y 80 l/s en zafra, se tendrá un consumo de una potencia de 48 kW por seis meses y 72 kW por los otros seis meses del año. Al operar el bombeo 20 horas diarias se evita el horario de punta de 18 a 22 horas. Considerando entonces siete horas diarias como precio valle y trece horas diarias como precio llano se obtiene el costo energético diario de operación del bombo desde el río San Salvador:

$$CE_{diario, zafra} = 48 \text{ kW} \cdot \left(7 \text{ hrs} \cdot 2,390 \frac{\$}{kWh} + 13 \text{ hrs} \cdot 4,4974 \frac{\$}{kWh} \right) = \$ 3.609$$

12-1

$$CE_{diario, fuera zafra} = 72 \text{ kW} \cdot \left(7 \text{ hrs} \cdot 2,390 \frac{\$}{kWh} + 13 \text{ hrs} \cdot 4,4974 \frac{\$}{kWh} \right) = \$ 5.414$$

12-2

Finalmente, con los costos energéticos diarios según los días de operación mensual de sistema de bombeo (Tabla 12-4), con un costo fijo de \$1.000 mensual y un costo por potencia máxima medida de \$ 182,3/kW en llano y de \$ 34,2/kW en valle, se obtiene el costo energético anual de operación del bombeo desde el río San Salvador que se presenta en la Tabla 12-5.

Tabla 12-5: Costo energético anual de operación del bombeo desde el río San Salvador para años característicos de la modelación de balance hídrico.

Bombeo anual	Costo energético anual (\$)
Mínimo bombeo en 44 años (2002)	157.210
Bombeo promedio en 44 años	506.771
Máximo bombeo en 44 años (2021)	668.260

Bombeo a riego

Para el caso de bombeo desde el embalse hacia *pivots*, se estima la potencia de la bomba a instalar en la obra de toma mediante la ecuación 12-3, resultando en una potencia de 271,9 kW.

$$P = \frac{\gamma QH}{\eta}$$

12-3

Siendo:

- P la potencia de la bomba.
- γ el peso específico del agua considerado como 1 KN/m³.
- $Q = 328,1$ l/s el caudal erogado por el bombeo presentado en la sección 9.5.1.
- $H = 59,2$ metros el desnivel de bombe entre la estación de bombeo en el embalse y el *pivot* de diseño, calculado como se detalla en la sección X.II.II del ANEXO X.
- η es la eficiencia de la bomba a instalar asumida como 70%.

Considerando la potencia máxima de 271,9 kW se propone la instalación de un medidor para la obra de toma de la represa proyectada al que le corresponde la tarifa de grande consumidor según el pliego tarifario de UTE. Nuevamente, a partir del pliego tarifario se obtiene el precio de la energía y el costo por potencia máxima medida en llano y en valle, además se obtiene el costo fijo mensual, estos valores se presentan en la Tabla 15-74 del ANEXO X.

Entonces con la dotación de cultivo proyectada de 2.500 m³/ha, considerando pérdidas del 5% en el sistema presurizado para riego de 450 ha se obtiene el volumen de bombeo anual a riego. Luego con el caudal de diseño de 328,1 l/s se obtienen las horas de bombeo para suplir la demanda proyectada al caudal de diseño, lo anterior se resume en la Tabla 12-6

Tabla 12-6: Volumen de bombeo anual y horas de operación del sistema de bombeo a pivots.

Volumen de bombeo (m ³)	Horas de operación
1.181.250	1.000

Considerando además que se proyecta para 20 horas de operación diaria, evitando las horas de punta al igual que para el bombeo desde el río San Salvador, con siete horas diarias como precio valle y trece horas diarias como precio llano se obtiene el costo energético diario de operación del bombeo a riego:

$$CE_{diario,riego} = 271,9 \text{ kW} \cdot \left(7 \text{ hrs} \cdot 2,339 \frac{\$}{kWh} + 13 \text{ hrs} \cdot 4,048 \frac{\$}{kWh} \right) = \$ 18.762$$

12-4

Finalmente, con el costo energético diario considerando las 1.000 horas de operación en jornadas de 20 horas, con un costo fijo de \$ 5.860 mensual, un costo por potencia máxima medida de \$ 252,0/kW en llano y de \$ 49,2,2/kW en valle, se obtiene el costo energético anual de operación del bombeo hacia riego:

Tabla 12-7: Costo energético anual de operación del bombeo desde el embalse proyectado a pivots.

Costo energético anual (\$)
1.090.412

Costo energético total

El costo energético anual del sistema se obtiene a partir del costo energético anual de las dos unidades de bombeo, considerando el precio del dólar equivalente a 43 pesos uruguayos como se presenta a continuación:

Tabla 12-8: Resumen de costo energético anual del sistema proyectado.

Costo de Bombeo desde el río (\$)	Costo de bombeo a riego (\$)	Costo total (\$)	Costo total (USD)
506.771 ^(*)	1.090.412	1.597.183	37.144

(*): Considerando un volumen promedio de bombeo

12.2.2 Costo de mantenimiento y operación anual

El costo de mantenimiento comprende la reparación y/o mantenimiento previsto de tuberías, equipos y represa pudiéndose estimar en un 5% de la inversión inicial.

Esto puede contemplar entre otras cosas:

- Reparaciones necesarias de pérdidas en tuberías
- Mantenimiento de la estación y equipos de bombeo
- Mantenimiento de protecciones de la presa, como ser verificación y/o recolocación de protecciones luego de una crecida importante
- Verificación de la erosión y mantenimiento periódico de los aliviaderos de ambas presas
- Verificación y mantenimiento del sistema para asegurar el caudal ambiental y obra de toma para impulsión hacia riego

Teniendo en cuenta la sección 12.1 se puede estimar el costo del mantenimiento anual en un 5% del costo de inversión del proyecto, lo que sería un costo del entorno a **USD 68.583**

Adicionalmente, se tiene un costo debido a la operación del sistema (más allá de lo mencionado del costo energético). Se estima que mínimamente el sistema podrá ser operado mediante un capataz general y dos peones de campo (pudiendo ser uno especializado y otro sin especialización), donde según el último consejo de salarios del día 9 de agosto de 2024¹⁶ se tienen los siguientes laudos mensuales:

- Capataz General: \$40.362
- Peón especializado: \$34.931
- Peón sin especialización 1: \$29.439

Por lo tanto, el costo anual asociado a la contratación de personal del sistema sería de \$1.256.784, lo que es equivalente a **USD 29.228**.

¹⁶ <https://aru.org.uy/wp-content/uploads/2024/08/ajuste-salario.pdf>

12.3 Síntesis

En esta sección se resumen los resultados de las estimaciones de los costos de inversión de la etapa de construcción, y además el costo de operación y mantenimiento del sistema diseñado.

Tabla 12-9: Resumen de costos de inversión y operación.

Costo de presa (USD)	770.834
Costo de bombeo de recarga (USD)	331.801
Costo total de inversión inicial con IVA y LLSS (USD)	1.371.663
Costo energético de operación anual (USD)	37.144
Costo personal anual (USD)	29.228
Costo mantenimiento anual (USD)	68.583

Tomando el costo total de inversión de la obra y dividiendo entre las hectáreas máximas que se proyecta regar de 450 ha, se obtiene el índice costo de inversión por cada hectárea productiva de 3.048 USD/ha. Cabe destacar que en el presente diseño no se tuvo en cuenta el costo asociado a la impulsión a *pivot* y lo equipos de riego, lo que genera un aumento del valor de este índice en torno a 1.500 USD/ha (Piedrabuena, 2014).

A modo de comparación, el valor del índice antes mencionado en inversiones en represa más sistema de bombeo durante el año 2022 en Uruguay¹⁷ se encuentra aproximadamente en 4.000 USD/ha, que corresponde a un valor inferior al estimado para la obra si se considera el costo de inversión de la distribución a riego no diseñada en el presente proyecto. Se entiende como probable que el proyecto planteado resulte menos eficiente que proyectos que no requieran invertir en recargar el embalse por bombeo, sino que la cuenca resulte suficiente, dado que se observa en la Tabla 12-2 existe una fuerte incidencia sobre el costo total del rubro asociado a la ejecución del bombeo de recarga.

Por otra parte, en la Tabla 12-2 se aprecia el porcentaje de incidencia que tiene la construcción del terraplén, protecciones y la línea de impulsión desde el río en los costos totales de la obra. Se deberá planificar y prestar especial cuidado en estas etapas de modo de optimizar los tiempos de obra y no incurrir en mayores costos. Cabe destacar que para los tres rubros mencionados el porcentaje del costo destinado a imprevistos que le corresponde (aproximadamente 5 %) no sugiere que se pueda inferir en mayores costos, no así para el rubro de excavación de la obra de toma del río.

Aparte del costo estimado para la obra proyectada, como se describe en la sección 12.1.1 se plantea la posibilidad de ejecutar una obra bajo la condición de diseño mínimo. El costo correspondiente a esta opción, en comparación con el total de las unidades proyectadas, se presenta en la Tabla 12-10.

Si bien se observa que la condición mínima de diseño reduce significativamente el costo inicial de inversión, incluso por encima del costo anual de operación del sistema, esta

¹⁷ Considerando producción individual de maíz y soja (Centro de Estudios de la Realidad Económica y Social, 2023)

alternativa implica un aumento de los costos operativo con la necesidad de planificar tareas de mantenimiento periódico de desmonte, relleno y la compactación de la huella de erosión en el talud de aguas arriba causada por el oleaje, además de un mayor riesgo de daños a las unidades de bombeo debido a la exposición de la infraestructura existente. Cabe destacar que, de las dos modificaciones propuestas en la condición mínima de diseño, resulta significativamente más relevante el costo del enrocado dado que corresponde al 85% de la disminución del costo de la obra, enrocado que se recomienda su colocación por normativas internacionales y guías de seguridad de presa.

Tabla 12-10: Comparación de la unidad diseñada con la condición de diseño mínimo.

Condición	Costo total de inversión inicial con IVA y LLSS (USD)
Obra proyectada	1.371.663
Mínimo diseño	1.159.602

Por último, referido a los costos estimados para el uso de energía eléctrica, cabe destacar los costos de operación estimados pueden variar de acuerdo con el volumen recargado desde el río San Salvador según las necesidades de cada año agrícola. En la Tabla 12-5 se muestra la sensibilidad del costo de operación anual del bombeo desde el río de acuerdo con diferentes zafras simuladas en el balance hídrico, se recomienda entonces operar optimizando las condiciones de riego y el llenado del embalse, de manera de no recargar el embalse innecesariamente. Algunas recomendaciones de manejo de este recurso hídrico y de los embalses para la gestión de riego fueron realizadas en la sección 7.7.

13 Síntesis del proyecto

En el presente capítulo se busca resumir todas las actividades realizadas para cumplir con los objetivos establecidos de acuerdo con el alcance del proyecto.

El objetivo del proyecto fue diseñar un sistema de abastecimiento capaz de satisfacer la demanda de agua para riego establecida por el cliente, quien actualmente cuenta con una pequeña represa en una cañada afluyente del río San Salvador y una toma directa desde este río.

Como punto de partida, se realizó un análisis del sistema existente para evaluar su capacidad de abastecer una nueva demanda estimada como un porcentaje de la demanda total que le exigiría a un nuevo sistema. Dado que si pudiese regar un porcentaje sin la construcción de nuevas unidades no le justifica construir un nuevo sistema. El análisis inicial indicó que el sistema existente era altamente sensible a fallas, especialmente bajo condiciones climáticas desfavorables. Esto concluyó la necesidad de evaluar nuevas alternativas más robustas para el emprendimiento agrícola.

Se desarrolló entonces, una evaluación de alternativas incorporando las necesidades del cliente y considerando factores técnicos, económicos y ambientales. Para realizar esto, fue necesario recopilar información específica sobre la zona de estudio a escala local y regional además de información de base específica que es útil para el proyecto. Del análisis multicriterio se concluyó que la mejor opción es construir un nuevo sistema que integrara y complementara las obras existentes. El diseño propuesto incluye una nueva represa aguas arriba de la actual, junto a una estructura de bombeo reemplazando la ya existente y garantizando un abastecimiento más robusto, eficiente y menos vulnerable a condiciones climáticas adversas.

En el diseño de la represa de materiales sueltos se definió su ubicación dentro del predio del cliente, buscando maximizar el volumen almacenado en relación con la superficie del predio del cliente que se está inundando. Además, se tuvo en cuenta el volumen de movimiento de suelos involucrado según la ubicación de la represa, la interacción y las dificultades involucradas en la ubicación de la represa por presencia del tendido eléctrico y la calle en la margen derecha, la casa ubicada aguas arriba y la presencia del lago de la represa existente aguas abajo.

En paralelo a esto, se definieron cuáles son los criterios que debe cumplir la toma de extracción ubicada en el río San Salvador. Estando definida su ubicación y conociendo las condiciones legales de operación, se realiza un estudio para estimar cual es la disponibilidad hidrológica de agua para extracción.

Se analizaron series históricas de precipitación, evaporación y evapotranspiración representativas de la zona, mientras que el caudal en el río San Salvador se estimó la escorrentía a partir de una serie de datos obtenidos del mismo río aguas abajo y se correlacionaron estos datos con series de precipitaciones para extender la cantidad de datos. Por último, utilizando estas series históricas, y combinando con la información estadística de DINAGUA, se determinó tanto para la toma de extracción como para el sistema de dos represas el caudal ambiental siguiendo su determinación provisoria (Decreto N°368/018, 2018).

Con la precipitación, el caudal, la evaporación, la evapotranspiración, el tipo de suelo y la disponibilidad de agua en el río, se implementó una herramienta de balance hídrico con paso mensual para el sistema compuesto por dos embalses y la toma de extracción. A partir de este análisis, se definió una configuración que asegure el cumplimiento del

caudal ambiental en las simulaciones y establece los criterios para el uso del agua proveniente del río San Salvador para recargar cada embalse.

Con la demanda establecida por el cliente, se determinó la cota de vertido necesaria para garantizar el abastecimiento de riego en las simulaciones, acorde con los requisitos del cliente. La cota de la obra de toma se definió considerando el volumen del lago y el volumen que quedaría por debajo de esta cota garantizando la no obstrucción del sistema por la sedimentación en el lago. En la Tabla 13-1 se presentan las características hidrológicas resultantes tanto para el embalse proyectado como para las unidades existentes.

Tabla 13-1: Resumen de características hidrológicas del sistema.

Variable	Unidad	Valor
Volumen almacenado de embalse proyectado	hm ³	1,0
Volumen almacenado de embalse existente	hm ³	0,2
Área de la cuenca del embalse proyectado	km ²	3,2
Área de la cuenca del embalse existente	km ²	0,6
Área de la cuenca de la toma de extracción	km ²	935,6

Conocida la cota de vertido, se realizó el diseño de dos aliviaderos tipo canal excavado a ambos lados de la presa, donde se verificó que los canales tuvieran un correcto funcionamiento hidráulico ante una avenida de proyecto, en la Tabla 13-2 se resumen las características de los aliviaderos proyectados.

Tabla 13-2: Resumen de características de aliviaderos proyectados.

ID	Margen	Ancho (m)	Largo (m)	Excavación (m ³)
Aliviadero 1	Derecha	15,0	202	7.845
Aliviadero 2	Izquierda	15,0	195	6.941

Posteriormente, se define la cota de coronamiento para resistir fenómenos de oleaje y sobrelevaciones de avenidas en base a recomendaciones bibliográficas. En la Tabla 13-3, se presentan las principales cotas de diseño de la presa proyectada.

Tabla 13-3: Resumen de cotas de diseño, referidas al Cero Oficial.

Cota de la obra de toma	Cota de vertido	Cota de coronamiento
51,40	59,00	60,60

Definido el coronamiento se definió la tipología de la represa de materiales sueltos proyectada, para esto se analizaron datos de cateos en la zona de estudio de donde se identificaron altas densidades de afloramientos, importantes cantidades de un material granítico granular resistente pero altamente dispersivo y algunos depósitos de arcillas en menor cantidad.

Con los materiales disponibles se estudió en el software Geostudio la estabilidad de la presa ante el flujo y el equilibrio límite de estabilidad de taludes, fue necesario realizar iteraciones para minimizar los gradientes hidráulicos y cumplir con criterios de seguridad en términos de estabilidad de taludes según diferentes escenarios de solicitaciones. Se obtuvo la sección transversal de la presa resumida en faldones que incluyen una berma aguas abajo, un núcleo que alcanza la cimentación y un dren longitudinal a lo largo de la presa con tuberías de descarga atravesando la presa. Además, se realizó el diseño de los filtros de protección de migración de material fino y del enrocado de protección

contra el oleaje. Se resumen en la Tabla 13-4 las principales dimensiones de caracterizan la sección transversal.

Tabla 13-4: Resumen de sección transversal de la presa proyectada.

Elemento	Unidad	Valor
Altura máxima de agua	m	13,6
Altura máxima del dique	m	15,2
Altura máxima de berma	m	6,2
Ancho del coronamiento	m	6,0
Ancho de berma	m	6,0
Longitud del dique	m	373
Longitud de berma	m	162
Volumen de terraplén	m ³	112.066

Con la sección transversal se realizó el diseño de la obra de toma para captación de agua en la presa, que se utiliza además como ocasional descarga y para abastecer de agua al embalse chico de manera de cumplir con el caudal ambiental. El diseño de esta obra de toma llega hasta el punto previo a la estación de bombeo para riego a *pivots*, dado que el diseño de estas unidades excede el alcance de este proyecto. Además de la obra de toma se diseñó un sifón con una cámara de aforo en el embalse existente para poder cumplir con el caudal ambiental proyectado a abastecer desde este embalse.

Por otra parte, se realizó el diseño del bombeo desde el río San Salvador hacia el embalse nuevo para recarga de este (y del embalse existente como *by-pass* por la obra de toma). Se incluye el diseño de un pozo de succión con tres bombas sumergibles, la impulsión con un *manifold* dentro de la estación de bombeo y una tubería enterrada fuera de esta, y una descarga al lago una cámara de hormigón ubicada en la margen del lago.

El diseño de la impulsión incluye el estudio de transitorios hidráulicos utilizando el software Allievi, donde se modelan distintos escenarios que permiten diseñar los elementos de protección, escenarios como el encendido y el apagado controlado de las bombas, así como también asegurar un correcto funcionamiento de la presa ante escenarios accidentales por el apagado repentino de las bombas debido a una falla eléctrica.

Luego, el sistema de bombeo es verificado con la colocación de dispositivos que permitan un funcionamiento adecuado considerando la normativa de extracción establecida por DINAGUA y que permitan el arranque de las bombas para evitar fenómenos transitorios del amperaje de la red eléctrica, estableciendo además los criterios de operación del bombeo que aseguren el cumplimiento del caudal ambiental aguas abajo en el río. En la Tabla 13-5 se presentan las principales características del sistema de bombeo proyectado.

Tabla 13-5: Características del bombeo proyectado.

ID	Unidad	Valor
Cota de bombeo	m	29,0
Cota de descarga	m	59,6
Potencia instalada	kW	72,0
Cantidad de bombas	-	3,0
Largo tubería impulsión	m	1.152,0

En este proyecto, la normativa ambiental nacional indica que el proyecto no requiere realización de la solicitud de Autorización Ambiental Previa ante Ministerio de Ambiente. Sin embargo, se realizó una recopilación del marco normativo y legal aplicable en términos ambientales para asegurar la integridad del medio donde se ejecuta el proyecto. Se identifican las principales actividades en las diferentes etapas del proyecto y se describen impactos identificables en el mismo. En los casos que se identifique un impacto se proponen estrategias de mitigación de estos.

Con el fin de conocer el resultado del proyecto en términos económicos, se realizó un análisis en el cual se identifican los metrajes para obtener un costo total de inversión de la obra. Además, considerando el sistema de bombeo proyectado se estiman también los costos energéticos asociados al sistema, incluyendo además un costo energético de operación de la estación de bombeo a *pivots* no proyectada. Por último, se realiza una estimación del costo de mantenimiento anual que le corresponde a la obra diseñada, generando así una visual económica de todas las unidades proyectadas, resumidos en la Tabla 13-6.

Tabla 13-6: Resumen de costos de inversión, operación y mantenimiento.

Costo de inversión (USD)	Costo energético (USD/año)	Costo de operación (USD/año)	Costo de mantenimiento (USD/año)
1.371.663	37.144	29.228	68.583

El presente documento corresponde a la Memoria Descriptiva y de Cálculo del proyecto en el cual se desarrolla las actividades resumidas anteriormente, donde además se presentan las láminas gráficas del proyecto que se resumen a continuación en la Tabla 13-7.

Tabla 13-7: Resumen de láminas del proyecto.

Lámina	Descripción
L01	Ubicación General del emprendimiento agrícola del proyecto
L02	Ubicación Específica del emprendimiento agrícola del proyecto
L03	Represa proyectada
L04	Aliviadero 1 ubicado en la margen derecha
L05	Aliviadero 2 ubicado en la margen izquierda
L06	Detalle de la obra de toma de la represa proyectada
L07	Detalle de la obra de la obra de descarga en la represa existente
L08	Trazado de la impulsión del bombeo desde el río San Salvador
L09	Obra de toma y estación de bombeo en el río San Salvado

14 Bibliografía

Actualización del factor erosividad de la lluvia en Uruguay. **Pérez Bidegain, Mario, y otros. 2017.** 2017, Agrociencia Uruguay, pág. 9.

Carrasco-Letelier, Leonidas y Beretta-Blanco, Andrés. 2017. Soil erosion by water estimated for 99 Uruguayan basins. [aut. libro] INIA. *Ciencia e Investigación Agraria*. Montevideo : s.n., 2017.

Castaño, José Pedro, y otros. 2011. *Caracterización Agroclimática del Uruguay 1980-1999*. Montevideo : INIA, 2011.

Centro de Estudios de la Realidad Económica y Social. 2023. *Riego y Productividad: Potenciales beneficios de la expansión del riego en Uruguay*. 2023.

Chow, Ven Te, Maidment, David y Mays, Larry. 1994. *Hidrología Aplicada*. s.l. : McGRAW-HILL, 1994.

CIRIA. 2007. *The Rock Manual*. 2007.

Decreto N° 123/999. 1999. Código de Aguas. Reglamentación del artículo 4 de la Ley 14.859. Sanciones e Infracciones. 07 de 05 de 1999.

Decreto N°368/018. 2018. Aprobación de medidas para que los usos de las aguas públicas aseguren el caudal que permita la protección del ambiente y criterios de manejo ambientalmente adecuados de las obras hidráulicas. 13 de 11 de 2018.

Demetrio, S., y otros. 2017. *Obras de toma para aprovechamientos hidráulicos*. Montecillo : s.n., 2017.

DINAGUA Paso Ramos. 1988-1999. <https://www.ambiente.gub.uy/SIH-JSF/paginas/sdh/consultaHDMCApublic.xhtml>. [En línea] 1988-1999.

DINAGUA. 2019. *Regionalización Estadística de Caudales*. Montevideo : Banco de Datos Hidrométricos. SIH., 2019.

DINAGUA, MVOTMA y IMFIA. 2011. *Manual de diseño y construcción de pequeñas presas*. Montevideo : MVOTMA, 2011.

DNIT, Brasil. 2006. *MANUAL DE DRENAGEM DE RODOVIAS*. Rio de Janeiro : Engesur Consultoria e Estudos Técnicos Ltda , 2006.

Durán, A. 1997. *Clasificación Hidrológica de los Suelos del Uruguay*. Montevideo : Facultad de Agronomía. Area de Suelos y Aguas, Cátedra de Edafología., 1997.

—. 1991. *Los Suelos del Uruguay*. Montevideo : Hemisferio Sur, 1991.

Freeze, R. A. y Cherry, J. A. 1979. *Groundwater*. Eaglewood : Prentice Hall, 1979. 0-13-365312-9.

French, Richard. 1988. *Hidráulica de Canales Abiertos*. s.l. : McGRAW-HILL, 1988.

Genta, José Luis, y otros. 2001. *Balances Hidricos Superficiales en Cuencas del Uruguay*. Montevideo : UNESCO, 2001.

Hastings Viñas, Florencia. 2024. *Impactos del desarrollo del riego en la calidad de agua en la cuenca del Río San Salvador: modelación e implementación de escenarios en SWAT*. s.l. : Universidad de la República, 2024.

Incorporación del efecto del contenido de agua en el suelo en el modelo USLE/RUSLE para estimar erosión en Uruguay. Hill, M, y otros. 2008. 2008, Agrociencia (2008) Vol XII N° 2 , págs. 57-67.

Infraestructura de Datos Espaciales de Uruguay. 2024. https://visualizador.ide.uy/ideuy/core/load_public_project/ideuy/. [En línea] 2024.

INIA. 1980-2024. <http://www.inia.uy/gras/Clima/Banco-datos-agroclimatico>. [En línea] 1980-2024.

MGAP - DGRN, Regional Mercedes. 2022. *Planes de Uso y Manejo Responsable de Suelos.* 2022.

Ministerio de Ambiente. 2024. <https://www.ambiente.gub.uy/oan/mapbiomapas-pampa/>. <https://www.ambiente.gub.uy/oan/mapbiomapas-pampa/>. [En línea] 2024.

Ministerio de Ganadería Agricultura y Pesca. 2024. <https://dgrn.mgap.gub.uy/js/visores/coneat/>. [En línea] 2024.

Ministerio de Ganadería Agricultura y Pesca ROU; BRL ingenierie; SigmaPlus. 2017. *Caracterización de las Cuencas del Río San Salvador, Río Yí y Río Arapey para fines de riego - Informe Diagnóstico del Río San Salvador.* 2017.

Molfino, J.H. y Califra, A. 2001. *Agua Disponible de las Tierras del Uruguay: Segunda Aproximación.* MOn : DSA/RENARE/MGAP, 2001. pág. 12.

Morris, D.A. y Jhonson, A.I. 1967. *Summary of hydrologic and physical properties of rock and soil materials, as analyzed by the hydrologic laboratory of the U.S. Geological Survey, 1948-60.* s.l. : U.S. Government Printing Office, 1967. DOI: 10.3133/wsp1839D.

MVOTMA, DINAMA,DCA,DEA. 2004. *Gúia de medición de caudales para efluentes industriales.* Montevideo : s.n., 2004.

Natural Resources Conservation Service. 1997. *Part 603 - National Engineering Handbook.* s.l. : United States Department of Agriculture, 1997.

NCEP. 1950-2024. <http://www.cpc.ncep.noaa.gov/data/indices>. [En línea] 1950-2024.

Netto, Azevedo. 2015. *Manual de Hidráulica.* s.l. : Edgard Blucher, 2015. 8521205007.

Piedrabuena, L. 2014. *Evaluación económica del riego suplementario en cultivos y pasturas.* s.l. : Editorial Hemisferio Sur S.R.L, 2014.

Plastics Pipe Institute. *Design and Engineering Guide for Polyethylene Piping.*

Preciozzi, F., y otros. 1985. *Carta Geológica de la República Oriental del Uruguay a escala 1:500.000.* Montevideo : DINAMIGE, 1985.

2018. *Resolución N° 397/018 DGRN.* N° 397/018, 2018. e actualiza la regulación sobre la presentación de Planes de Uso y Manejo Responsable de Suelos.

2018. *Se actualiza la regulación sobre la presentación de Planes de Uso y Manejo Responsable de Suelos.* 397/018, s.l. : Dirección General de Recursos Naturales, 2018.

SPANCOLD. *Criterios para proyectos de presas y sus obras anejas (Tomo II) - Presas de materiales sueltos.* s.l. : SPANCOLD.

Suárez Villar, Luis Miguel y Suárez Barrera, Diego. 2016. *Lecciones Aprendidas de los Incidentes y Fallas de las Presas de Venezuela.* Caracas : s.n., 2016.

Swamee, Prabhata. y Jain, Akalank. 1976. *Explicit eqations for pipe-flow problems.* s.l. : ASCE J Hydraul Div., 1976. 102. 657-664.

Terzagui, K y Peck, R.B. 1978. *Mecpanica de suelos en la ingeiería práctica.* s.l. : El Ateneo S.A, 1978. 84-7021-020-3.

U.S.B.R. 2007. *Diseño de pequeñas presas.* Tercera Edición. Madrid : Bellisco Ediciones, 2007. pág. 1048. ISBN-84-96486-49-4.

—. 1992. Freeboard criteria and guidelines for computing freebord allowances for storage dam. 1992.

UTE. 1995-2024. <https://www.ute.com.uy/institucional/ute/utei>. [En línea] 1995-2024.

Vallarino, E. 1991. *Tratado básico de presas.* s.l. : Madrid : Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Servicio de Publicaciones de la Escuela de Ingenieros de Caminos de Madrid (U.P.M.), D.L. 1991, 1991. 84-380-0044-4.

15 Anexos

ANEXO I. Detalles de la información particular de la zona de estudio

En esta sección se presentan los documentos y métodos de cálculo asociados a la información específica de la zona de estudio descrita en el capítulo 2.

I.I Información Meteorológica

I.I.I Isolíneas de Evapotranspiración Potencial en Uruguay

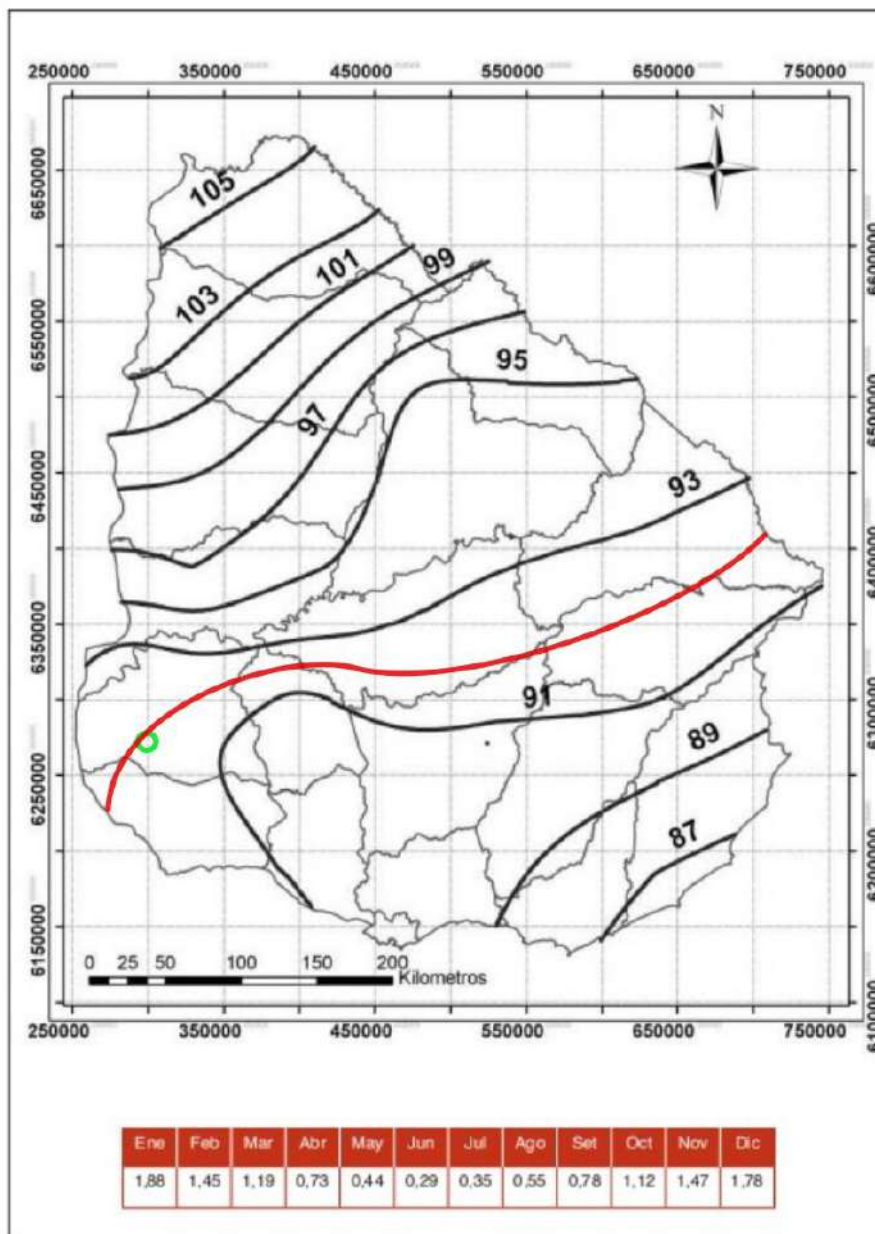


Figura 15-1: Isólinas de Evapotranspiración Potencial. Zona de estudio indicada en verde e isólinea de 92 mm. de media anual en rojo. Fuente: (DINAGUA, y otros, 2011)

I.II Caudales de escorrentía superficial

I.II.I Caudales en Paso Ramos

Se muestran en mayor detalle la serie de caudales diarios en Paso Ramos.

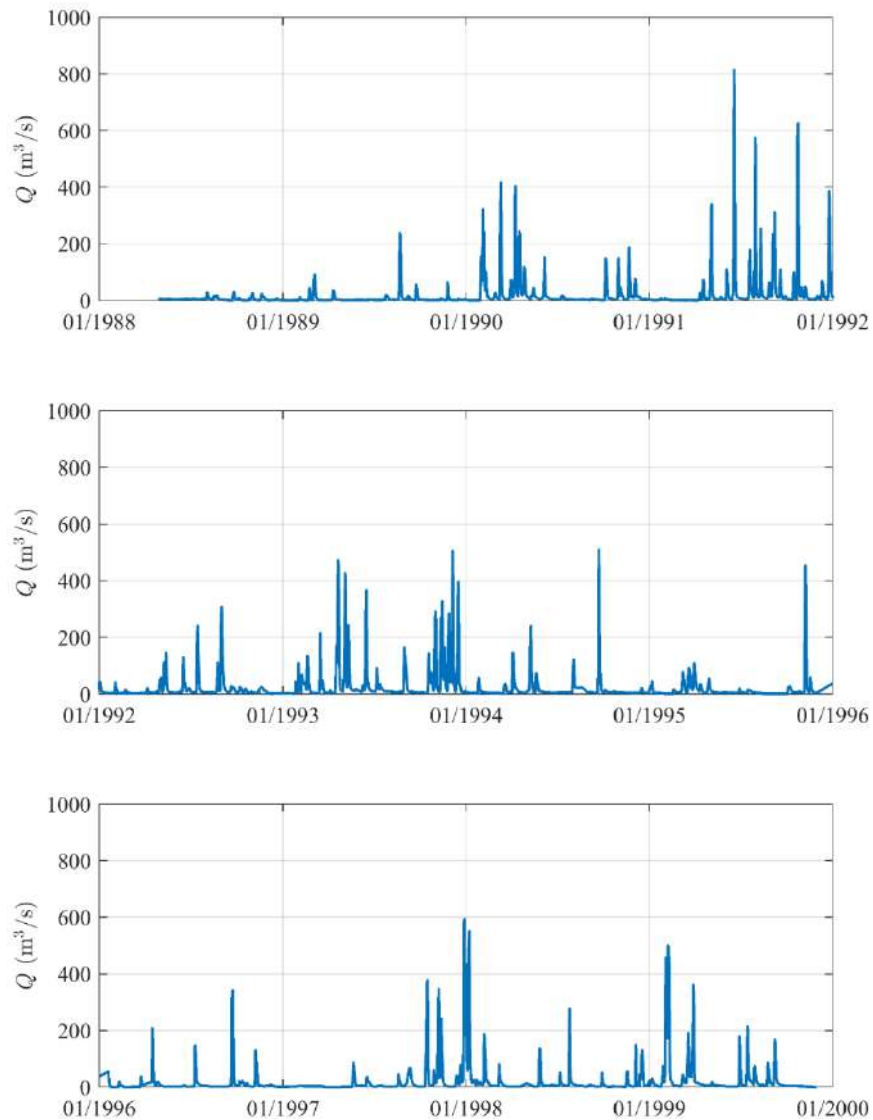


Figura 15-2: Detalle de la serie de caudales de la Figura 2-9.

I.II.II Regionalización estadística de caudales de la DINAGUA

Se presentan las estaciones hidrométricas utilizadas para la regionalización estadística y las subcuencas nivel 2 a las cuales se aplica la regionalización.

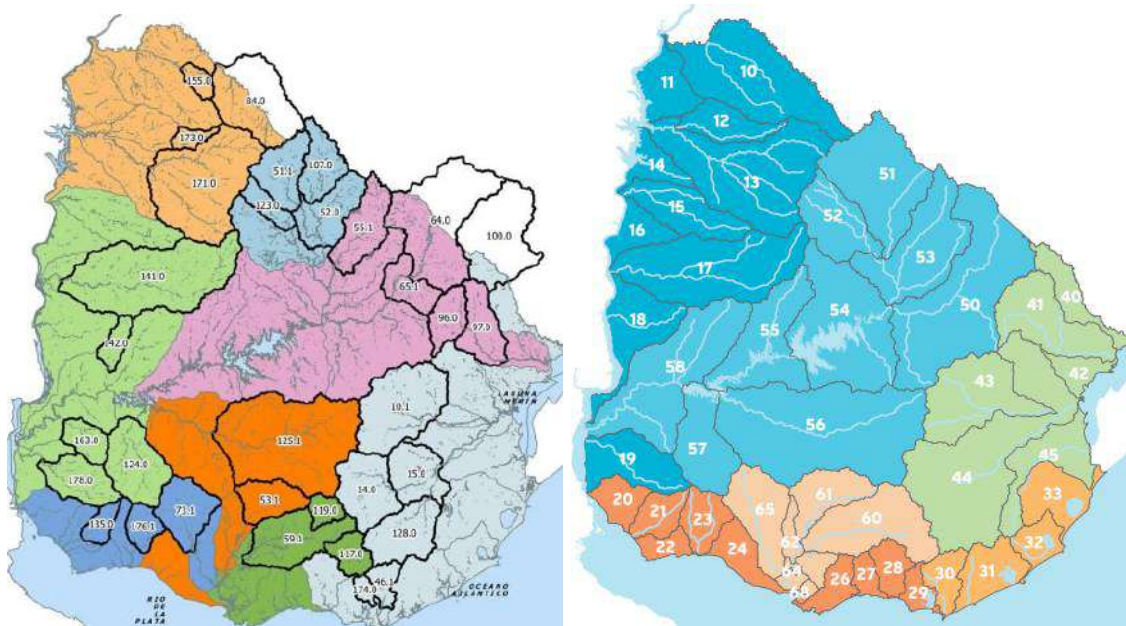


Figura 15-3: Panel izquierdo; ubicaciones de las estaciones hidrométricas, sus cuencas incrementales usadas para regionalización. Panel derecho; ubicación de subcuencas nivel 2 para las que se presentan resultados promedios de regionalización. Fuente (DINAGUA, 2019)

Se presentan los resultados de caudal específico en frecuencia para la región Oeste, donde particularmente están graficados los resultados para la estación hidrométrica 178.00 – Paso Ramos utilizada en el cálculo de la regionalización.

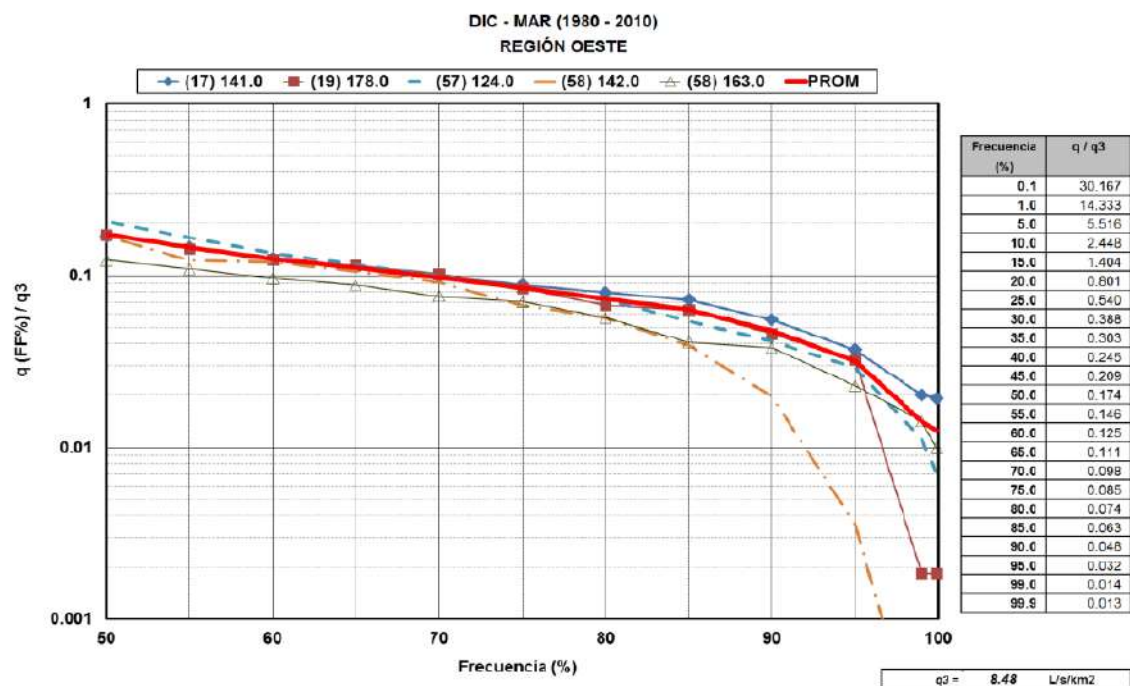


Figura 15-4: Curvas de permanencia para la región Oeste para el cuatrimestre Dic-Mar. Fuente (DINAGUA, 2019)

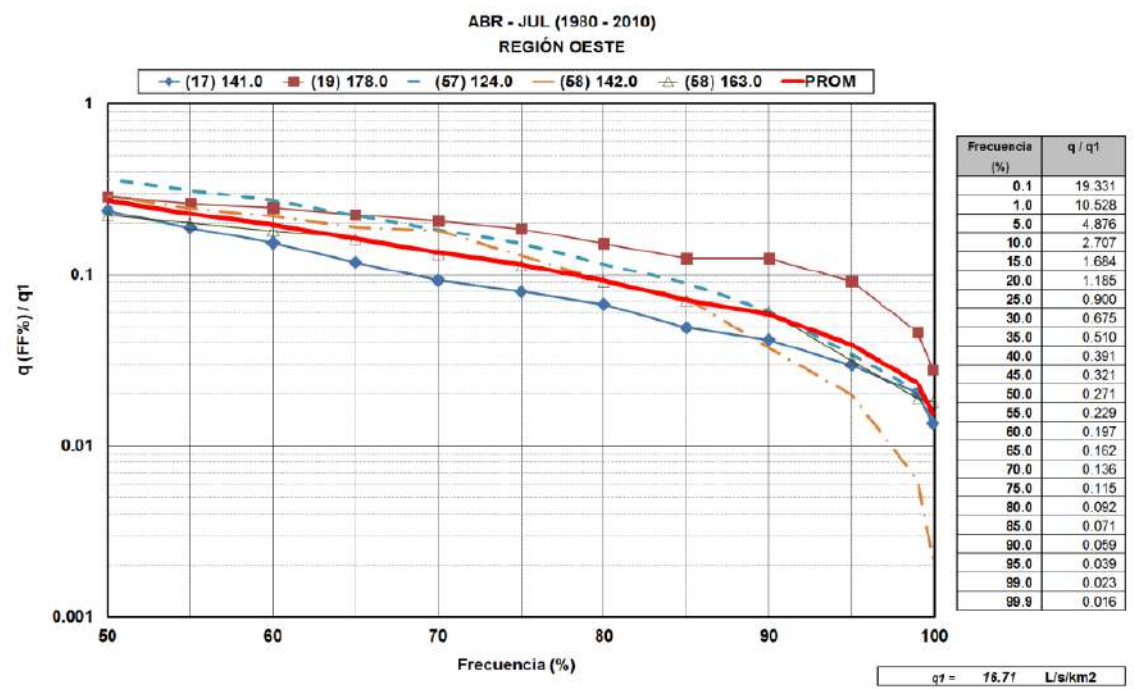


Figura 15-5: Curvas de permanencia para la región Oeste para el cuatrimestre Abr-Jul. Fuente (DINAGUA, 2019)

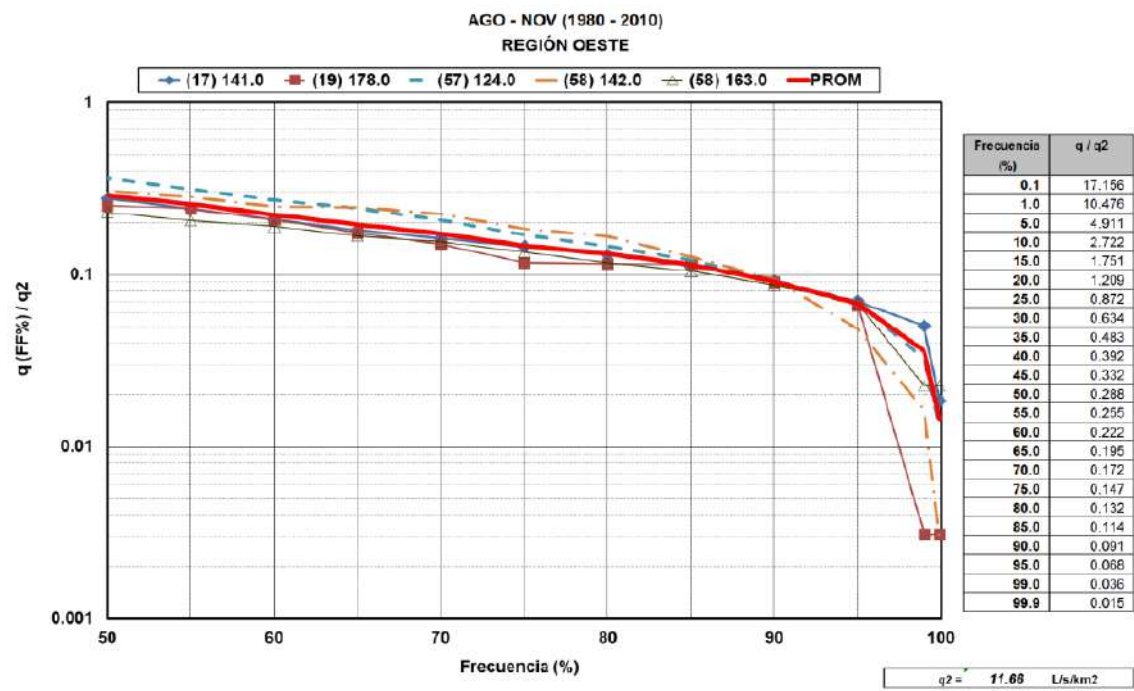


Figura 15-6: Curvas de permanencia para la región Oeste para el cuatrimestre Ago-Nov. . Fuente (DINAGUA, 2019)

Tabla 15-1: Caudales específicos promedio por subcuenca y región. Fuente (DINAGUA, 2019)

		Caudal específico (l/s/km ²)																
REGIÓN	CUENCA NIVEL 2	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ANUAL	ABR-JUL	AGO-NOV	DIC-MAR	
NO	10	26.8	21.8	18.4	15.9	11.5	16.3	18.8	20.0	13.0	12.9	13.4	13.3	16.8	20.7	16.6	13.1	
	11	24.7	18.2	17.6	11.6	8.9	12.0	17.3	17.9	12.7	13.9	9.7	10.6	14.6	18.0	14.0	11.7	
	12	26.0	20.7	20.3	12.9	10.3	13.8	17.2	15.7	11.6	10.1	14.8	14.7	15.7	20.0	14.3	12.8	
	13	21.5	21.1	20.0	14.1	10.9	13.7	16.7	14.0	10.8	8.1	12.3	11.4	14.5	19.2	13.8	10.6	
NE	14	18.6	17.7	15.0	8.0	6.7	9.1	17.3	12.3	10.6	8.4	10.5	12.4	12.2	14.8	11.3	10.5	
	51	19.5	23.1	22.0	22.0	16.7	20.6	20.2	18.9	12.4	7.5	9.7	8.8	16.8	21.7	19.1	9.8	
	52	17.1	24.2	21.7	19.8	16.1	18.9	19.5	17.5	12.2	8.2	11.6	9.4	16.4	20.7	18.0	10.4	
	15	19.1	18.7	16.3	11.2	8.8	10.4	14.2	12.1	10.1	7.9	12.8	10.9	12.7	16.3	11.4	10.4	
O	16	17.8	18.1	13.4	11.5	10.1	10.8	14.5	14.6	10.6	7.7	14.6	10.8	12.8	15.2	12.5	10.9	
	17	16.3	18.0	15.8	14.1	10.3	10.8	11.8	11.7	9.3	6.4	14.4	8.9	12.3	16.1	11.2	9.6	
	18	11.1	12.3	11.2	9.8	9.7	8.3	12.6	9.6	7.6	4.8	12.7	7.7	9.8	11.1	10.0	8.2	
	19	5.4	9.8	9.5	9.3	11.0	10.2	16.8	10.6	6.8	3.4	7.7	9.2	9.2	8.5	12.2	6.8	
SO	57	7.8	13.0	12.8	12.9	14.0	12.0	19.0	11.9	9.0	4.7	9.2	10.1	11.4	11.6	14.2	8.3	
	58	11.1	13.9	13.2	12.3	11.9	10.2	14.7	10.1	8.6	5.9	13.7	9.8	11.3	12.6	11.8	9.5	
	20	3.1	4.7	5.2	6.1	7.6	7.4	11.4	8.6	5.5	2.0	4.0	8.3	6.2	4.8	8.7	4.9	
	21	4.1	6.1	7.0	7.1	8.5	8.5	12.5	9.4	5.5	2.2	4.3	8.4	7.0	6.1	9.7	5.1	
CS	22	4.5	6.3	6.9	6.6	8.1	8.0	11.9	9.3	5.9	2.1	3.6	7.0	6.7	6.1	9.3	4.6	
	23	5.8	9.7	10.2	12.0	13.4	12.3	16.3	10.0	6.4	3.2	4.5	8.6	9.4	9.4	13.0	5.7	
	65	7.1	11.9	14.0	15.1	15.8	13.7	16.8	10.8	7.0	3.5	5.4	9.0	10.9	12.0	14.2	6.2	
	24	5.6	9.8	11.3	13.0	14.3	13.5	16.9	10.6	6.4	3.1	3.2	6.8	9.6	9.9	13.8	4.9	
S	56	10.0	16.2	20.2	19.6	19.0	16.4	18.1	11.7	6.7	3.9	9.2	9.3	13.4	16.5	16.3	7.3	
	61	7.4	12.0	18.7	19.5	20.1	17.0	18.1	11.4	6.8	3.4	6.0	9.0	12.5	14.4	16.7	6.3	
	62	6.7	10.7	16.4	17.0	17.2	15.6	17.5	10.9	6.5	3.1	4.1	7.9	11.2	12.7	15.3	5.4	
	26	5.7	9.3	14.2	16.4	17.0	14.9	15.7	10.5	5.3	2.8	2.3	6.3	10.1	11.4	14.5	4.2	
	27	6.6	11.0	17.2	19.0	20.1	16.0	17.1	10.5	6.0	3.1	3.8	7.7	11.6	13.5	15.9	5.1	
	60	7.7	11.5	19.3	20.9	22.0	17.7	18.9	11.4	6.9	3.2	6.3	8.8	12.9	14.8	17.5	6.3	
	63	5.5	8.9	13.6	15.5	15.6	14.2	15.5	10.1	5.4	2.6	2.4	6.6	9.7	10.9	13.8	4.3	
	64	5.0	8.3	12.3	14.5	14.6	13.4	14.8	9.7	5.4	2.5	2.0	6.4	9.1	10.0	13.1	4.1	
SE	66	4.6	7.8	11.2	13.6	13.8	12.9	14.4	9.6	5.4	2.6	1.7	6.1	8.7	9.3	12.7	4.0	
	67	5.1	8.6	12.7	15.1	15.3	13.7	14.7	9.9	5.3	2.7	2.0	6.5	9.4	10.4	13.4	4.1	
	68	4.6	8.0	11.9	14.9	15.2	13.9	14.9	10.1	5.1	2.6	1.8	5.7	9.1	9.9	13.5	3.8	
	28	6.0	11.2	19.0	22.1	23.4	17.2	18.1	10.8	6.8	2.8	5.0	7.7	12.5	14.6	17.4	5.5	
	29	5.7	10.9	19.2	23.0	22.6	16.1	16.3	10.1	6.1	2.6	4.6	7.2	12.1	14.7	16.3	5.1	
	30	6.2	11.0	19.6	23.2	23.0	16.5	16.2	10.0	6.1	2.7	5.0	7.5	12.3	15.0	16.4	5.3	
	31	8.5	12.5	20.6	24.0	24.0	17.2	16.9	9.4	5.2	2.7	4.1	9.6	13.0	16.4	16.9	5.4	
	32	7.3	11.4	19.0	23.6	24.3	17.7	17.0	9.4	4.7	2.3	3.1	8.2	12.4	15.3	17.1	4.6	
CE	33	7.0	12.7	18.9	24.1	24.2	18.6	15.2	10.2	5.3	2.7	6.1	6.8	12.7	15.7	17.0	5.2	
	40	15.1	21.1	25.0	30.8	24.4	24.3	19.1	16.4	8.1	4.8	11.2	9.5	17.5	23.0	21.1	8.4	
	42	9.7	15.9	22.5	28.1	24.5	21.3	16.6	13.3	7.1	4.7	10.6	6.2	15.1	19.0	18.9	7.1	
	43	16.5	25.2	29.7	30.8	25.9	23.1	18.9	14.7	10.4	7.1	15.0	10.3	19.0	25.6	20.7	10.7	
	44	12.1	17.9	25.2	27.7	25.5	21.7	18.5	12.3	7.7	4.7	11.5	9.3	16.2	20.7	19.5	8.3	
	45	8.0	14.4	20.9	25.0	24.4	19.8	16.0	11.1	6.5	3.5	8.1	6.8	13.7	17.1	17.8	6.2	
	41	13.6	19.1	23.8	30.3	23.2	23.0	17.5	15.3	7.7	4.9	11.9	8.2	16.6	21.7	19.8	8.2	
	50	15.2	21.6	25.8	29.2	21.6	22.8	18.6	16.3	9.3	5.2	8.1	6.4	16.7	22.9	19.8	7.2	
	53	16.3	21.7	23.8	25.0	18.2	21.4	18.7	18.2	10.0	5.9	8.5	6.7	16.2	21.7	19.1	7.8	
	54	15.1	21.9	22.3	21.9	17.7	17.7	18.3	13.8	9.4	6.3	12.1	8.8	15.4	20.3	16.9	9.2	
	55	13.3	19.6	18.6	18.1	14.6	13.8	16.4	10.8	8.1	5.0	12.3	8.3	13.2	17.4	13.9	8.4	

Tabla 15-2: Caudales específicos de escurrimientos cuatrimestral en l/s/km para la zona de estudio extraídos de las curvas de permanencia de la Figura 15-4, Figura 15-5, Figura 15-6 y de la Tabla 15-1 para la estación hidrométrica 178.00 y la subcuenca nivel 2 N° 19.

Frecuencia (%)	Cuatrimestres		
	Dic - Mar	Abr - Jul	Agó - Nov
5	46,8	81,5	57,3
10	20,8	45,2	31,7
50	1,5	4,5	3,4
60	1,1	4,2	2,6
70	0,9	3,3	2,0
80	0,6	2,7	1,3
90	0,4	1,8	1,1
Promedio	6,8	8,5	12,2

I.II.III Cálculo de caudal específico de período previo a zafra y durante zafra

Partiendo de los caudales medios dados por la Tabla 15-1 para la cuenca nivel 2 N° 19, se indica con “1” o “0” si cada mes del año está incluido dentro de cada periodo P_i . Donde P_1 , P_2 y P_3 son los cuatrimestres de la regionalización estadística de caudales y P_4 y P_5 son el período previo a la zafra y durante la zafra, respectivamente.

Tabla 15-3: Caudales específico promedio por mes para la subcuenca nivel 2 N° 19.

Mes	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar
Q_{med} (l/s/km ²)	5,4	9,8	9,5	9,3	11	10,2	16,8	10,6	6,8	3,4	7,7	9,2
p_1 (Abr – Jul)	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0
p_2 (Ago – Nov)	0	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0
p_3 (Dic – Mar)	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1
p_4 (May – Oct)	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0
p_5 (Nov – Abr)	1	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1

Luego la influencia que tiene un período P_i determinado sobre otro P_j se calcula como

$$I_{P_i P_j} = \frac{\sum_{Abr}^{Mar} p_i \cdot p_j \cdot Q_{med}}{\sum_{Abr}^{Mar} p_i \cdot Q_{med}}$$

Siendo

- p_i y p_j “1” o “0” en función si cada mes de abril a marzo corresponde al periodo i o j respectivamente.
- Q_{med} el caudal medio del mes correspondiente

De esta manera la influencia que tienen los cuatrimestres Abr-Jul, Ago – Nov y Dic – Mar sobre el período previo a zafra y durante zafra se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 15-4: Influencia del cada cuatrimestre de la regionalización estadística de caudales sobre el período previo a zafra y durante zafra.

				Cuatrimestre		
				i		
				1	2	3
				Abr – Jul	Ago – Nov	Dic – Mar
Período	j	4	Previo a zafra (May-Oct)	0,84 43	57 0,78	0
		5	Durante zafra (Nov – Abr)	0,16	0,22	1

Entonces, siendo $Q_{Abr-Jul}$, $Q_{Ago-Nov}$ y $Q_{Dic-Mar}$ los caudales0 específicos de una frecuencia cualquiera para los cuatrimestres Abril – Julio, Agosto – Noviembre y Diciembre – Marzo respectivamente, el caudal específico de esa misma frecuencia para el período Mayo – Octubre se calcula como:

$$Q_{May-Oct} = \frac{Q_{Abr-Jul} \cdot I_{1,4} + Q_{Ago-Nov} \cdot I_{2,4} + Q_{Dic-Mar} \cdot I_{3,4}}{I_{1,4} + I_{2,4} + I_{3,4}}$$

y para el período Noviembre - Abril:

$$Q_{Nov-Abr} = \frac{Q_{Abr-Jul} \cdot I_{1,5} + Q_{Ago-Nov} \cdot I_{2,5} + Q_{Dic-Mar} \cdot I_{3,5}}{I_{1,5} + I_{2,5} + I_{3,5}}$$

I.III Información de suelos Agrícolas - Unidades CRSU

Para la unidad de suelo Cañada Nieto, las características del material se muestran en la Figura 15-7 y Figura 15-8.

DESCRIPCION N°23	
UNIDAD	Cañada Nieto (CñN)
SUELO	Brunosol Subéutrico Típico ArFr (Argiudol Típico)
PERFIL	P 23-1
AUTOR	J.Terra, C. Morelli
UBICACION	Departamento Soriano
	Hoja 76
	Coordenadas 6765 - 6770 y 275 - 280
	Foto 31 - 023
POSICION TOPOGRAFICA	Loma alta convexa
PENDIENTE	6 - 7%
MATERIAL GENERADOR	Sedimentos arcillo arenosos derivados de la Formación Pray Bentos
USO ACTUAL Y VEGETACION	-
N°ANALISIS	2652 - 2658 (D.S.)
0 - 15 cm	Pardo oscuro (7.5 YR 3.5/2); franco arenoso a franco arcillo arenoso; bloques subangulares, medios y moderados; friable, débilmente plástico y débilmente pegajoso; transición gradual.
A ₁	
15 - 26 cm	Pardo muy oscuro (7.5 YR 2/2); franco arcillo arenoso; bloques subangulares medios y moderados; friable, débilmente plástico y débilmente pegajoso; transición gradual.
A ₃	
26 - 36 cm	Pardo muy oscuro (10 YR 2/1.5); franco arcillo arenoso; bloques subangulares medios, moderados a fuertes; firme, plástico y pegajoso; transición gradual.
B ₁	
36 - 47 cm	Pardo muy oscuro (10 YR 2/2); arcillo arenoso; bloques subangulares medios y fuertes; firme, plástico, pegajoso; películas pardo muy oscuras delgadas a medias y discontinuas; transición gradual.
B _{21t}	
47 - 57 cm	Pardo muy oscuro (7.5 YR 2/2); arcillo arenoso a franco arcillo arenoso; bloques subangulares medios y fuertes; firme; plástico y pegajoso; películas pardo grisáceo muy oscuro, delgadas y discontinuas; transición clara.
B _{22t}	
57 - 67 cm	Pardo (7.5 YR 4.5/4) y pardo claro (7.5 YR 6/4); motas comunes pardo oscuras; franco arcillo arenoso; bloques subangulares medios y moderados; transición gradual irregular.
B ₃	
67 - 85 cm	Pardo rojizo (5 YR 5/4) y pardo rojizo claro (5 YR 6/4); franco arcillo arenoso.
Cca	

Figura 15-7: Descripción de horizontes en unidad Cañada Nieto del CRSU.

Brunisol
Subéutrico
Típico ArFr

UNIDAD: Cañada Nieto (CEN) SUELO: Típico ArFr PERFIL: P 23 - 1

HORI- ZONTE	PROFUNDIDAD cm	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO			pH		MATERIA ORGA- NICA %	N TOTAL %	CaCO ₃ %	Fe ₂ O ₃ %
		ARENA	LIMO	ARCILLA	H ₂ O	KCl N				
A ₁	0 - 15	61.7	17.7	20.6	7.15	6.40	4.43	0.25	0.20	0.36
A ₃	15 - 26	57.5	18.1	24.4	7.00	6.10	3.55	0.23	0.09	0.28
B ₁	26 - 36	52.6	16.4	31.0	6.95	4.80	3.21	0.20	0.13	0.35
B _{21t}	36 - 47	48.2	12.2	39.6	7.05	5.70	2.31	0.13	0.10	0.40
B _{22t}	47 - 57	45.2	14.7	40.1	7.30	6.00	1.83	0.11	0.17	0.44
B ₃	57 - 67	50.7	15.4	33.9	7.20	5.90	1.16	0.12	0.15	0.52
C _{ca}	67 - 85	56.4	22.3	21.3	8.00	6.70	0.77	0.09	9.30	0.36

COMPLEJO DE INTERCAMBIO mmol/100g							% SATURACION		CONDUC- TIVIDAD BASES cm		
Ce	Ng	X	Re	BASES	Al	CIC pH7	CIC pH8	pH 7			pH 8.2
16.6	0.9	0.9	0.4	18.8	-	18.8	22.1	100	85.1		
18.0	0.9	0.9	0.4	20.2	-	20.2	24.7	100	81.8		
20.2	0.8	1.1	0.4	22.5	-	22.5	27.9	100	80.6		
25.3	1.5	1.2	0.6	28.6	-	28.6	34.7	100	82.4		
27.4	1.5	0.8	0.6	30.3	-	30.3	36.4	100	83.2		
25.5	2.0	0.7	0.6	28.8	-	28.8	35.9	100	80.2		
20.8	1.5	0.5	0.5	23.3	-	23.3	24.1	100	96.7		

Figura 15-8: Detalles de contenido de diferentes suelos en muestra de la unidad Cañada Nieto.

Por otra parte, para la unidad de suelo San Gabriel - Guaycurú, las características del material se muestran en la Figura 15-9.

DESCRIPCION N°92
 UNIDAD San Gabriel - Guaycurú (SG-G)
 SUELO Brunosol Subéutrico Hálico Fr, s. (Hapludol Lítico)
 PERFIL M 25 - 6
 AUTOR J. Sganga - R. Brasesco - A. Cook
 UBICACION Departamento San José
 Hoja 82
 Coordenadas 6220 - 6225 y 395 - 400
 Foto 4 - 143
 POSICION TOPOGRAFICA - Ladera convexa alta
 PENDIENTE 2.5%
 MATERIAL GENERADOR - Sedimentos cuaternarios, de poco espesor, sobre filitas
 USO ACTUAL Y VEGETACION - Pastoril, pradera natural
 N°ANALISIS 712 - 713 (D.S.)

0 - 16 cm Pardo grisáceo muy oscuro a pardo grisáceo oscuro (10 YR 3.5/2);
 A₁ franco con abundante gravilla; bloques subangulares grandes,
 moderados a granular medio, débil; ligeramente plástico; raíces abundantes; transición clara, irregular.

16 y + cm Pardo muy claro (10 YR 7/4) y pardo grisáceo muy oscuro
 R (10 YR 3/2); gravilloso; pocas raíces.

Figura 15-9: Descripción de horizontes en unidad San Gabriel - Guaycurú del CRSU.

[illegible]

* Análisis mecánico es de la matriz con diámetro inferior a 2 mm

[illegible]

Figura 15-10: Detalles de contenido de diferentes suelos en muestra de la unidad San Gabriel – Guaycurú.

I.IV Ensayos geotécnicos en la zona de estudio

I.IV.1 Columnas estratigráficas.

Se obtuvieron perfiles de estratos a partir de calicatas realizadas en la zona distribuidas como se indica en la Figura 5-3, los datos fueron reportados en formato A4 por el licenciado en geología Ernesto Goso, en la Figura 15-11 se muestra un ejemplo de los

datos reportados para el punto D1. El resultado del resto de los cateos se resume en la Tabla 15-5.

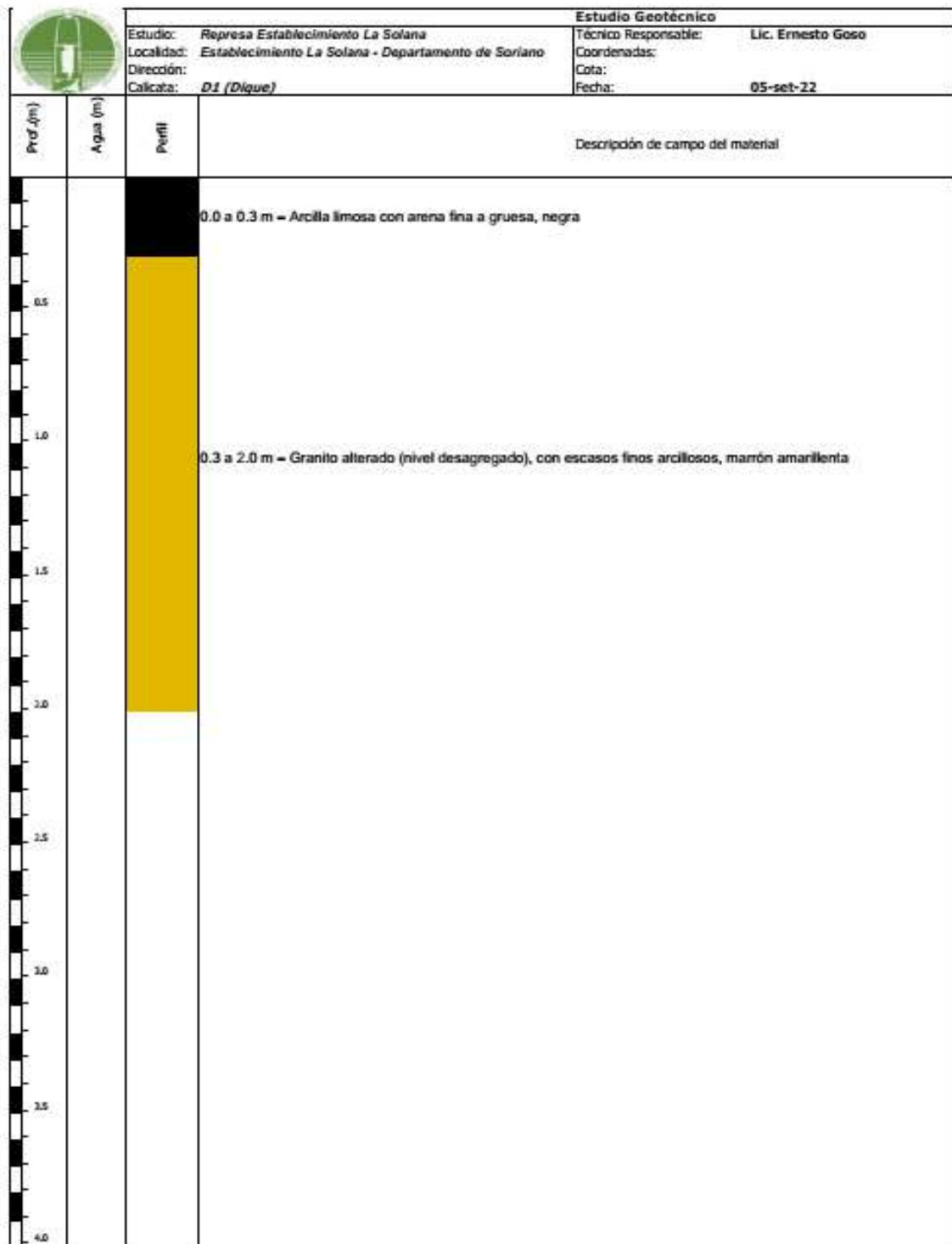


Figura 15-11: Ejemplo de columna estratigráfica reportada por el Geólogo, correspondiente al punto D1 en la zona de emplazamiento del dique.

Tabla 15-5: Resultado de columnas estratigráficas de cateos realizados. Se muestran de izquierda a derecha de las litologías más superficiales a las más profundas.

ID	Espesores (m)								
	Arcilla limosa con arena fina a gruesa				Arena fina a gruesa		Granito alterado		Granito algo alterado
	Negra	Marrón Rojiza	Verde (con y sin grava)	Gris Oscura	Marrón Rojiza	Verde	Con finos arcillosos, marrón verdoso	Con escasos finos, marrón amarillento	Gris verdoso
D1	0,3							1,7	
D2	0,3							0,8	
D3	0,5							1,5	
D4	1,6							0,4	
D5	0,3							1,7	
P1	0,2							0,8	
P2	0,2							0,8	
P3									
P4	0,4						0,3	0,8	
P5	2,9		0,4						0,2
P6	0,3							1,2	
P7	0,2							0,6	
P8	0,2							1,3	
P9	1,1								0,1
P10	0,9								0,3
P11	0,9		0,2						0,2
P12	0,8		0,1						0,1
P13	1,9		0,6						0,1
P14	0,3							0,7	
P15	0,2							0,9	
P16	0,3							0,6	
P17									
P18									
P19	0,2							0,8	
P20	0,4							0,6	
P21	0,9		0,6						0,3
P22	0,7		1,2						0,2
P23	0,2							0,4	
P24	0,3							0,6	
P25	0,3							1,2	

ID	Espesores (m)								
	Arcilla limosa con arena fina a gruesa				Arena fina a gruesa		Granito alterado		Granito algo alterado
	Negra	Marrón Rojiza	Verde (con y sin grava)	Gris Oscura	Marrón Rojiza	Verde	Con finos arcillosos, marrón verdoso	Con escasos finos, marrón amarillento	Gris verdoso
P2 6									
P2 7									
P2 8									
P2 9	0,3							0,7	
P3 0	0,2							0,7	
P3 1	0,3		0,3		0,2			0,7	
P3 2	0,8		0,8						0,2
P3 3	0,4							0,6	
P3 4	0,2							0,8	
P3 5	0,3							0,7	
P3 6	0,3							0,7	
P3 7	0,2							0,8	
P3 8	0,3		0,4						0,3
P3 9	0,5			0,3				0,7	
P4 0	0,3			0,3				0,9	
P4 1	0,3	0,7						0,2	
P4 2	0,2							1,3	
P4 3	0,2					0,4		0,6	
P4 4	0,5			0,7				0,3	
P4 5	1,4		0,4						0,4
P4 6									
P4 7									

I.IV.II Ensayos de Clasificación, Proctor, Hidráulicos y de Resistencia

Al igual que los perfiles estratigráficos, los resultados de los ensayos fueron obtenidos en formato “.PDF” en hojas A4, en la Tabla 15-6, Tabla 15-7, Tabla 15-8 y Tabla 15-9 se presentan los principales resultados. Se establece una numeración desde uno a cinco para cada una de las muestras ensayadas, donde cada una corresponde a las diferentes litologías encontradas justo por debajo de la capa orgánica enraizada indicando en las tablas en que calicatas fue encontrada.

Tabla 15-6: Resultados Muestra 1 - encontrada en las calicatas P1, P2 y P4

Ensayo	Parámetro	Unidad	Valor
Clasificación SUCS	-	-	Arena limosa con grava SM
Proctor normal	Humedad óptima	%	9,62
	PUSM	kN/m^3	18,28
Permeabilidad al 92% del PUSM	K	cm/s	$1,1 \times 10^{-3}$
Permeabilidad al 95% del PUSM	K	cm/s	$7,8 \times 10^{-4}$
Triaxial al 92% del PUSM	phi	(°)	2
	c	kPa	22
Triaxial al 95% del PUSM	phi	(°)	3
	c	kPa	36
Pinhole al 92% del PUSM	-	-	Altamente dispersivo
Pinhole al 95% del PUSM	-	-	Altamente dispersivo

Tabla 15-7: Resultados Muestra 2 - encontrada en las calicatas P6, P7 y P8

Ensayo	Parámetro	Unidad	Valor
Clasificación SUCS	-		Arena bien graduada con limo con grava SW SM
Proctor normal	Humedad óptima	%	7,62
	PUSM	kN/m^3	19,4
Permeabilidad al 92% del PUSM	K	cm/s	$3,1 \times 10^{-3}$
Permeabilidad al 95% del PUSM	K	cm/s	$9,4 \times 10^{-4}$
Triaxial al 92% del PUSM	phi	(°)	2
	c	kPa	30
Triaxial al 95% del PUSM	phi	(°)	3
	c	kPa	37
Pinhole al 92% del PUSM	-		Altamente dispersivo
Pinhole al 95% del PUSM	-		Altamente dispersivo

Tabla 15-8: Resultados Muestra 3 - encontrada en las calicatas P9, P10, P11 y P12.

Ensayo	Parámetro	Unidad	Valor
Clasificación SUCS	-		Arcilla alta plasticidad CH
Proctor normal	Humedad óptima	%	20,4
	PUSM	kN/m^3	13,96
Permeabilidad al 92% del PUSM	K	cm/s	$1,1 \times 10^{-5}$
Permeabilidad al 95% del PUSM	K	cm/s	$3,0 \times 10^{-6}$
Triaxial al 92% del PUSM	phi	(°)	5
	c	kPa	24
Triaxial al 95% del PUSM	phi	(°)	6
	c	kPa	40
Pinhole al 92% del PUSM	-		No dispersivo
Pinhole al 95% del PUSM	-		No dispersivo

Tabla 15-9: Resultados Muestra 4 - encontrada en las calicatas P13 y P22.

Ensayo	Parámetro	Unidad	Valor
Clasificación SUCS	-		Arcilla media plasticidad con arena CL
Proctor normal	Humedad óptima	%	20,75
	PUSM	kN/m^3	14,99
Permeabilidad al 92% del PUSM	K	cm/s	$6,5 \times 10^{-6}$
Permeabilidad al 95% del PUSM	K	cm/s	$8,8 \times 10^{-7}$
Triaxial al 92% del PUSM	phi	(°)	5
	c	kPa	17
Triaxial al 95% del PUSM	phi	(°)	8
	c	kPa	32
Pinhole al 92% del PUSM	-		No dispersivo
Pinhole al 95% del PUSM	-		No dispersivo

Tabla 15-10: Resultados Muestra 5 - encontrada en muestras P23, P24, P25, P29 y P30.

Ensayo	Parámetro	Unidad	Valor
Clasificación SUCS	-		Arcilla limosa con grava SM
Proctor normal	Humedad óptima	%	9,63
	PUSM	kN/m^3	18,04
Permeabilidad al 92% del PUSM	K	cm/s	$6,5 \times 10^{-5}$
Permeabilidad al 95% del PUSM	K	cm/s	$3,0 \times 10^{-5}$
Triaxial al 92% del PUSM	phi	(°)	5
	c	kPa	29
Triaxial al 95% del PUSM	phi	(°)	4
	c	kPa	36
Pinhole al 92% del PUSM	-		Altamente dispersivo
Pinhole al 95% del PUSM	-		Altamente dispersivo

I.IV.III Ensayos granulométricos

Para las litologías a las cuales se les realizaron ensayos de Clasificación, Proctor, Hidráulicos y de Resistencia, también se tienen los ensayos granulométricos que se presentan en la Figura 15-12, Figura 15-13, Figura 15-14, Figura 15-15 y Figura 15-16 correspondiendo a la Tabla 15-6, Tabla 15-7, Tabla 15-8, Tabla 15-9 y Tabla 15-10 respectivamente.

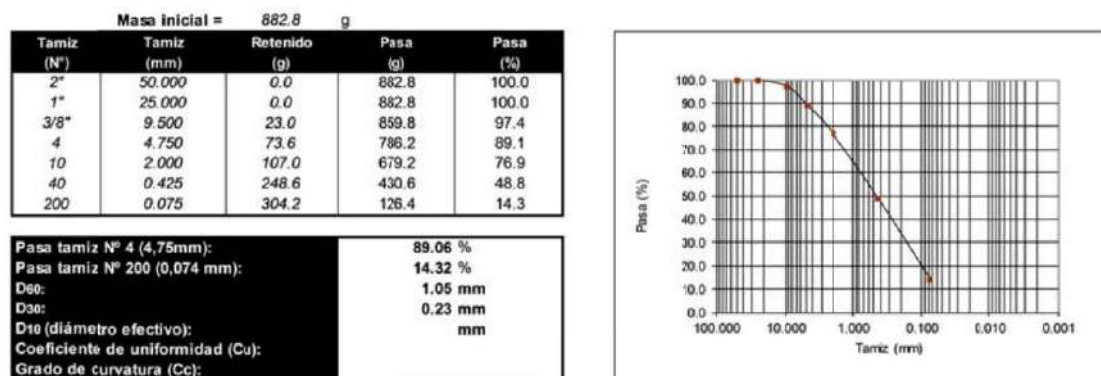


Figura 15-12: Granulometría de Muestra 1.

Masa inicial = 944.3 g				
Tamiz (N°)	Tamiz (mm)	Retenido (g)	Pasa (g)	Pasa (%)
2"	50.000	0.0	944.3	100.0
1"	25.000	0.0	944.3	100.0
3/8"	9.500	186.4	757.9	80.3
4	4.750	116.4	641.5	67.9
10	2.000	203.2	438.3	46.4
40	0.425	247.8	190.5	20.2
200	0.075	125.0	65.5	6.9

Pasa tamiz N° 4 (4,75mm):	67.93 %
Pasa tamiz N° 200 (0,074 mm):	6.94 %
D60:	3.74 mm
D30:	1.01 mm
D10 (diámetro efectivo):	0.16 mm
Coefficiente de uniformidad (Cu):	23.95
Grado de curvatura (Cc):	1.77

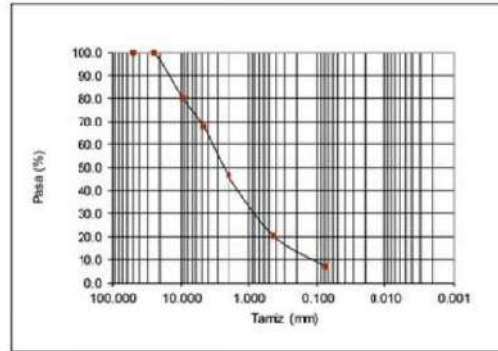


Figura 15-13: Granulometría de la Muestra 2.

Masa inicial = 734.2 g				
Tamiz (N°)	Tamiz (mm)	Retenido (g)	Pasa (g)	Pasa (%)
2"	50.000	0.0	734.2	100.0
1"	25.000	0.0	734.2	100.0
3/8"	9.500	3.2	731.0	99.6
4	4.750	6.0	725.0	98.7
10	2.000	40.8	684.2	93.2
40	0.425	120.2	564.0	76.8
200	0.075	102.8	461.2	62.8

Pasa tamiz N° 4 (4,75mm):	98.75 %
Pasa tamiz N° 200 (0,074 mm):	62.82 %
D60:	mm
D30:	mm
D10 (diámetro efectivo):	mm
Coefficiente de uniformidad (Cu):	
Grado de curvatura (Cc):	

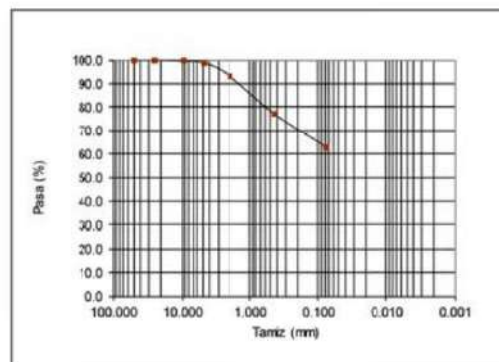


Figura 15-14: Granulometría de la Muestra 3.

Masa inicial = 795.1 g				
Tamiz (N°)	Tamiz (mm)	Retenido (g)	Pasa (g)	Pasa (%)
2"	50.000	0.0	795.1	100.0
1"	25.000	0.0	795.1	100.0
3/8"	9.500	37.4	757.7	95.3
4	4.750	20.6	737.1	92.7
10	2.000	42.1	695.0	87.4
40	0.425	44.3	650.7	81.8
200	0.075	64.8	585.9	73.7

Pasa tamiz N° 4 (4,75mm):	92.71 %
Pasa tamiz N° 200 (0,074 mm):	73.69 %
D60:	mm
D30:	mm
D10 (diámetro efectivo):	mm
Coefficiente de uniformidad (Cu):	
Grado de curvatura (Cc):	

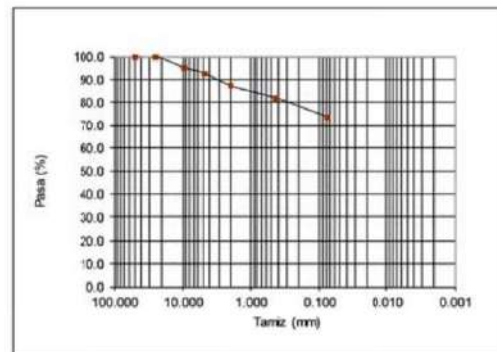


Figura 15-15: Granulometría de la Muestra 4.

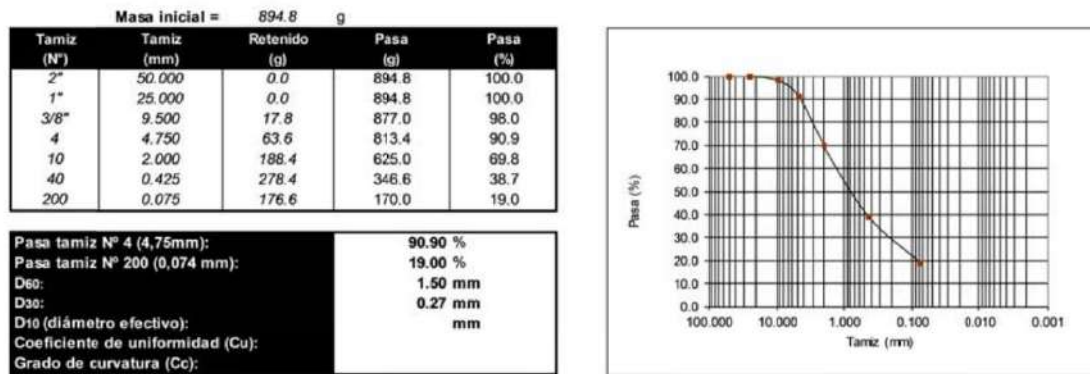


Figura 15-16: Granulometría de la Muestra 5.

I.V Documentación del sistema existente

I.V.I Datos del sistema existente

De acuerdo con la información obtenida, las curvas H-A-V del sistema existente se muestran a continuación:

Tabla 15-11: Curvas HAV del sistema existente, obtenida de los planos originales del proyecto de Ingeniería presentado "HG2 Agronomía y Riego" en 2013.

Cota (m)	Área (m ²)	Volumen (m ³)
35	855	228
36	2.934	2.123
37	6.979	7.079
38	18.429	19.783
39	32.715	45.355
40	48.331	85.878
41	62.382	141.235
42	78.349	211.600

Debido a la falta de información, se desconoce el Cero al cual hacen referencia las cotas de la tabla presentada.

Se asume que la cota del punto más bajo de la represa es cota 35,0 metros, a pesar de que esta tiene un área y volumen embalsado asociado. Esto es compatible con el hecho de que, según los planos originales, la represa tiene una altura de 8,5 metros, con una cota de coronamiento a 43,5 m.

ANEXO II. Detalles de la evaluación del funcionamiento del sistema actual

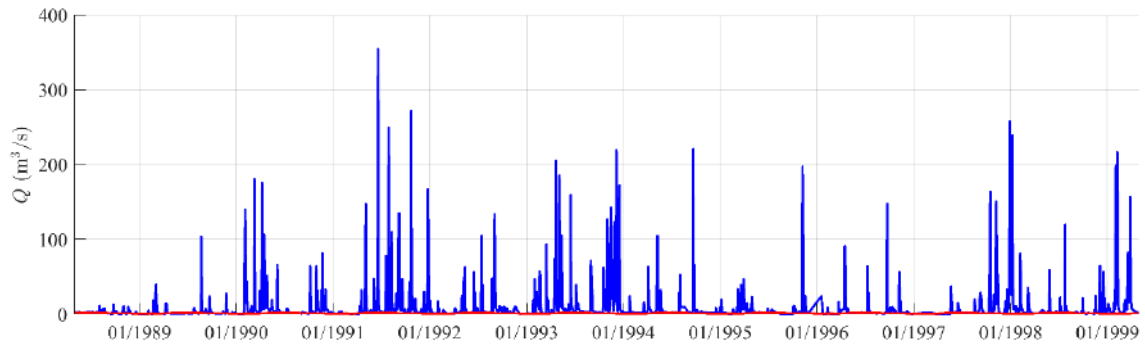


Figura 15-17: Serie de escurrimiento en la toma de extracción T1 en azul, incluyendo caudal ambiental de cada mes en rojo.

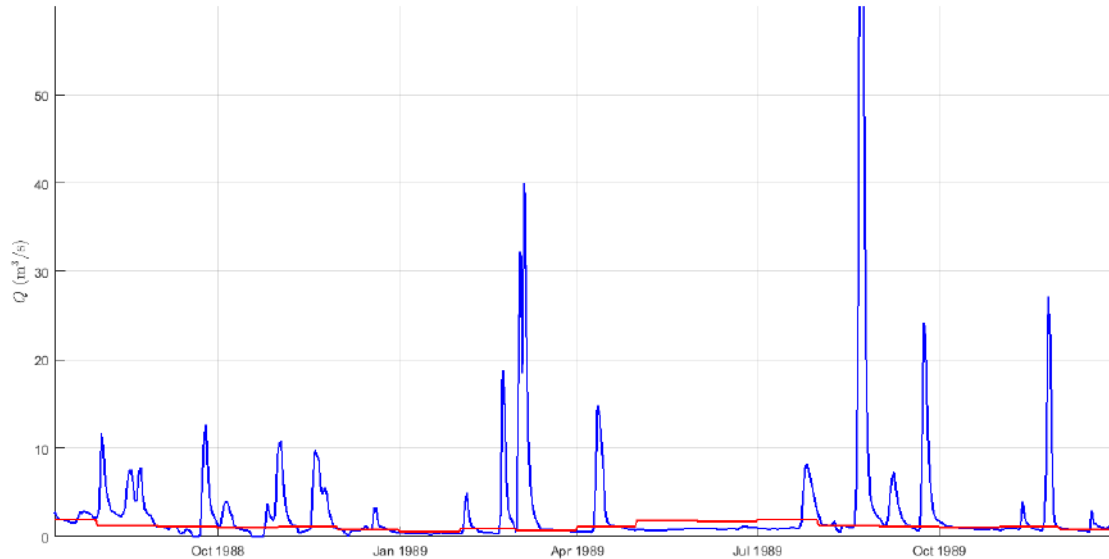


Figura 15-18: Recorte de la Figura 15-17, en azul caudal escurrimiento en la toma y en rojo caudal ambiental variable en el mes. Nombres de fechas en inglés.

ANEXO III. Descripción del análisis de alternativas

III.I Caracterización de las curvas HAV

Para un determinado cierre de la alternativa II o sobre el eje de la represa existente para la alternativa III, se define el eje del dique en el sistema de información geográfica de código abierto QGIS. En este mismo sistema se trazan las curvas de nivel a partir del Modelo Digital del Terreno del IDEuy, las cuales se interceptan con el eje definido, y se generan las superficies inundadas a diferentes cotas en cada uno de los cierres como la región que queda dentro de la cada curva de nivel interceptada con el eje del dique. En la Figura 15-19, a modo de ejemplo, se muestra el resultado para el cierre 1 de la alternativa II.

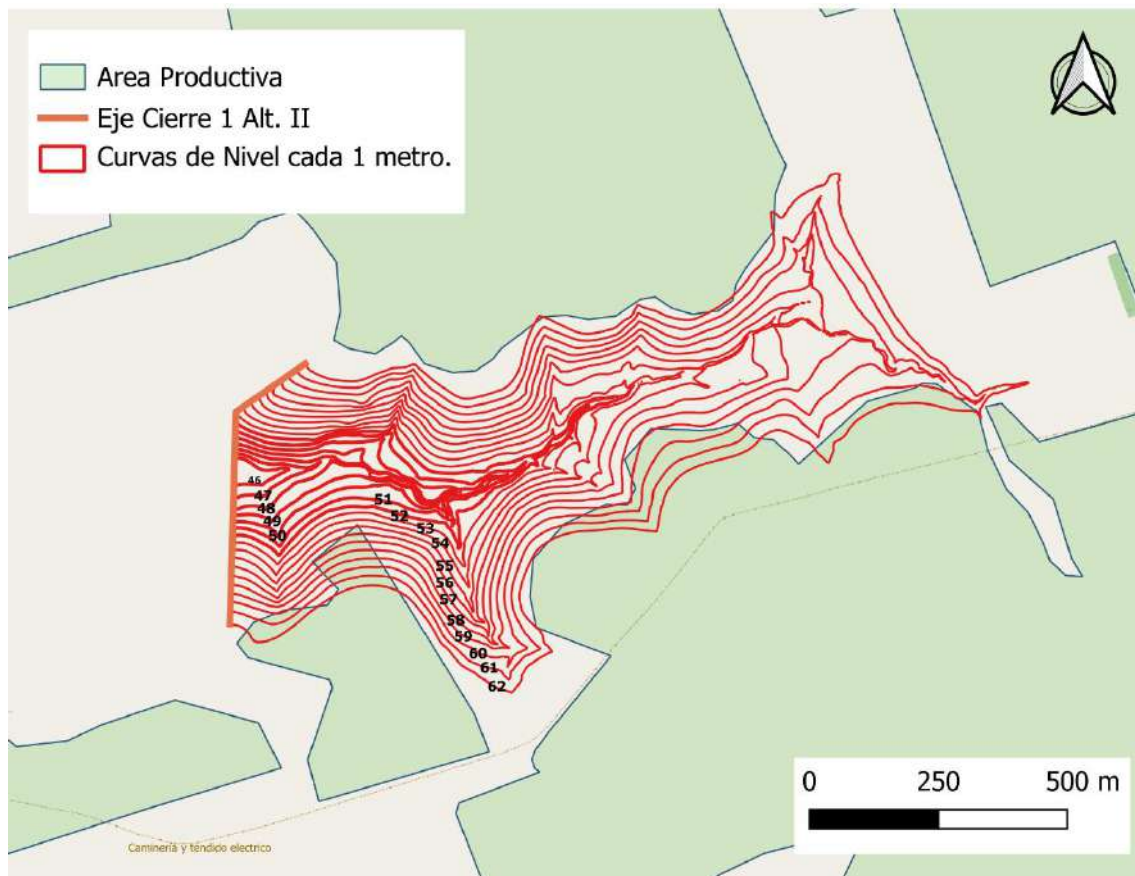


Figura 15-19: Área inundada a diferentes cotas interceptando cierres con curvas de nivel. Ejemplo para el cierre 1. Se muestra área productiva definida con imágenes del sitio. Cotas obtenidas del MDT del IDEuy. Imagen de fondo de Google Satelital.

Luego, el volumen de agua asociado a cada una de estas superficies se calcula como el volumen que queda por debajo de esa cota y por encima del MDT, esto se hace utilizando las herramientas de cálculo incorporadas en el software de QGIS. Con esto se tienen entonces para diferentes alturas (H), el área inundada (A) y el volumen de agua almacenado (V) por cada cierre. La altura de cada curva de nivel es la altura de esta respecto al fondo del cauce en el punto de cierre.

Obtenidos los valores de Altura, Área y Volumen (HAV), se generan las curvas para las parejas H-A y H-V a la cual se le realiza un ajuste potencial del tipo $y = ax^b$. A continuación, se presentan los resultados de las curvas HAV para cada uno de los

cierres de la alternativa II en la Figura 15-20 y para el recrecimiento del embalse actual de la alternativa III.

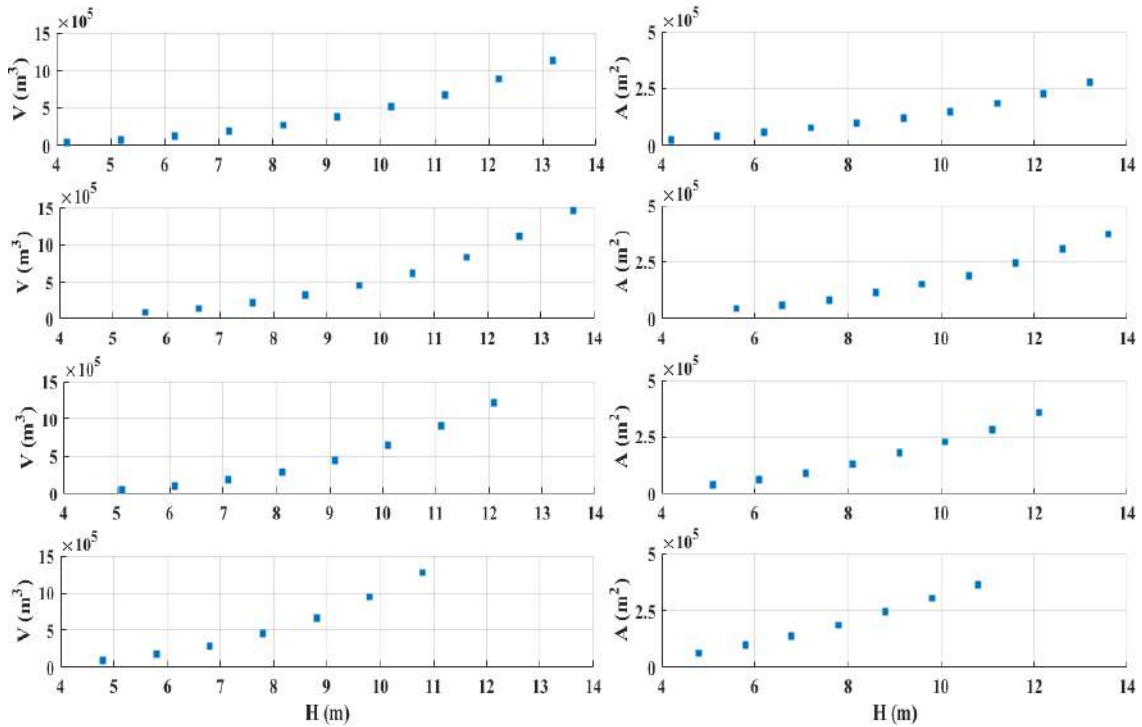


Figura 15-20: Curvas HAV en orden (desde el superior al inferior) para los cierres 1, 2, 3 y 4 de la alternativa II. Obtenidas utilizando el MDT del IDEuy.

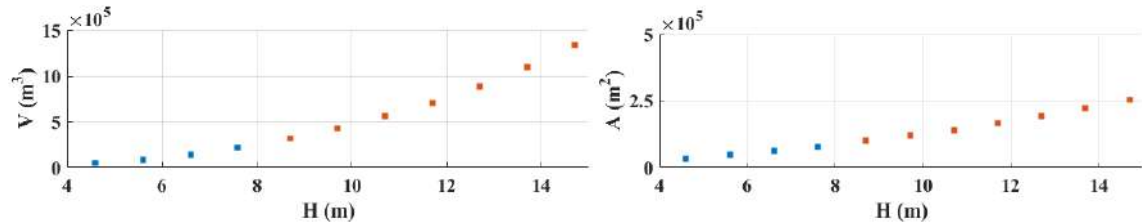


Figura 15-21: Curvas HAV Para el recrecimiento del embalse de la alternativa III. Obtenidas utilizando el MDT del IDEuy. En azul los puntos de las curvas HAV del embalse actual obtenida de los planos originales y en naranja los nuevos valores para mayores alturas.

III.II Cálculo estimado de movimiento de suelos de terraplén

En este método no se considerada la limpieza en la cimentación para el cálculo y se asume que el fondo es plano para calcular el ancho de la base de la represa en cada punto. El cálculo de movimiento de suelos se realiza de manera más en detallada en el diseño de la presa del capítulo 9.

Se utiliza la fórmula del volumen de tronco de pirámide para pares de secciones que se presenta en la expresión de la Figura 15-22. Para esto es necesario definir cuáles son estos pares de secciones transversales a la presa y conocer la distancia entre ellas.

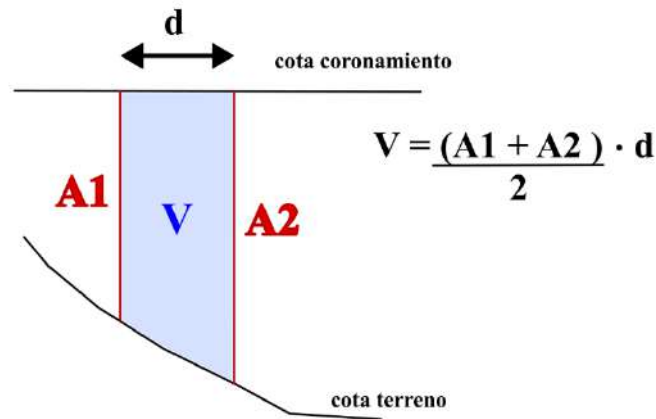


Figura 15-22: Cálculo de volumen entre dos secciones por fórmula de volumen de tronco de pirámide.

Para definir las secciones transversales se fija la altura de coronamiento a partir de la cota de vertido, que es la resultante de las curvas HAV para embalsar $1.000.000 \text{ m}^3$ en los cierres de la alternativa II y $1.211.600 \text{ m}^3$ en la alternativa III, y se le suma una revancha fija de 1,8 m. El valor de la revancha es ajustado en el diseño en detalle de la alternativa seleccionada. Con la cota de coronamiento fija, el ancho de coronamiento se calcula con la siguiente expresión, tomada de Diseño de Pequeñas Presas (U.S.B.R, 2007):

$$w = \frac{z}{5} + 3$$

15-1

Siendo:

- w el ancho de coronamiento en metros y
- z la profundidad máxima de la presa en metros.

Se utiliza como ancho el entero mayor más cercano.

Se traza el perfil de elevación a lo largo del eje de la presa, el cual consiste en cotas del terreno natural a diferentes progresivas. Las progresivas se discretizan cada 20 metros fuera del cauce y cada 2,5 metros dentro del cauce. En la Figura 15-23 y Figura 15-24 se presenta un ejemplo de trazado de perfil de elevación para los cuatro cierres de la alternativa II y para el recrecimiento de la alternativa III, respectivamente, obtenidos a partir del modelo digital de terreno del IDEuy.

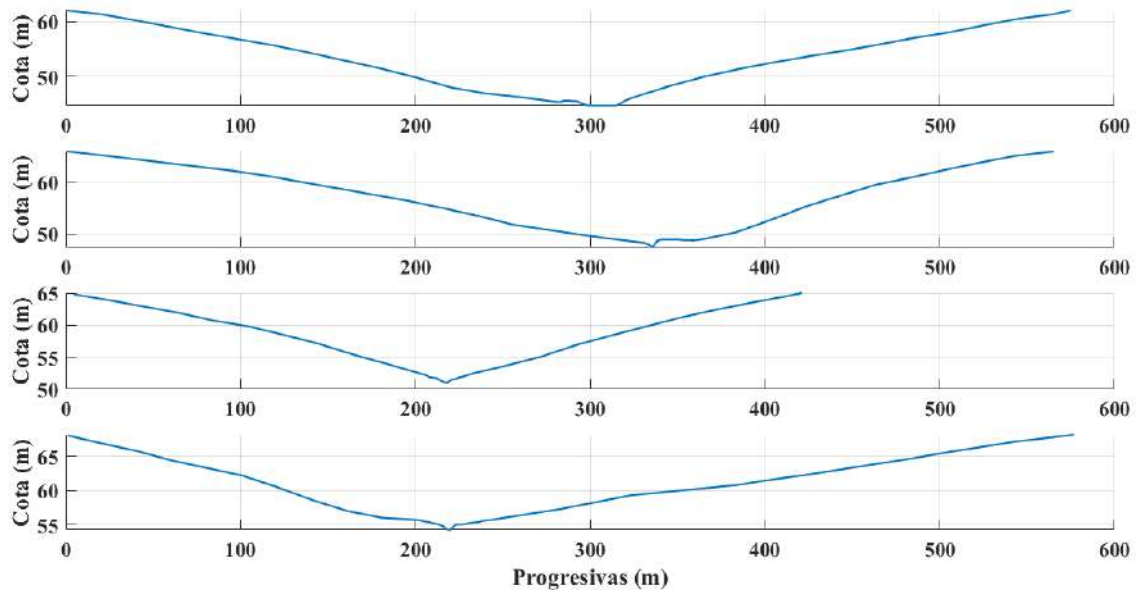


Figura 15-23: Perfiles de elevación en orden (de superior a inferior) de los cierres 1, 2, 3 y 4 de la alternativa II obtenido con MDT del IDEuy. Las cotas están referidas al modelo elipsoidal WGS 84. La progresiva 0 es el primer punto en la margen izquierda de cada cierre de la Figura 15-25.

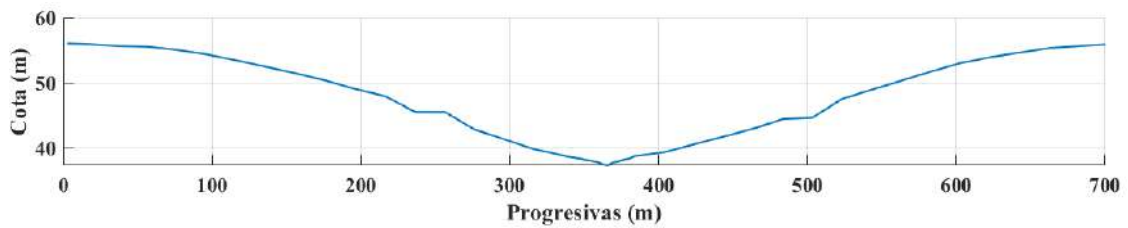


Figura 15-24: Perfil de elevación del eje de la presa en la alternativa III inmediatamente aguas abajo de la represa existente obtenido con el MDT del IDEuy. Las cotas están referidas al modelo elipsoidal WGS 84. La progresiva 0 es el primer punto en la margen izquierda de la Figura 15-25.

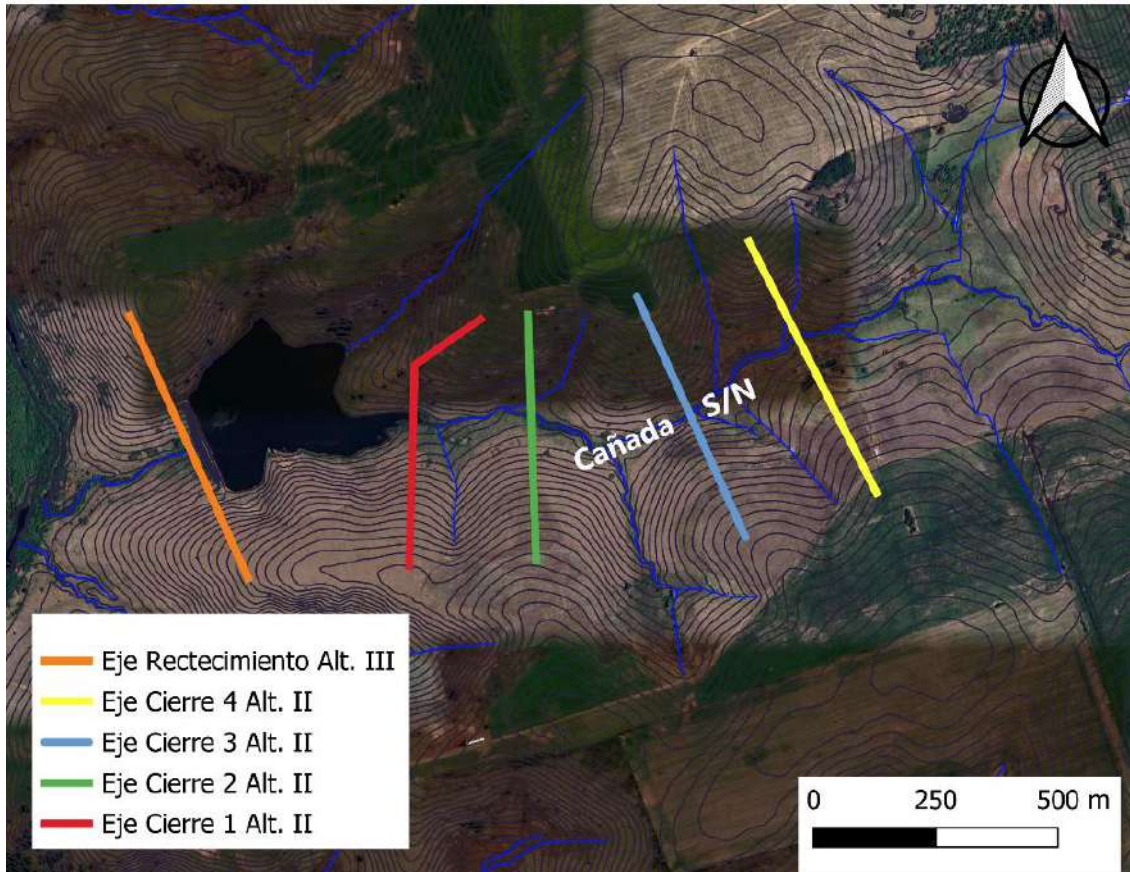


Figura 15-25: Ejes de perfiles de elevaciones presentados en la Figura 15-23 y Figura 15-24. Imagen de fondo de Google Satelital.

Para cada progresiva, queda definida la altura de la presa como la cota de coronamiento (fija, igual para todos los puntos) menos la cota del terreno natural. Una vez definido el ancho de coronamiento y la altura de la presa en cada punto, se asumen los taludes como 3H:1V para el faldón aguas arriba, y 2H:1V para el de aguas abajo.

A partir de la geometría de cada sección transversal, el volumen de movimiento de suelos se estima utilizando la fórmula de tronco de pirámide:

$$V_{mov,suelos} = \sum_{i=1}^{N-1} (A_i + A_{i+1}) \cdot \frac{(Prog_{i+1} - Prog_i)}{2}$$

Siendo:

- N el número de discretizaciones en el perfil de elevaciones.
- A_i la sección transversal en la discretización " i ".
- $Prog_i$ el valor de la progresiva en la discretización " i ".

En Tabla 15-12 se presenta el resultado de volumen de movimiento de suelos aproximado obtenido para cada uno de los cierres de la alternativa II (cierre aguas arriba) y para la alternativa III (recrecimiento). El volumen de suelo de la alternativa III fue calculado utilizando el perfil de elevación aguas abajo de la represa existente, ya que es hacia donde se extenderá el nuevo faldón, y se le restó el volumen de la represa existente presentado en la sección I.V.I del ANEXO I.

Tabla 15-12: Resultados de estimación de volumen de movimiento de suelos para los cuatro cierres de la alternativa II y para el recrecimiento de la alternativa III.

ID		Ancho Cor. (m)	Altura Rep. (m)	Ancho Base (m)	Volumen Mov. Suelos (m ³)
Alternativa II	Cierre 1	6	14,5	78,6	105.339
	Cierre 2	6	14,0	76,1	80.925
	Cierre 3	6	12,9	70,6	57.605
	Cierre 4	6	11,7	64,5	68.063
Alternativa III		7	16,3	88,4	120.371

III.III Indicadores de embalses

En la presente sección se detallan los métodos utilizados para el cálculo de cada indicador a ser utilizado en el análisis comparativo entre embalses de la alternativa II y en el análisis de la solución a proyectar.

Dichos métodos se realizan en base a simplificaciones, por lo que son aproximados. Elegido el mejor candidato, se realizarán los cálculos en detalle para el diseño de cada elemento del embalse.

Los indicadores utilizados se numeran a continuación.

- I1. Volumen del embalse/Volumen de movimiento de suelo.**
- I2. Facilidad de Construcción.**
- I3. Área productiva afectada.**
- I4. Largo del aliviadero.**
- I5. Altura del embalse.**
- I6. Volumen del embalse/Área inundada.**
- I7. Volumen del embalse/Volumen de la cuenca.**
- I8. Distancia recorrida por el agua.**

III.III.I Indicador I1 – Volumen de embalse sobre Volumen de movimiento de suelos

Este indicador pretende ser una medida de qué tan costosa es la obra en función del volumen de agua que se logra embalsar, respecto al volumen de movimiento de suelos necesario para la obra del dique. Cuanto mayor sea este valor, indica que se puede embalsar un mayor volumen de agua por volumen de movimiento de suelo, por lo que mejor será el proyecto.

$$I2 = \frac{V_{embalse}}{V_{mov. suelo}}$$

En primer lugar, se tiene el volumen embalsado en 1.000.000 m³ en todos los cierres con el fin de poder realizar el análisis comparativo. El volumen de movimiento de suelo se estima, como se mostró en la sección III.II, para una cota de vertido tal que el volumen almacenado determinado por las curvas H-A-V sea 1.000.000 m³.

En la Tabla 15-13, se muestran los resultados para los cuatro cierres de la Alternativa II.

Tabla 15-13: Resultado indicador I1 para los cierres de la Alternativa II

ID	V emb. / V suelo (m ³ agua/ m ³ suelo)
Cierre 1	9.5
Cierre 2	12.3
Cierre 3	16.3
Cierre 4	14.5

En el caso de la alternativa III, es de 1.211.000 m³, siendo este la suma del volumen del embalse de la represa existente y el de 1.000.000 m³ asumido para la Alternativa II.

III.III.II Indicador I2 – Facilidad de Construcción

Este indicador pretende ser una medida de qué tan compleja puede llegar a ser la obra, ya sea por los métodos constructivos a emplear, o por el tiempo de ejecución, o las afectaciones a obras civiles, etc. Para esto, se emplean cuatro indicadores parciales que contemplen esto, los cuales se numeran a continuación.

- I2-1 Efectos que se pudieran tener sobre pie de talud aguas abajo, debido a, por ejemplo, a la cercanía del embalse existente. Es un indicador booleano, 1 – no hay efecto, 0 – sí hay efecto.
- I2-2 Distancia horizontal más cercana, en metros, desde el embalse correspondiente al punto de cierre a caminería y línea de distribución eléctrica.
- I2-3 Distancia horizontal más cercana, en metros, desde el embalse correspondiente al punto de cierre a viviendas/edificaciones.
- I2-4 Pretende ser una magnitud del tiempo de ejecución de la obra, la cual está relacionada con el movimiento de suelo. El valor a informar es el Volumen de movimiento de suelos en metros cúbicos.

Los indicadores parciales I2-2, I2-3, e I2-4 no son adimensionales, por lo tanto, se normalizan los mismos dividiendo por el máximo y poder generar un único valor como indicador de la facilidad de construcción. Por ejemplo, si se tienen dos opciones con 1.000 m³ y 800 m³ de movimiento de suelo, el indicador I2-4 resulta 1.000m³/1.000m³ = 1 y 800m³/1.000m³ = 0,8 para cada opción, respectivamente.

Cálculo de Indicador 2 entre cierres de alternativa II

En la Tabla 15-14 se muestran los resultados para los cuatro cierres de la Alternativa II, para el valor no adimensional. Luego, dividiendo cada opción por el máximo (adimensionalizando), se asume que todos tienen la misma valoración y se aplica la fórmula:

$$I2 = (I_{2-1}) + (I_{2-2}) + (I_{2-3}) - (I_{2-4})$$

Se obtiene el resultado numérico como indicador de la facilidad de construcción que se muestra en la Tabla 15-15 en la última columna.

Tabla 15-14: Indicadores parciales sin adimensionalizar para el indicador I2

	I2 – 1	I2 – 2 (m)	I2 – 3 (m)	I2 – 4 (m ³)
Cierre1	0	165	710	105.339
Cierre2	1	125	450	80.925
Cierre3	1	26	240	57.605
Cierre4	1	0	150	68.063

Tabla 15-15: Resultado indicador I2 para los cierres de la Alternativa II.

	I2 – 1	I2 – 2	I2 – 3	I2 – 4	I2
Cierre1	0	1,0	1,0	1,0	1,0
Cierre2	1	0,8	0,6	0,8	1,6
Cierre3	1	0,2	0,3	0,5	0,9
Cierre4	1	0,0	0,2	0,6	0,6

Valoración	1	1	1	1
------------	---	---	---	---

Cálculo de Indicador 2 entre cierre 2 de alternativa II y alternativa III

Se recalcula el indicador I2 “Facilidad de construcción”, utilizando solamente el cierre 2 de la alternativa II (mejor candidato) y el recrecimiento de la alternativa III, ya que como se mencionó anteriormente, el mismo depende de la diferencia relativa entre las opciones para poder realizar el cálculo de suma de adimensionales. Se obtienen los indicadores parciales del indicador I2 (Tabla 15-16), y el resultado final en la Tabla 15-17.

Tabla 15-16: Indicadores parciales para el indicador I2, para las Alternativas II y III

	I2-1	I2-2 (m)	I2-3 (m)	I2-4 (m ³)
Alt III	0,0	316	1.025	120.371
Alt II	1,0	125	450	80.925

Tabla 15-17: indicador I2, para las Alternativas II y III

	I2-1	I2-2	I2-3	I2-4	I2
Alt III	0,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Alt II	1,0	0,4	0,4	0,7	1,2

Valoración	1	1	1	1
------------	---	---	---	---

III.III.III Indicador I3 – Área productiva perdida

Este indicador se refiere al área productiva perdida debido al área inundada por el embalse y por la construcción del canal del aliviadero. Cuanto menor es este indicador, mejor será el proyecto.

Para esto se determinan las zonas productivas a través de imágenes satelitales e imágenes de vuelos de dron, en la Figura 15-19 se muestra cual es esta área productiva. Se interceptan estas con el área inundada por cada embalse de 1.000.000 m³ y por el

trazado tentativo del canal del aliviadero (el trazado de los canales se ajusta en el diseño de estos). El área productiva afectada se expresa en ha.

Tabla 15-18: Resultado indicador I3 para los cierres de la Alternativa II

ID	A prod. perdida (ha)
Cierre 1	0,2
Cierre 2	0,7
Cierre 3	4,5
Cierre 4	7,9

III.III.IV Indicador I4 - Largo del aliviadero

Este indicador refiere al largo del aliviadero. Cuanto menor sea este valor, mejor será el proyecto, ya que implicará un menor costo de inversión.

Para el trazado del aliviadero, se traza una línea desde el extremo del dique (por encima de la cota que hace embalsar 1.000.000 m³ en cada cierre), que minimice el largo del canal, siguiendo la misma curva de nivel, hasta descargar en el cauce natural. Se asume una pendiente del 0.5% para el canal. En la Tabla 15-19 se muestran los resultados obtenidos.

Tabla 15-19: Resultado indicador I4 para los cierres de la Alternativa II

ID	Aliviadero (m)
Cierre 1	154
Cierre 2	178
Cierre 3	174
Cierre 4	114

III.III.V Indicador I5 – Altura de la presa

Este indicador da una idea de la “complejidad” no solo de la obra, sino que también los requisitos técnicos a cumplir en el diseño y los criterios de riesgo que se deben adoptar. Cuanto menor sea este indicador, mejor es el proyecto. Utilizando las curvas HAV, se determina la altura de embalse necesaria para embalsar 1.000.000 m³ para una revancha fija de 1,8 m en todos los cierres. En la Tabla 15-20 se muestran los resultados obtenidos. Como se puede observar, la altura del embalse está dentro del mismo orden para todos los cierres. Por lo tanto, se concluye que no es un indicador que juegue un papel relevante para la selección de la mejor alternativa, por lo que se desestima la utilización de este.

Tabla 15-20: Resultado indicador I5 para los cierres de la Alternativa II

ID	Altura Embalse
Cierre 1	14,5
Cierre 2	14,0
Cierre 3	12,9
Cierre 4	11,7

III.III.VI Indicador I6 – Volumen del embalse sobre área del embalse

Indicador también denominado la altura media del embalse. Representa la capacidad que se tiene de un embalse referido el área inundada, un valor mayor del indicador representa que el embalse tiene mayor capacidad de almacenamiento para la misma área.

$$I3 = \frac{V_{embalse}}{A_{embalse}}$$

Se determina el área embalsada para un volumen del embalse de 1.000.000 m³, utilizando las curvas HAV. En Tabla 15-21 se muestran los resultados obtenidos. Se observa que no se tiene mucha variación entre las opciones, por lo cual se concluye que no es un indicador de peso para la toma de decisión, por lo tanto, se desestima su utilización para el análisis.

Tabla 15-21: Resultado indicador I6 para los cierres de la Alternativa II.

ID	V emb. / A emb. (m)
Cierre 1	4,1
Cierre 2	3,6
Cierre 3	3,2
Cierre 4	3,2

III.III.VII Indicador I7 – Volumen del embalse sobre volumen de escurrimiento en la cuenca

Este indicador refleja la “capacidad de llenado” que tiene un embalse por escurrimiento de la cuenca, la que suele ser el caudal de entrada de mayor cantidad. Cuanto menor es este indicador, mejor será el proyecto.

$$I7 = \frac{V_{embalse}}{V_{esc. cuenca}}$$

El volumen del embalse se fija en 1.000.000 m³ para todos los cierres, mientras que el volumen de escurrimiento en la cuenca utilizado es el volumen promedio anual que se obtiene multiplicando los caudales específicos de escurrimiento en la zona de estudio presentado en la sección 2.3.7.2 por la duración de cada período y luego por el área de la cuenca de aporte correspondiente.

Considerando que en la alternativa II, los cierres 1, 2, 3 y 4 tienen un área de cuenca de 332, 320, 275 y 243 ha respectivamente, el resultado de este indicador se muestra en la Tabla 15-22. Se observa que la variación relativa entre estos no resulta significativa, por lo tanto, se desestima este indicador para la toma de decisiones.

Tabla 15-22: Resultado del indicador I6 para los cierres de la alternativa II.

ID	V emb. / V cuenca.
Cierre 1	1,0
Cierre 2	1,1
Cierre 3	1,3
Cierre 4	1,4

III.III.VIII Indicador I8 – Distancia de recorrido del agua

El presente indicador pretende ser una medida de cuán costosa será la obra de toma desde el río San Salvador hasta el embalse, y desde el embalse hacia los *pivots*. Cuanto menor sea este valor, mejor será el proyecto.

En primera instancia, se calcula la distancia horizontal entre la toma de agua del San Salvador hasta descargar en el embalse, así como las diferencias de cotas entre ambos puntos. A su vez, se calcula la distancia horizontal entre el dique y el centro del *pivot* más cercano, así como la diferencia de cota entre ambos. Se tienen cuatro medidas para cada punto de cierre. Para obtener un valor único para el indicador, se realiza un análisis multicriterio para estos cuatro parámetros, normalizados y ponderados. Los resultados se expresan en la Tabla 15-23. Como se puede observar, no existe una variación sustancial entre las opciones. Esto era de esperarse ya que no existe una diferencia significativa en la distancia entre las opciones, y porque cuando la distancia desde la toma del San Salvador al embalse crece, la distancia del embalse hacia los *pivots* decrece, por lo que se compensa.

Tabla 15-23: Resultado indicador I8 para los cierres de la Alternativa II

	Distancia desde toma a dique del embalse (m)		Distancia desde toma embalse al centro del pivot más cercano (m)	
	H	V	H	V
Cierre1	965	26,7	830	16,3
Cierre2	1.130	29,2	750	13,8
Cierre3	1.450	32,1	640	10,9
Cierre4	1.735	33,9	560	9,1

Cierre1	0,56	0,79	1,00	1,00
Cierre2	0,65	0,86	0,90	0,85
Cierre3	0,84	0,95	0,77	0,67
Cierre4	1,00	1,00	0,67	0,56

Valorización	3	3	1	1
--------------	---	---	---	---

	INDICADORES	
	Indicador Sumado	Indicador Ponderado
Cierre1	6,03	0,83
Cierre2	6,29	0,87
Cierre3	6,79	0,94
Cierre4	7,23	1,00

ANEXO IV. Análisis serie de precipitación

Se presenta en este anexo estudio realizado sobre las series de precipitación obtenidas del UTEi, INUMET e INIA más cercanas a la zona de estudio. Estas series son: Corralito (Corr), Egaña (Ega), Palmitas (Pal), Rodó (Rod), Cardona (Car), Santa Catalina (SC), Chileno (CH), Ombúes de Lavalle (OL), Miguelete (Mig), Cañada Nieto (CÑ), La Estanzuela (INIA_E).

IV.I Análisis de datos

IV.I.I Calidad de datos crudos

En primera instancia se realizó un análisis de la calidad de datos de las distintas estaciones desde enero de 1995 hasta abril de 2024 (correspondiendo a 10713 días en total), debido a que es el período común a todas las estaciones.

Se comienza por realizar una observación de la cantidad de datos vacíos y días con precipitación que tiene cada una de las series, siendo los resultados obtenidos los que se presentan en la Tabla 15-24.

Tabla 15-24: Días vacíos y con precipitación serie de datos estaciones.

Estación	INIA_E	Corr	Ega	Pal	Rod	Car	SC	CH	OL	Mig	CÑ
Días Vacíos	0	1131	168	31	23	35	27	46	227	93	313
Días de precipitación	2876	1241	1638	1890	1898	1831	1891	1950	2066	2206	1797

Se puede observar que la estación de INIA cuenta con la serie más completa teniendo datos para todos los días, mientras que la de corralito es la serie de datos con más faltantes correspondiendo a un poco más del 10% de la serie total.

Por otro lado, en cuanto a la estación de Ombúes de Lavalle, si bien cuenta con 227 datos faltantes, la misma dejó de estar operativa en setiembre de 2023, por lo que 145 días de esos 227 corresponden a este período. Esto resulta en que los faltantes de datos se encuentren concentrados sobre el final de la serie y no dispersos durante todo el período de esta.

Luego, se realizó un análisis de las máximas precipitaciones registradas y promedio anual para las distintas estaciones, obteniéndose la Tabla 15-25.

Tabla 15-25: Lluvia máxima y promedio anual estaciones.

Estación	INIA_E	Corr	Ega	Pal	Rod	Car	SC	CH	OL	Mig	CÑ
Precipitación máxima (mm/d)	255	140	200	176	192	220	220	240	165	250	186
Promedio precipitación anual (mm/año)	1.091	793	1.068	1.162	1.237	1.172	1.176	1.215	1.208	1.199	1.025

Se puede observar que, si bien los máximos se encuentran en cierto entorno de precipitación, es de esperar las diferencias observadas debido a la variabilidad espacial que caracteriza a los eventos de precipitación.

Por otro lado, se tiene que la precipitación media anual acumulada según los datos obtenidos de las estaciones se encuentra entre 793 y 1.237 mm/año, siendo que, según la ubicación de la zona de estudio y el mapa de isóneas de precipitación anual de INUMET presentado en la Figura 15-26, la precipitación anual debería encontrarse entre 1100 y 1200 mm/año. Dejando de lado la estación de Corralito, la cual presenta un sesgo en su promedio debido a la gran cantidad de datos faltantes, se puede ver que las demás series presentan una precipitación acumulada anual dentro de lo esperable según el mapa de precipitación de INUMET.

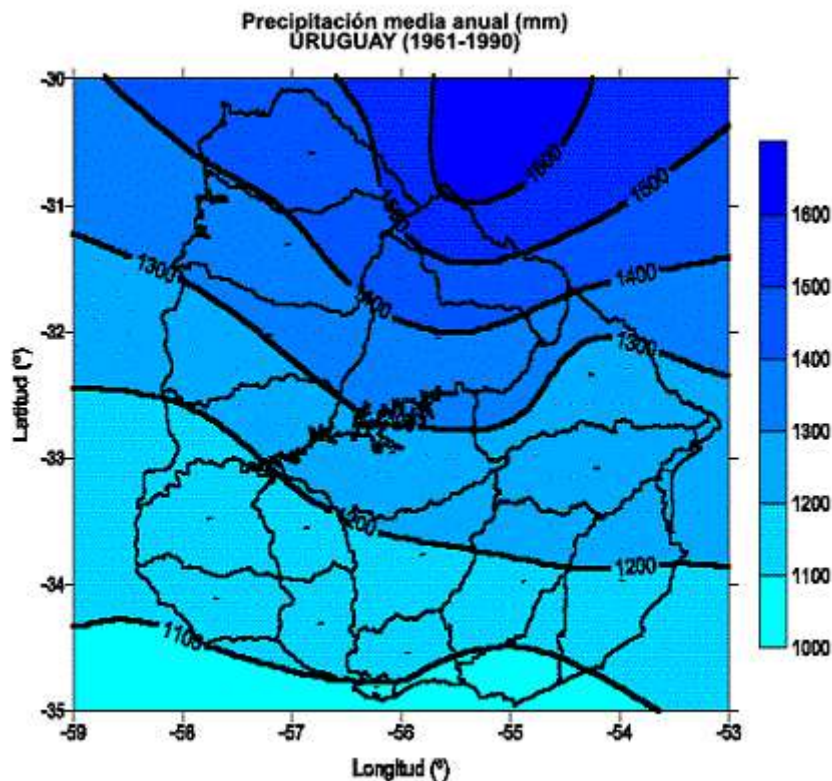
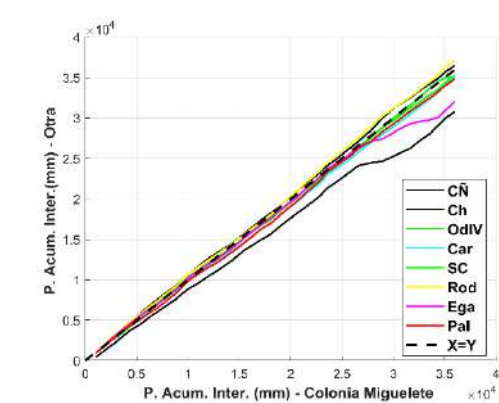
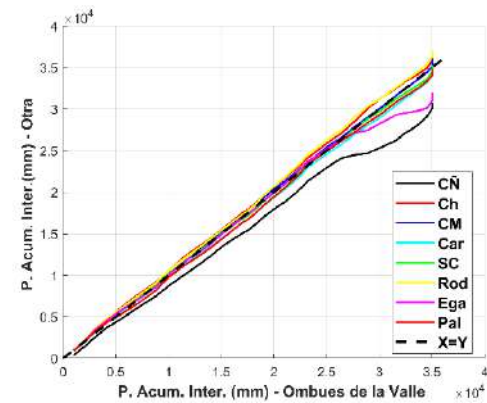
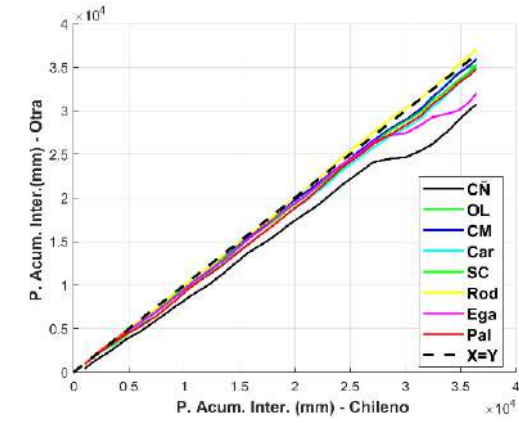
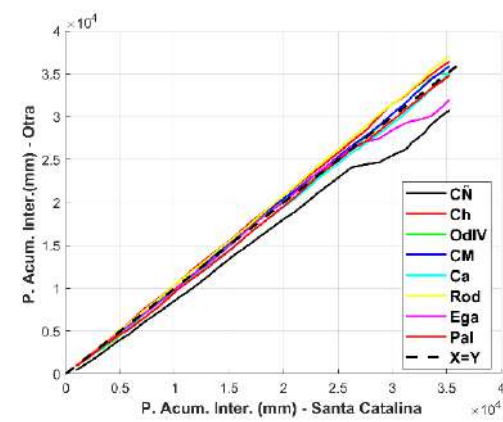
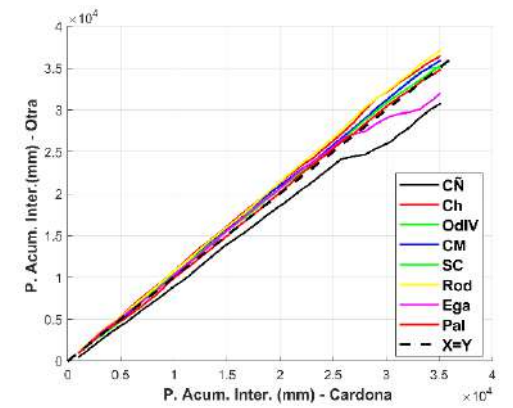
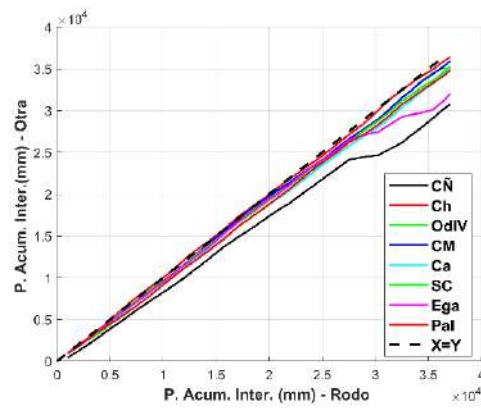
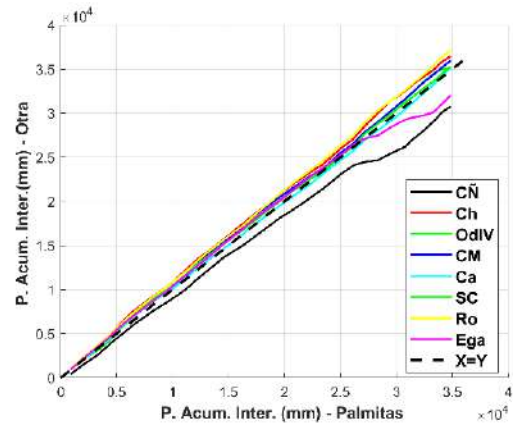
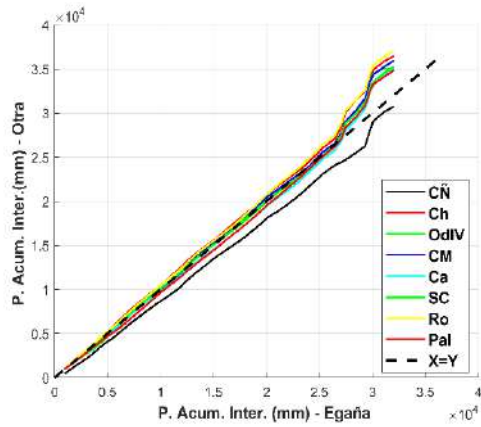


Figura 15-26: Mapa de isóneas de precipitación acumulada anual INUMET.

IV.I.II Curvas de doble masa

Se realizan gráficas comparativas de acumulados interanuales para comparar cada estación frente a todas las otras y verificar que las series sean proporcionales.



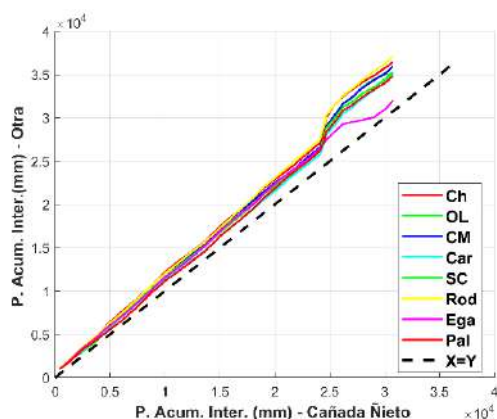


Figura 15-27: Curvas de doble masa comparativas de cada estación frente a todas las demás.

De los gráficos presentados en la Figura 15-27 se puede observar que las estaciones de Egaña y Cañada Nieto presentan diferencias sobre todas las demás. Es decir que la serie de precipitación acumulada interanual de estas estaciones no es proporcional con la serie de datos de las demás estaciones seleccionadas.

Por lo tanto, se concluye que al corregir los datos faltantes y *Outliers* de la estación Chileno (elegida por la consistencia de los datos y cercanía a la zona de estudio), no se utilizarán las estaciones de Egaña y Cañada Nieto.

IV.I.III Comparación días de lluvia

Para corregir la serie de la estación Chileno, se correlaciona los días de precipitación de la serie de datos de todas las demás estaciones con la precipitación en la estación Chileno. Para ello se descartan los casos en que hay datos vacíos en Chileno o las demás estaciones.

De los resultados presentados en la Tabla 15-26, se puede concluir que los datos que ajustarían de mejor manera una corrección de la serie de Chileno son las estaciones de Ombúes de Lavalle, Colonia Miguelete, Cañada Nieto y La Estanzuela.

Tabla 15-26: Comparación días de lluvia Chileno frente a las demás estaciones.

Estación	INIA_E	Corr	Ega	Pal	Rod	Car	SC	CH
Coincidencias días	9.472	7.479	8.084	8.063	8.075	8.085	8.079	10.667
Porcentaje	89%	70%	76%	76%	76%	76%	76%	100%

Estación	OL	Mig	CÑ
Coincidencias días	9.945	10.041	9.807
Porcentaje	93%	94%	92%

Esto concuerda también con la cercanía de la estación Chileno con las de CM, OL y CÑ. Por lo visto anteriormente se descarta la utilización en la corrección de datos de la estación de Cañada Nieto y se procede a corregir principalmente con la serie de datos de CM y OL, en caso de que en algún día se encuentren datos vacíos de esas dos estaciones, se corregirá con la estación de INIA La Estanzuela la cual no presenta datos faltantes.

IV.I.IV Corrección de *Outliers* Chileno

Se realiza un análisis de los *outliers* presentes en la serie de datos de Chileno frente a OL, CM y La Estanzuela.

Se define *outlier* como el valor de precipitación de determinado día de la estación CH que sea mayor a 10 veces del máximo valor registrado de precipitación de ese mismo día en las estaciones OL, CM o INIA_E. Además, debe cumplir que la precipitación del día que se está analizando sea mayor a 30 mm, ya que se considera que hasta 30 mm de lluvia se pueden llegar a registrar en un día que se registra lluvia en el CH y no se registra en las demás estaciones.

Se destaca que al trabajar con estaciones de INUMET e INIA, se toma el período de enero de 1980 hasta abril de 2024 ya que todas cuentan con ese período de datos y servirá para abarcar el período de datos que se tiene del aforo del río San Salvador en Paso Ramos.

Se identifican 6 *outliers* que se presentan en la Tabla 15-27, los cuales se corrigen por el valor máximo que se registra en las demás estaciones.

Tabla 15-27: *Outliers serie de datos Chileno.*

Fecha	Precipitación CH (mm/d)	Máx. demás estaciones (mm/d)
03/02/1989	65	0
24/6/1995	37	0
18/5/2003	60	0
03/01/2007	135	5
30/12/2016	35	0
12/02/2021	35	2

IV.I.V Corrección de faltantes en estación pluviométrica Chileno.

De manera similar al análisis de *outliers*, se realiza la corrección de datos faltantes en Chileno.

Como se había observado anteriormente, en la serie se identificaron en total 46 datos faltantes para los cuales se llenaron siguiendo el siguiente criterio:

- Si para el día que se registra un dato faltante, se tiene registro de datos de la estación de OL, entonces se completa la serie con ese registro.
- Si para el día que se registra un dato faltante y también se registra faltante en OL, pero hay dato de la estación CM, entonces se completa la serie con ese registro.
- Si el día que se registra faltante, también se registra faltante en OL y CM, entonces se completa la serie con datos de INIA_E.

Se realiza esta priorización en las estaciones debido a que la estación de Ombúes de Lavalle cuenta con muy pocos faltantes y es la que se encuentra más cercana a la estación de Chileno por lo que es la estación que tiene registros más parecidos. Luego, entre la estación de Colonia Miguelete y La Estanzuela se prioriza la cercanía de la primera a la estación en estudio.

IV.I.VI Detalle de la serie de la estación pluviométrica Chileno Corregida.

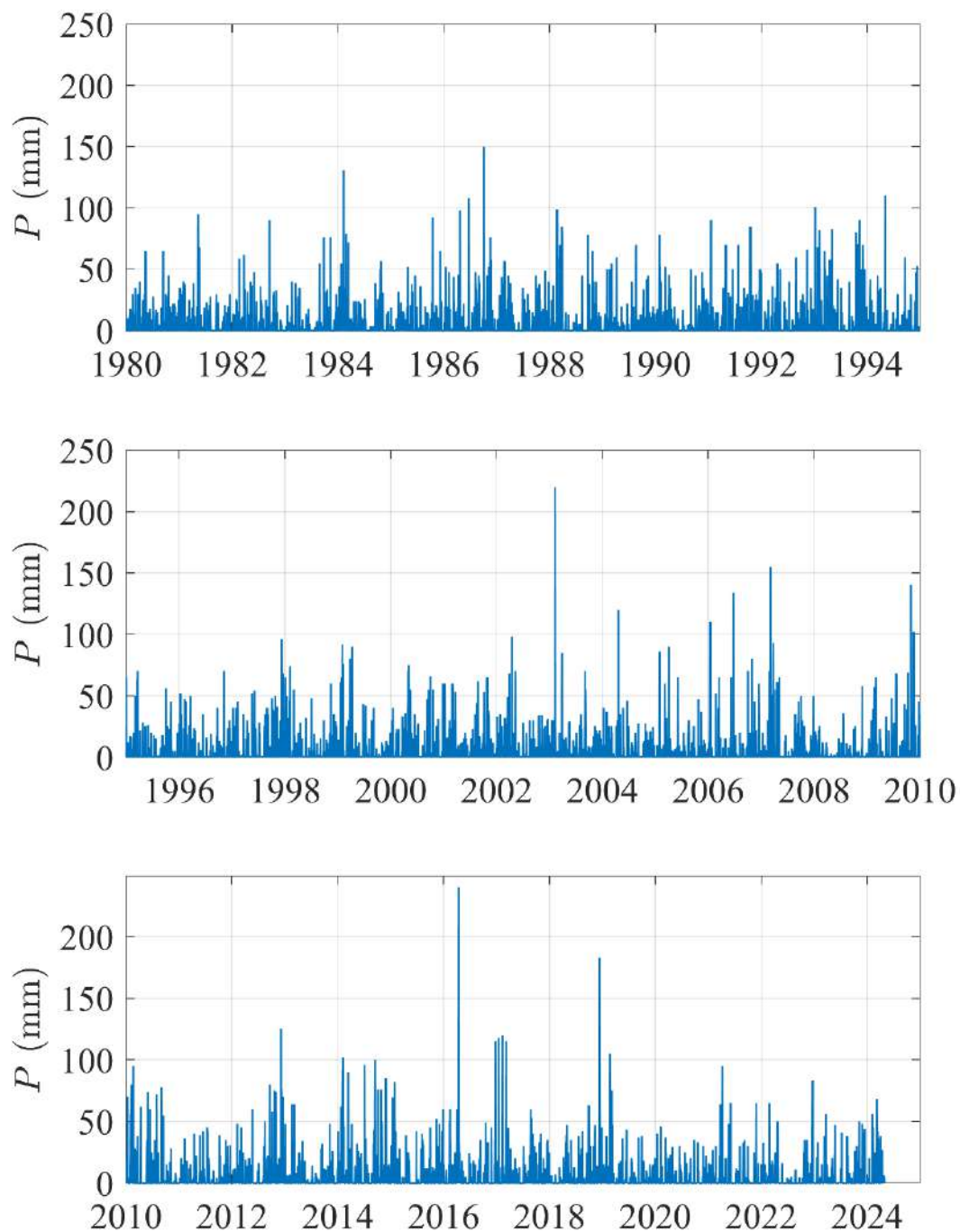


Figura 15-28: Serie pluviométrica corregida de la estación Chileno.

ANEXO V. Caudal Ambiental

A continuación, se describe cómo se calcula el caudal ambiental a cumplir aguas abajo de la represa existente y aguas abajo de la toma de extracción del río San Salvador utilizando la regionalización estadística de caudales de la DINAGUA. Se presentan las curvas de permanencia de caudales de la serie de datos del río San Salvador.

V.I Caudal ambiental a partir de regionalización estadística de la DINAGUA

De acuerdo con la determinación provisoria del Decreto N°368/018 (Decreto N°368/018, 2018), se establece que el caudal ambiental que se debe cumplir en la obra hidráulica es aquella que tiene cierta recurrencia en una serie histórica:

- 60% de permanencia para construcción de represas.
- 80% de permanencia para construcción de tomas de extracción directa.

Para cuando no se cuentan con datos de una serie histórica, se recurre a la regionalización estadística de caudales (DINAGUA, 2019), de la cual se obtienen los caudales específicos regionalizados. Para la zona de estudio, las curvas de permanencia se muestran en la Figura 15-4, Figura 15-5 y Figura 15-6, donde se utiliza en particular los resultados de calibración de la estación 178.0 Paso Ramos.

De las curvas de permanencia, para cada porcentaje X% de permanencia, del eje de las abscisas se obtiene el valor de la razón:

$$\frac{q_{X\%}}{q_{med}}$$

15-2

Siendo:

- $q_{X\%}$ el caudal específico en $l/s/km^2$ de X% de permanencia en el cauce,
- y q_{med} el caudal específico en $l/s/km^2$ promedio en el cauce.

Para obtener entonces el caudal específico de X% de permanencia de cada mes, se selecciona el valor de $\frac{q_{X\%}}{q_{med}}$ asociado a ese mes y se multiplica por el caudal específico medio de ese mes (q_{med}).

Para saber el valor de $\frac{q_{X\%}}{q_{med}}$ del mes de interés, se utiliza la curva de permanencia cuatrimestral tal que el mes de interés se encuentre dentro de ese cuatrimestre. Mientras que, para determinar el caudal específico medio del mes se utilizan los resultados presentados en la Tabla 15-1.

En la Tabla 15-28 se presentan los resultados de caudal específico de 60% y de 80% de permanencia en la zona de estudio de cada mes del año. Luego el caudal ambiental se obtiene multiplicando por el área de la cuenca de aporte con punto de cierre donde se está evaluando el caudal ambiental.

Tabla 15-28. Caudales específicos de 60 y 80 % de permanencia para cada mes del año en la zona de estudio.

Mes	$q_{60\%}$	$q_{80\%}$
Abr	1,13	0,87
May	2,06	1,59
Jun	2,00	1,54
Jul	1,95	1,51
Ago	2,44	1,25
Set	2,26	1,16
Oct	3,73	1,92
Nov	2,35	1,21
Dic	0,85	0,48
Ene	0,43	0,24
Feb	0,96	0,54
Mar	1,15	0,64

V.II Curvas de permanencia de caudales toma de extracción

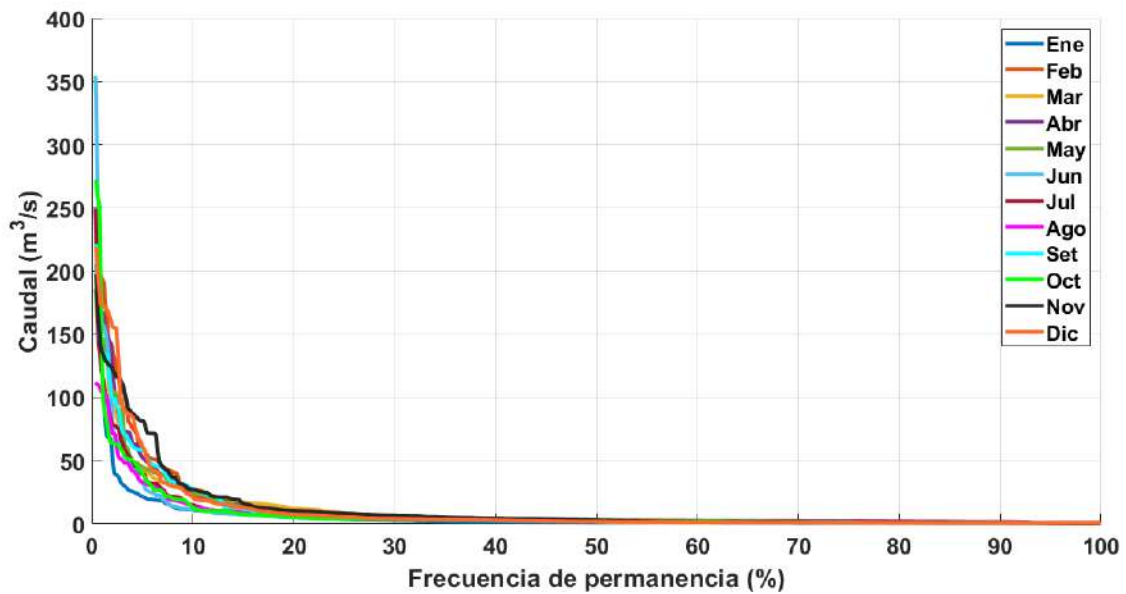


Figura 15-29: Curva de permanencia de caudales en el río San Salvador para cada mes del año.

ANEXO VI. Balance hídrico de embalses

En este anexo se detalla la metodología de cálculo y resultados de la modelación de balance hídrico del sistema conformado por dos embalses y una toma de extracción. El cálculo descrito es luego implementado mediante planillas de cálculo de Excel.

VI.I Descripción general del balance hídrico

El modelo de balance de embalse consiste en realizar pasos temporales de la ecuación de balance hídrico en función de caudales de entrada y salida. De esta manera se verá que el embalse trabajará en un ciclo agrícola anual, siendo generalmente las entradas superiores a las salidas en meses fuera de zafra y viceversa en los meses de zafra.

$$\frac{dS}{dt} = I(t) - O(t)$$

15-3

Siendo:

- S : Almacenamiento
- I : Caudales de entrada
- O : Caudales de salida

De manera general, para el sistema planteado de dos represas se tiene que los caudales de entrada se componen de:

- Precipitación sobre la superficie del embalse.
- Escorrentía proveniente de la cuenca.
- Caudal de recarga desde el río San Salvador.

Mientras que los caudales de salida se componen de:

- Volumen de infiltración a través de la presa y por la fundación.
- Evaporación sobre la superficie del embalse.
- Volumen de vertido.
- Volumen de demanda ambiental.
- Volumen de demanda agrícola.

En este caso, el balance hídrico se debe acoplar al funcionamiento de dos represas, y al estar unas aguas arriba de la otra se debe tener en cuenta el vertido de la nueva represa aguas arriba como caudal de entrada a la represa de abajo. A seguir se denota como R1 a la represa existente y R2 el nuevo embalse aguas arriba.

VI.II Definición de sistema de ecuaciones discretas

Considerando entonces los dos embalses, la ecuación de balance presentada anteriormente discretizada en un paso temporal Δt para ambos embalses, queda de la forma:

$$V_{emb,i}^{R1} = V_{emb,i-1}^{R1} + V_{esc,i}^{R1} + V_{SS}^{R1} + V_{recarga,i}^{R1} - V_{inf,i}^{R1} + A_{emb,i}^{R1}(P_i - Ev_i) - V_{v_i}^{R1} - V_{amb,i}^{R1} - V_{riego,i}^{R1}$$

15-4

$$V_{emb,i}^{R2} = V_{emb,i-1}^{R2} + V_{esc,i}^{R2} + V_{SSrecarga,i}^{R2} - V_{inf,i}^{R2} + A_{emb,i}^{R2}(P_i - Ev_i) - Vv_i^{R2} - V_{amb,i}^{R2} - V_{riego,i}^{R2} + Vv_i^{R1}$$

15-5

Donde:

- i es el paso temporal.
- V_{emb} el volumen del embalse.
- V_{esc} es la escorrentía.
- $V_{SSrecarga}$ es el volumen de recarga desde el San Salvador.
- V_{inf} siendo el volumen de infiltración.
- A_{emb} el área del embalse.
- P es la precipitación.
- E_v es la evaporación del embalse.
- V_v el volumen de vertido.
- V_{amb} es el volumen ambiental.
- V_{riego} es el volumen de riego.

El volumen de infiltración puede despreciarse en ambas represas ($V_{inf} = 0$), dado que se proyecta la represa nueva (R2) con un núcleo de un material de baja permeabilidad y la cimentación se realiza alcanzando un material de baja permeabilidad con un dentellón. Por otra parte, la represa existente (R1) tiene un núcleo de arcilla y el dentellón alcanza una cota suficiente para asumir que se está obstruyendo la capa más permeable visualizada en los perfiles de suelos de las calicatas.

VI.III Resolución numérica de balance hídrico discreto

Establecido el sistema de ecuaciones de las ecuaciones 15-4 y 15-5, se toma en cuenta que:

- La Precipitación (P_i) y la Evaporación (Ev_i) se obtienen del análisis de cada una de estas variables descriptos en las secciones 6.1.1 y 6.1.2 respectivamente. Se toman como dato de entrada al balance.
- El volumen de escorrentía ($V_{esc,i}^{R1}$ y $V_{esc,i}^{R2}$) queda determinado por la disponibilidad media de agua en las cuencas de aporte a cada embalse definida en la sección 6.3. Por lo tanto, se toma como dato de entrada al balance.

Siendo las variables anteriores las únicas que están fijas en las ecuaciones de balance hídrico, además del volumen antecedente $V_{emb,i-1}$. Luego están las variables que tienen asociado un volumen de demanda objetivo, cuyo valor real se define en el balance hídrico, en orden de prioridad estas son:

- El caudal ambiental ($V_{amb,i}^{R1}$ y $V_{amb,i}^{R2}$), con un valor objetivo que se define de acuerdo con la normativa aplicada al sistema conformado por dos represas y la toma de extracción que se describió en la sección 6.2
- El volumen de riego ($V_{riego,i}^{R1}$ y $V_{riego,i}^{R2}$), cuyo valor disponible queda definido por la demanda para satisfacer una determinada cantidad de ha a definir considerando los requerimientos establecidos en la sección 2.3.13.

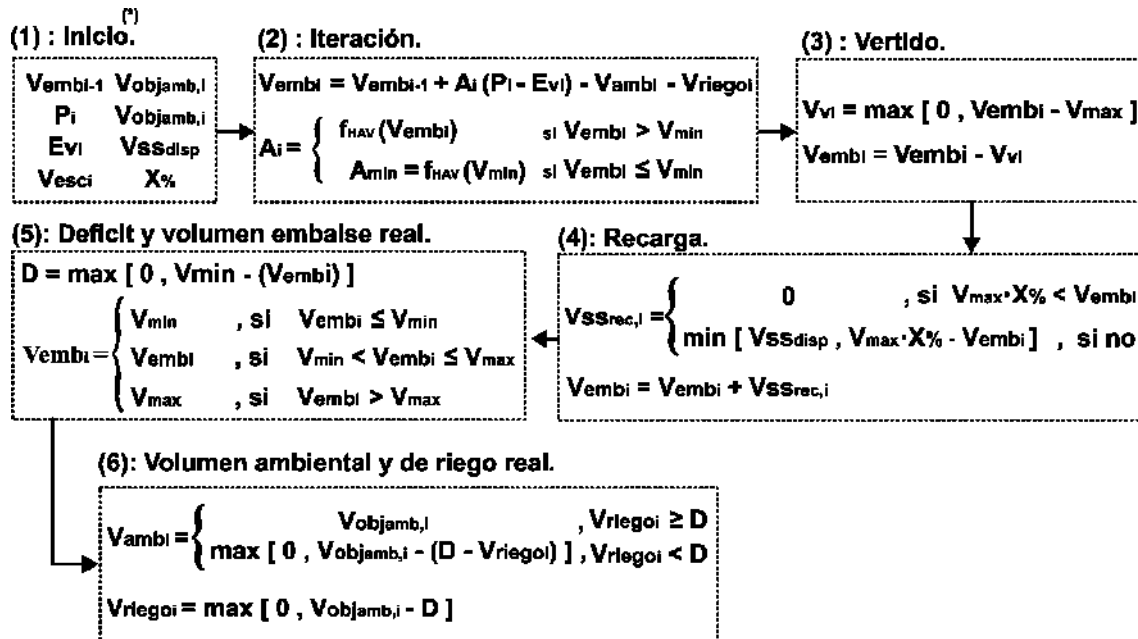
Y por último está la variable que tiene una cantidad disponible, pero que el valor real se define en función de cuanto es necesario en el balance hídrico:

- El volumen de recarga a ambos embalses ($V_{ss_{recarga,i}}^{R1}$ y $V_{ss_{recarga,i}}^{R2}$), con la cantidad disponible $V_{ss_{disp}}$ que se define a partir de la disponibilidad de agua en la cuenca del San Salvador descrita en la sección 6.4.

Entonces la resolución del paso mensual consiste en determinar cuáles son los valores finales de las variables $V_{emb,i}^{R1}$, $A_{emb,i}^{R1}$, Vv_i^{R1} para la represa existente y $V_{emb,i}^{R2}$, $A_{emb,i}^{R2}$, Vv_i^{R2} para la represa nueva. Donde en el proceso de resolución se define el valor real de las variables volumen ambiental y volumen de riego en base a los valores objetivos, y el volumen real de recarga en función de volumen disponible.

Se tiene en cuenta que el área del embalse en cada caso debe seguir el comportamiento de las curvas HAV, es decir, se utiliza la relación $A_{emb,i} = f_{HAV}(V_{emb})$.

Con esto se tienen dos ecuaciones para resolver el sistema aplicando la metodología mostrada en la Figura 15-30.



(*): Para la represa R1 se debe considerar además un término Vv_i de vertido de la represa R2.

Figura 15-30: Esquema de resolución de paso temporal Δt que aplica a cada una de las represas R1 y R2. V_{min} y V_{max} son el volumen muerto del embalse y el volumen a cota de vertido respectivamente.

Cada uno de los pasos del esquema anterior se resume en:

- (1) Inicio: Se ingresan las variables fijas en el balance hídrico, los volúmenes objetivos de demanda, el volumen de recarga disponible y el porcentaje del volumen máximo hasta donde se recarga el embalse.
- (2) Iteración: Se realiza la iteración entre la ecuación de balance hídrico sin el volumen de vertido ni el volumen de recarga, y la ecuación de las curvas HAV. El resultado es el volumen de balance hídrico sin vertido ni recarga, que, al tener incluido los volúmenes objetivo de demanda, tiene incluido como resta el déficit (D) asociado a las demandas.
- (3) Vertido: Se define cual es el vertido a partir del resultado de la iteración.
- (4) Recarga: Se define cual es la recarga a partir del resultado de la iteración incluyendo el vertido. El volumen recargado se define entre la cantidad de agua

disponible y lo necesario para dejar el embalse a un determinado porcentaje del máximo X%.

- **(5) Déficit y volumen embalse real:** Se define el déficit como la diferencia de volumen entre el mínimo extraíble en el embalse y el volumen de iteración incluyendo vertido y las recargas. Esta diferencia es la cantidad de agua que no se pudo extraer de riego y de demanda ambiental dado que ambos valores objetivos están incluidos en la iteración. Una vez descontado el déficit, se obtiene cual es el volumen real a final del paso temporal Δt .
- **(6) Volumen ambiental y de riego real:** Conocido el déficit de la iteración incluyendo la demanda objetivo ambiental y de riego, se obtiene el valor real disponible para la demanda ambiental y el riego. La prioridad la tiene la demanda ambiental, por ende, se descuenta el déficit primero a la demanda objetivo de riego y en caso de que el déficit es mayor que la demanda objetivo de riego, se descuenta el restante del déficit a la demanda objetivo ambiental.

VI.IV Modelación de escurrimiento – Témez

El modelo de Témez, propuesto en 1977, es un modelo de balance que permite reproducir el ciclo hidrológico. Es un modelo que considera que la pendiente del terreno no es nula, por lo que el agua comienza a escurrir previo a la saturación del suelo. A su vez, supone que el perfil de suelo está dividido por dos zonas que generan flujo superficial: una zona superior no saturada y una zona inferior saturada.

En la Figura 15-31 se muestra un esquema del modelo de Témez. En resumen, lo que el modelo propone es una precipitación (P) que se divide en dos grupos: una porción de agua denominada “Excedente” (T) de donde se desprende el aporte superficial (Asup) e infiltración (I), la cual representa el aporte subterráneo (Asub). Por otro lado, una porción de agua denominada “P-T” que es almacenada en la capa superior del suelo, desde donde se genera el proceso de evapotranspiración potencial (ETP) y donde se almacena el agua (H).



Figura 15-31: Esquema modelo de Témez (Departamento del Agua, UdelaR, Regional Norte, 2013).

Se propone en primera instancia calcular el excedente, en donde se asume que la lluvia no es uniforme a lo largo del mes, por tanto, puede ocurrir encharcamiento y escurrimiento sin que se haya cubierto la demanda de ETP y humedad del suelo:

$$T_i = 0 \quad \text{si } P_i \leq P_{0i}$$

15-6

$$T_i = \frac{(P_i - P_{0i})^2}{P_i + \delta_i - 2P_0} \quad \text{si } P_i > P_{0i}$$

15-7

Donde:

$$\delta_i = H_{m\acute{a}x} - H_{i-1} + ETP_i$$

15-8

Representa toda la demanda potencial del suelo, y por otro lado:

$$P_{0i} = CP_0(H_{m\acute{a}x} - H_{i-1})$$

15-9

Representa el volumen de agua precipitada a partir del cual ocurre el escurrimiento y encharcamiento. Se denotan las variables como:

P_i : La precipitación en el mes i

T_i : Es el excedente en el mes i

$H_{m\acute{a}x}$: Es la capacidad máxima de retención de agua en la capa superior del suelo
(Parámetro del modelo)

H_{i-1} : Es la humedad en el suelo al final del mes i-1

ETP_i : Es la evapotranspiración potencial en el mes i

CP_0 : Parámetro del modelo

Luego de chequear la condición del excedente, se tiene la segunda condición en la cual debe cumplirse la evapotranspiración potencial, por lo que en el cálculo de la evapotranspiración real se impone la condición de que su máximo es la potencial.

$$ETR_i = \min(H_{i-1} + P_i - T_i ; ETP_i)$$

15-10

La humedad del suelo al final del período se obtiene mediante:

$$H_i = H_{i-1} + P_i - T_i - ETR_i$$

15-11

Por otro lado, se supone una ley de percolación, donde $I_{m\acute{a}x}$ es parámetro del modelo:

$$I_i = I_{m\acute{a}x} \frac{T_i}{T_i + I_{m\acute{a}x}}$$

15-12

Esta ley asegura que la percolación aumente con el excedente, pero hasta determinado valor.

Entonces, por un lado, se tiene el escurrimiento superficial drenado directamente por el cauce calculado como:

$$A_{sup} = T_i - I_i$$

15-13

Por otro lado, se realiza la hipótesis que la cantidad de agua que porta el almacenamiento subterráneo (Q_i) es proporcional al volumen almacenado (V_i), donde se define el último parámetro del modelo (α):

$$\begin{cases} Q_i = \alpha V_i \\ \frac{dV_i}{dt} = I_i - Q_i \end{cases} \quad V_i = V_{i-1}e^{-\alpha t} + I_i e^{\frac{-\alpha t}{2}} \quad A_{subi} = V_{i-1} + I_i - V_i$$

15-14

Es entonces que el escurrimiento del mes queda de la forma:

$$A_T = T + V_{i-1} - V_i$$

15-15

Se desprende del modelo, que el almacenamiento en la capa inferior de suelo funciona como un sistema que traslada agua precipitada en un mes a escurrimiento en meses posteriores.

En la Tabla 15-29 se presentan los parámetros del modelo, calibrados para el territorio de Uruguay, que fueron utilizados para obtener la serie de caudales de escurrimientos mensuales. Posteriormente se utiliza la serie como input para el balance hídrico del embalse.

Tabla 15-29: Parámetros del modelo Témez

Parámetro	Valor utilizado	Unidad
$H_{m\acute{a}x}$	130	mm
CP_0	0,3	Adimensional
$I_{m\acute{a}x}$	386	mm
α	0,0775	$1/d\acute{a}a$

VI.V Datos de extracción en el río San Salvador

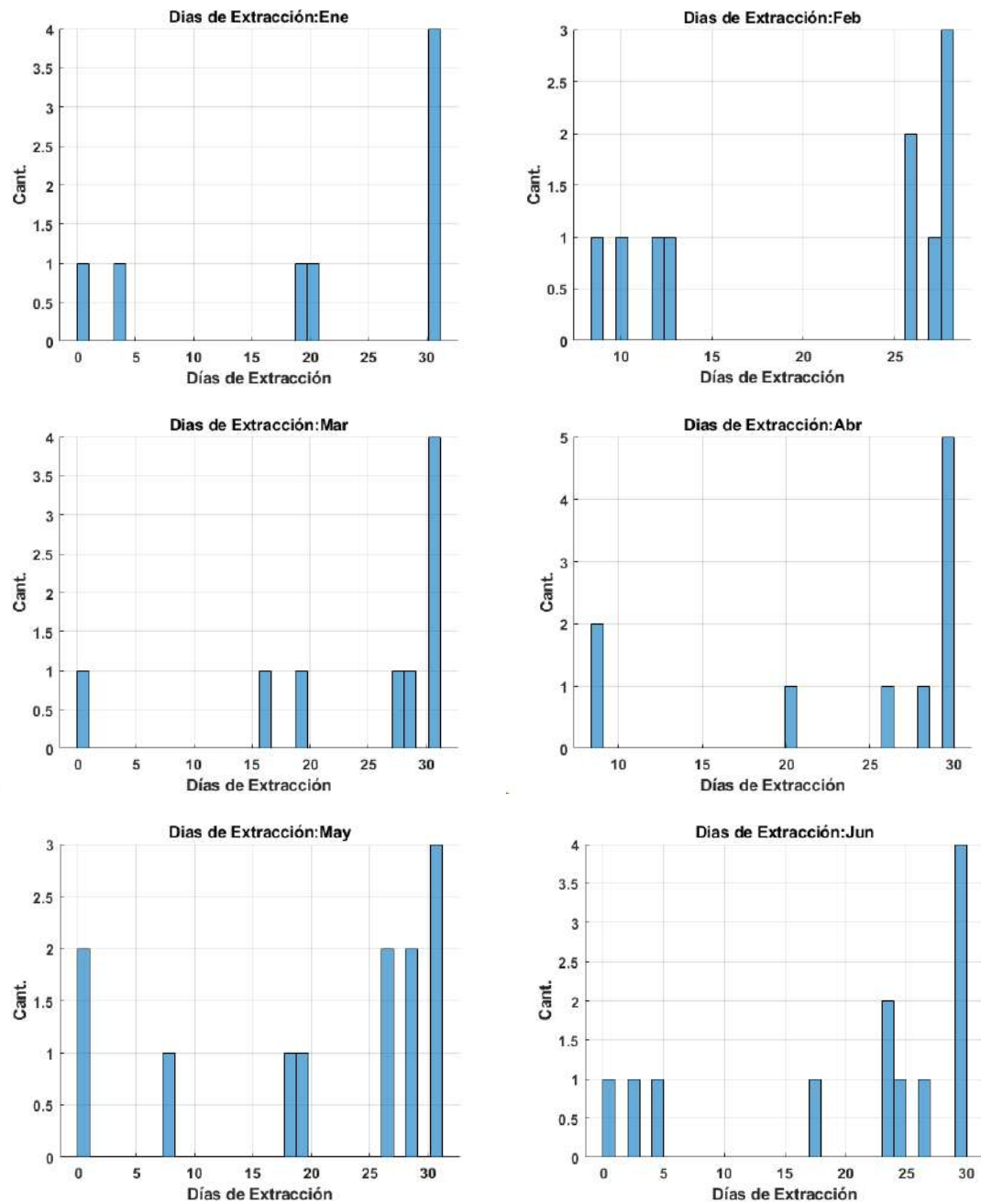


Figura 15-32: Histograma de días de extracción de una configuración 120 l/s - 80 l/s en el río San Salvador para once años de datos. De Enero a Junio.

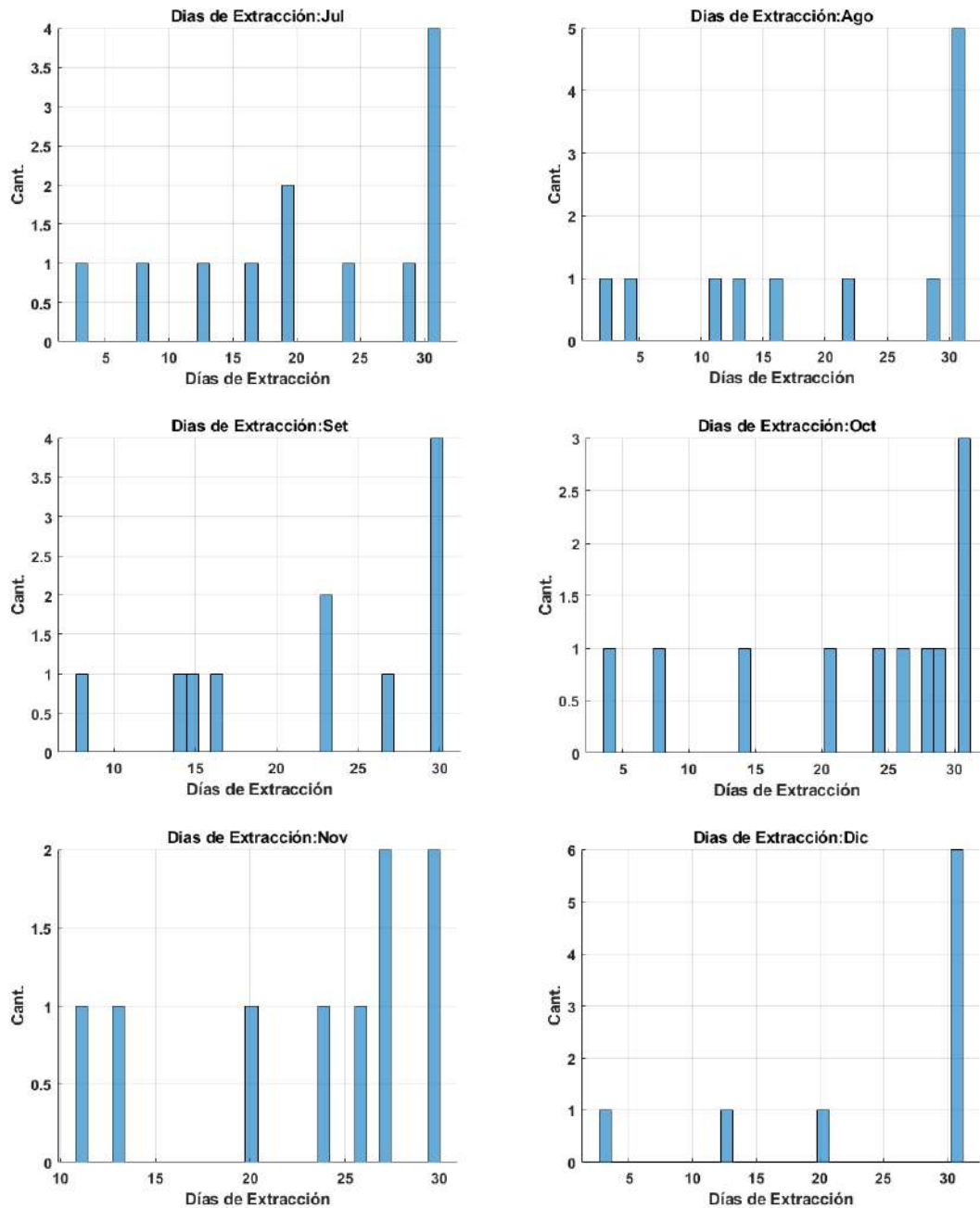


Figura 15-33: Histograma de días de extracción de una configuración 120 l/s - 80 l/s en el río San Salvador para once años de datos. De Julio a Diciembre.

VI.VI Aplicación del modelo de balance hídrico del embalse

Todas las modelaciones presentadas en este anexo consideran que:

- El volumen disponible desde el río San Salvador es el determinado en la sección 6.4 para una operación de 20 horas por día del bombeo.
- La precipitación y evaporación en la zona de estudio utilizadas son los resultados del análisis de las secciones 6.1.1 y 6.1.2, respectivamente.
- La esorrentía de aporte a ambos embalses se obtiene de la sección 6.3 aplicando el modelo de Témez.
- La demanda ambiental utilizada es la de la sección 6.2.2

- La demanda de riego es la que se obtiene de la dotación mensual del cultivo (Tabla 2-4) para 450 hectáreas y pérdidas del 5%.

VI.VI.I Validación de recarga modelada con recarga medida

Para el período en el que hay datos de escurrimiento en la cuenca del río San Salvador, se compara el resultado de modelación de balance de embalse obtenidos en los siguientes escenarios:

- A) Recarga desde el río San Salvador cuya disponibilidad se determina con los días de extracción en la serie de datos de caudal, incorporando el caudal ambiental asociado a la toma de extracción.
- B) Recarga desde el río San Salvador cuya disponibilidad se determina con el ajuste de los días de extracción mensual utilizando la precipitación mensual en la zona determinado en la sección 6.4.1, cuyos rangos fueron ajustados a partir de los valores de días de extracción utilizados en el otro escenario.

En ambos casos, el volumen disponible se determina para una configuración de bombeo de 180 l/s fuera de zafra y 80 l/s durante zafra. Que es la configuración que se utilizó para determinar los días de extracción en la serie de datos. La demanda ambiental y de riego y su correspondiente distribución a cada embalse es la determinada en la sección 7.2. La demanda de riego utilizada es de una dotación anual de $3500 \text{ m}^3/\text{ha}$, pero el comportamiento de ambos escenarios (dos posibles recargas) es independiente del valor de la dotación anual dentro del rango $2.500 - 3.500 \text{ m}^3/\text{ha}$

Esta comparación se realiza para validar que el ajuste definido se pueda extender para un período mayor al que se cuentan con datos de caudal en el río San Salvador. Para esta modelación se asume que todo el volumen disponible

Los principales resultados de la modelación se presentan en la Tabla 15-30. Se observa que en términos estadísticos el ajuste se encuentra del lado de la seguridad, dado que está subestimando la cantidad de agua disponible comparado a los datos. En la Figura 15-34 se muestran el volumen en cada embalse utilizando la recarga medida y los datos ajustados.

Tabla 15-30: Resultados de modelación de balance hídrico mensual desde mayo de 1988 hasta abril de 1999.

Variable	Días de extracción	
	Con Datos	Con Ajuste
Meses con $G_{riego} > 90\%$	63	60
Meses con $G_{amb} = 100\%$	128	126
Meses con Vertido	26	23

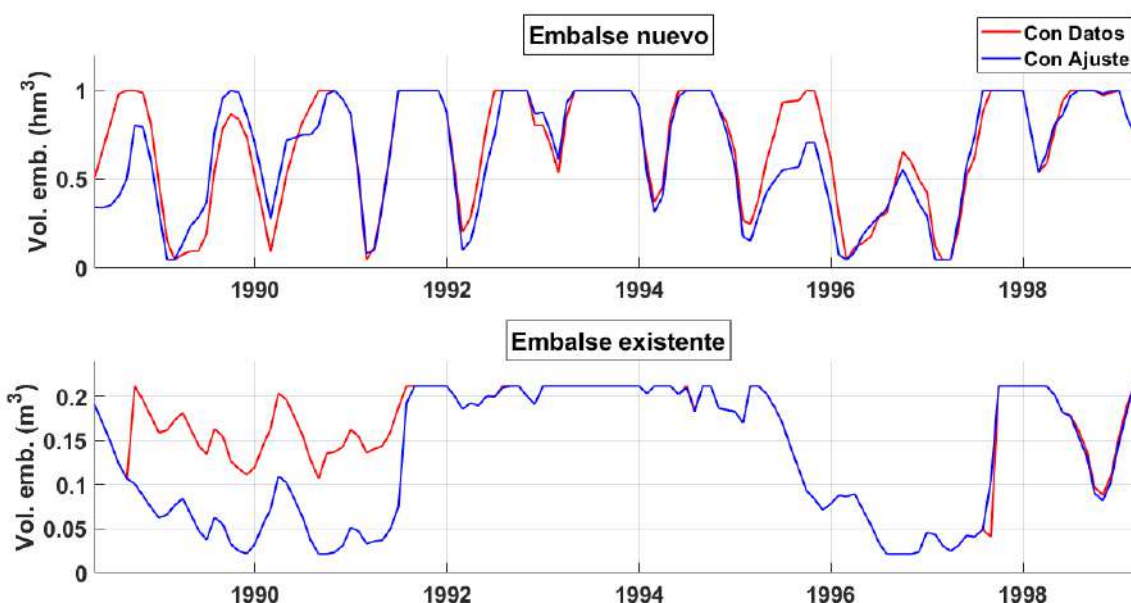


Figura 15-34: Serie de volumen en cada embalse utilizando recarga medida y modelada desde mayo de 1988 hasta abril de 1999.

VI.VI.II Modelación de recarga a embalses

Se realiza la modelación de los dos embalses para una totalidad de 44 años agrícolas, desde mayo de 1980 a abril de 2024. Para la modelación se toma como volumen máximo del embalse nuevo de $1.000.000 \text{ m}^3$.

Se utilizan los criterios generales de balance de embalses establecidos en la sección 7.1, usando el embalse existente para cumplir con el caudal ambiental y el embalse nuevo para cumplir la demanda de riego de 450 ha, con la dotación anual de $3.500 \text{ m}^3/\text{ha}$ (máxima) distribuida mensualmente según la Tabla 2-4 ("Distribución de la demanda mensual de cultivo a abastecer.") considerando pérdidas del 5% en el sistema. Es de interés evaluar el funcionamiento del sistema con la demanda de riego para la máxima dotación anual, dado que es el caso que compromete en mayor medida el embalse existente porque habría menos vertidos desde el embalse nuevo que aportan al embalse existente.

Con esto realiza la modelación alternando el orden en el cual se recarga cada embalse, definiendo dos configuraciones:

- Escenario 1: Recargar primero el embalse existente hasta el $X = 100\%$ del volumen máximo y con el restante recargar el embalse nuevo hasta el 100% del volumen máximo.
- Escenario 2: Recargar primero el embalse nuevo hasta el $X = 100\%$ del volumen máximo y con el restante recargar el embalse existente hasta el 100% del volumen máximo.

A continuación, se presentan los resultados de las dos modelaciones en términos de volumen en el embalse chico y volumen en el embalse nuevo. Además, se presenta el resultado de caudal ambiental abastecido por el sistema conformado por dos represas.

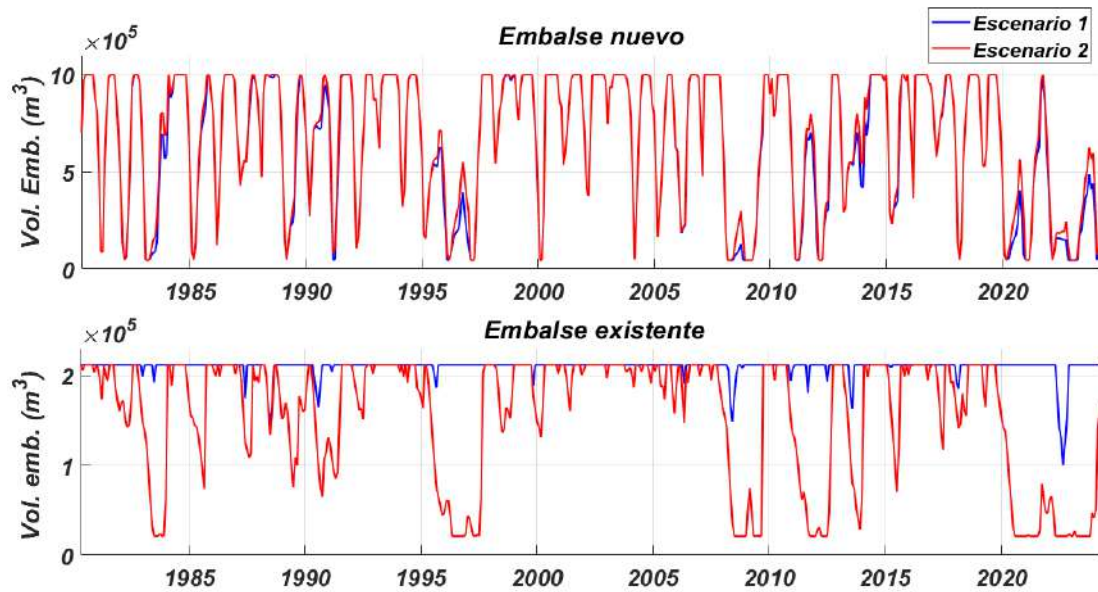


Figura 15-35: Volumen en el embalse chico y volumen en el embalse nuevo para los dos escenarios.

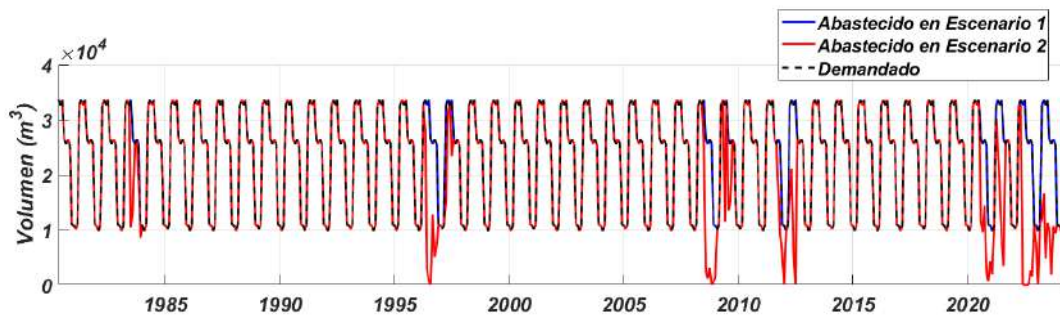


Figura 15-36: Volumen ambiental objetivo (demandado) y volumen ambiental abastecido del sistema y para los dos escenarios.

En la modelación de los dos escenarios se puede visualizar que recargar el embalse nuevo previo al chico genera disminuciones significativas del volumen disponible en el embalse existente y dado que la demanda ambiental se prevé cumplir desde el embalse chico, genera importantes déficits de cumplimiento de la demanda ambiental.

Se puede concluir con esto que es necesario recargar primero el embalse existente, y después el embalse nuevo. Esto se debe hacer para cualquier porcentaje X% hasta el que se está recargando el embalse existente, dado que incluso para X=100% (modelación realizada, condición más favorable) el volumen ambiental abastecido es deficitario si no se recarga el embalse nuevo antes.

VI.VI.III Definición del llenado del embalse existente

De acuerdo con los criterios de llenado a cada embalse, es necesario ajustar el porcentaje X% hasta el cual se llena el embalse chico para tener satisfacción de la demanda ambiental. Mientras que, para el embalse nuevo, el criterio está fijo como llenado hasta el 100% del volumen máximo.

Se realiza la modelación de los dos embalses para una totalidad de 44 años agrícolas, desde mayo de 1980 a abril de 2024, considerando como volumen disponible mensual según lo descrito en la sección 6.4 y se le aplican los criterios de distribución a cada embalse definidos en la sección 7.3.2.

La demanda ambiental utilizada es la de la sección 6.2.2, mientras que la demanda de riego para 450 ha (considerando pérdidas del 5%) se establece con la dotación anual de $3.500 \text{ m}^3/\text{ha}$, cuya dotación mensual se distribuye según la Tabla 2-4 en el sistema. El criterio de en qué punto del sistema se cumple cada demanda es el establecido en la sección 7.2.

Evaluar para una dotación anual de $3.500 \text{ m}^3/\text{ha}$ (la máxima) asegura que para cualquier porcentaje X% de llenado del embalse existente, si la dotación es menor, los meses de falla de cumplimiento ambiental son menores porque habría más vertidos desde el embalse nuevo.

En la Tabla 15-31 se muestra la cantidad de meses en los que no se cumple el criterio de satisfacción del caudal ambiental (falla) en función del porcentaje X% hasta el cual se llena el embalse existente definido en la sección 7.3.1.

Tabla 15-31: Meses de falla del caudal ambiental en función del llenado del embalse existente.

X	Meses de falla	Años de falla
40 %	3	2022
45 %	2	2022
50 %	1	2022
55 %	1	2022
60 %	1	2022
65 %	0	-
70 %	0	-
75 %	0	-

La modelación se realizó para un volumen máximo en el embalse nuevo de $1.000.000 \text{ m}^3$, pero se constató que la cantidad de fallas de caudal ambiental en el embalse existente no varían con el cambio del volumen máximo del embalse nuevo (con un aumento o disminución de la cota de vertido).

Se concluye que, para cumplir con los criterios de satisfacción de caudal ambiental en el sistema a diseñar, el porcentaje del volumen máximo del embalse existente (211.600 m^3) hasta el cual se debe recargar el mismo, es un 65%. Lo anterior es equivalente a una recarga del embalse chico hasta una altura de 6,27 metros desde el fondo de la represa según las curvas H-A-V de esta represa presentadas en la sección I.V.I del ANEXO I.

VI.VI.IV Resultados de garantías de riego para diferentes dotaciones

En esta sección se presentan en detalle para cada una de las dotaciones de riego anual posible (2.500 , 3.000 y $3.500 \text{ m}^3/\text{ha}$) los resultados de garantía de riego para cada zafra variando la cota de veredero. Estos resultados se obtienen de la modelación definida en la sección 7.5

Tabla 15-32: Resultado de modelación de 44 años agrícolas utilizando una dotación de 2.500 m³ /ha. Estos resultados corresponden a la curva azul de la Figura 7-1. En escala de colores se muestran en verdes las zafra satisfactorias.

Zafra		Cota (m)								
Año Inicio	N° Año Agrícola	58	58,5	59	59,5	60	60,5	61	61,5	62
1980	1	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1981	2	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1982	3	79%	88%	97%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1983	4	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1984	5	90%	98%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1985	6	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1986	7	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1987	8	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1988	9	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1989	10	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1990	11	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1991	12	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1992	13	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1993	14	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1994	15	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1995	16	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1996	17	99%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1997	18	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1998	19	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1999	20	85%	93%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2000	21	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2001	22	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2002	23	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2003	24	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2004	25	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2005	26	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2006	27	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2007	28	91%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2008	29	59%	59%	67%	76%	85%	95%	100%	100%	100%
2009	30	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2010	31	79%	87%	96%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2011	32	93%	93%	93%	99%	100%	100%	100%	100%	100%
2012	33	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2013	34	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2014	35	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2015	36	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2016	37	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2017	38	90%	99%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2018	39	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2019	40	92%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%

2020	41	59%	59%	67%	77%	87%	97%	100%	100%	100%
2021	42	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2022	43	50%	56%	65%	65%	65%	65%	73%	84%	95%
2023	44	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
Zafras satisfactorias		73%	80%	86%	91%	93%	93%	98%	98%	98%

Tabla 15-33: Resultado de modelación de 44 años agrícolas utilizando una dotación de 3.000 m³ /ha. Estos resultados corresponden a la curva azul de la Figura 7-1. En escala de colores se muestran en verdes las zafras satisfactorias.

Zafra		Cota (m)								
Año Inicio	N° Año Agrícola	58	58,5	59	59,5	60	60,5	61	61,5	62
1980	1	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1981	2	89%	96%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1982	3	67%	74%	82%	90%	99%	100%	100%	100%	100%
1983	4	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1984	5	78%	85%	93%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1985	6	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1986	7	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1987	8	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1988	9	91%	98%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1989	10	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1990	11	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1991	12	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1992	13	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1993	14	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1994	15	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1995	16	93%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1996	17	69%	70%	77%	84%	92%	100%	100%	100%	100%
1997	18	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1998	19	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1999	20	72%	79%	87%	95%	100%	100%	100%	100%	100%
2000	21	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2001	22	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2002	23	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2003	24	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2004	25	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2005	26	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2006	27	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2007	28	78%	85%	93%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2008	29	50%	50%	50%	52%	59%	68%	77%	87%	97%
2009	30	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2010	31	67%	74%	82%	90%	99%	100%	100%	100%	100%
2011	32	78%	78%	78%	78%	78%	85%	95%	100%	100%
2012	33	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%

2013	34	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2014	35	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2015	36	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2016	37	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2017	38	77%	84%	91%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2018	39	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2019	40	78%	86%	93%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2020	41	49%	49%	49%	50%	59%	68%	78%	88%	99%
2021	42	92%	98%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2022	43	35%	35%	39%	39%	39%	39%	39%	39%	39%
2023	44	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%

Zafras satisfactorias	64%	66%	73%	82%	84%	91%	91%	93%	93%
-----------------------	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

Tabla 15-34: Resultado de modelación de 44 años agrícolas utilizando una dotación de 3.500 m³/ha. Estos resultados corresponden a la curva azul de la Figura 7-1. En escala de colores se muestran en verdes las zafras satisfactorias.

Zafra		Cota (m)								
Año Inicio	N° Año Agrícola	58	58,5	59	59,5	60	60,5	61	61,5	62
1980	1	90%	96%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1981	2	77%	83%	90%	98%	100%	100%	100%	100%	100%
1982	3	58%	64%	71%	78%	86%	94%	100%	100%	100%
1983	4	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1984	5	69%	76%	82%	89%	97%	100%	100%	100%	100%
1985	6	92%	99%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1986	7	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1987	8	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1988	9	80%	86%	93%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1989	10	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1990	11	88%	95%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1991	12	91%	97%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1992	13	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1993	14	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1994	15	95%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1995	16	73%	74%	80%	88%	95%	100%	100%	100%	100%
1996	17	59%	59%	59%	59%	59%	62%	70%	79%	89%
1997	18	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1998	19	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1999	20	63%	69%	76%	83%	91%	99%	100%	100%	100%
2000	21	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2001	22	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2002	23	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2003	24	88%	94%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2004	25	95%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%

2005	26	96%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2006	27	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2007	28	69%	75%	81%	89%	96%	100%	100%	100%	100%
2008	29	43%	43%	43%	43%	43%	47%	55%	63%	72%
2009	30	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2010	31	58%	64%	70%	78%	85%	94%	100%	100%	100%
2011	32	67%	67%	67%	67%	67%	67%	69%	78%	87%
2012	33	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2013	34	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2014	35	99%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2015	36	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2016	37	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2017	38	67%	73%	80%	87%	95%	100%	100%	100%	100%
2018	39	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
2019	40	68%	74%	81%	88%	96%	100%	100%	100%	100%
2020	41	42%	42%	42%	42%	42%	46%	55%	64%	74%
2021	42	79%	85%	90%	90%	90%	90%	90%	90%	90%
2022	43	29%	29%	29%	29%	29%	29%	29%	29%	29%
2023	44	93%	93%	93%	93%	93%	93%	93%	93%	93%

Zafras satisfactorias	41%	50%	61%	61%	66%	77%	84%	84%	84%
-----------------------	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

VI.VI.V Simulación de 44 años agrícolas sin manejo de riego

En esta sección se presentan los resultados gráficos obtenidos para la simulación descrita en la sección 7.6.1. Se incorporaron además los resultados de volumen la dotación de $3.000 \text{ m}^3/\text{ha}$ y $3.500 \text{ m}^3/\text{ha}$, que no son las dotaciones descritas en la sección mencionada.

En la Figura 15-37 se observan los importantes vaciados existentes debido a la demanda de riego. A la vez que, el embalse existente se mantiene (a menos condiciones de sequías) por encima del 65 % del volumen máximo debido al manejo de las recargas definido, valor que asegura el cumplimiento de la demanda ambiental que se muestra en la Figura 7-3.

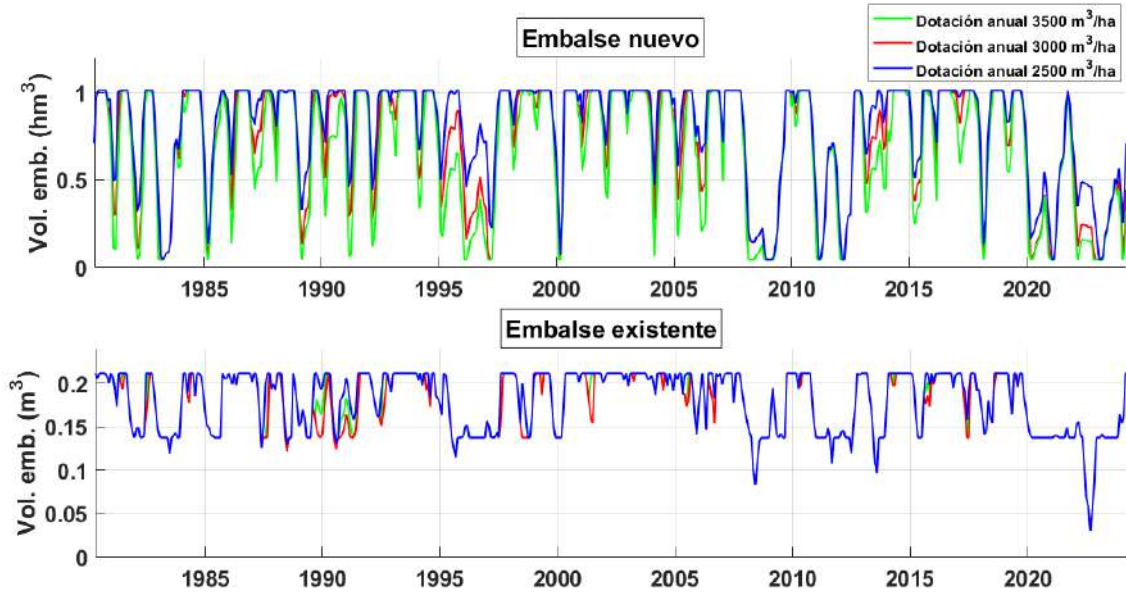


Figura 15-37: Volumen en embalses para 44 años agrícolas con demanda de riego 450 ha para diferente dotación anual de cultivo.

La serie de recargas mensuales asociado a el embalse nuevo y al embalse existente se muestra en la siguiente figura.

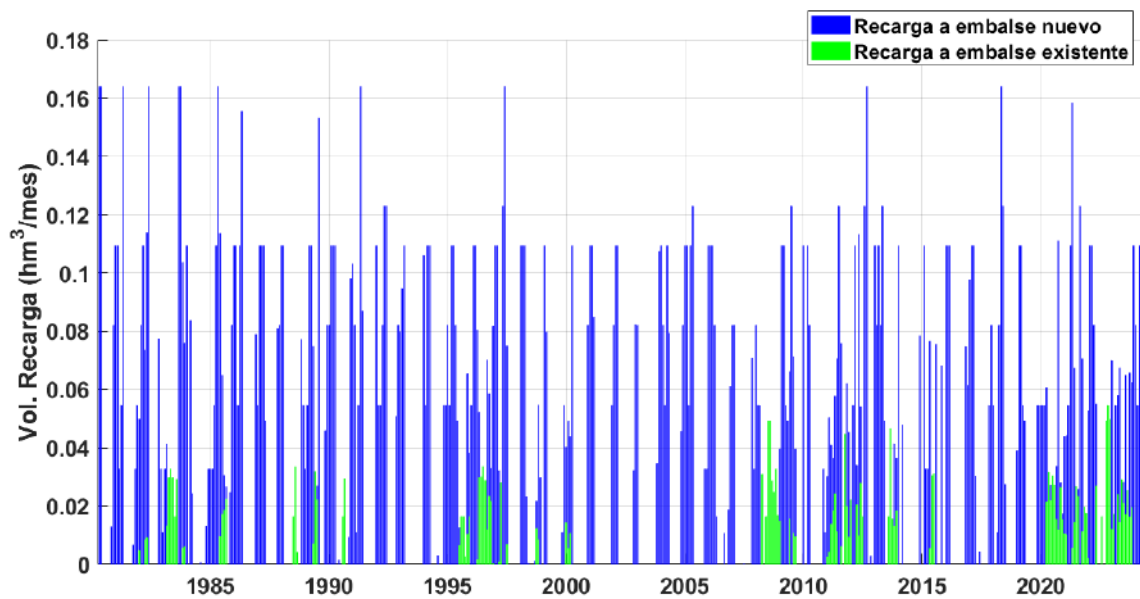


Figura 15-38: Volúmenes de recarga mensual a cada embalse para 44 años agrícolas con demanda de riego de 450 ha para una dotación de cultivo de 2.500 m³/ha.

ANEXO VII. Avenida de Proyecto

En este anexo se describen los métodos y formulaciones utilizadas para el cálculo de la avenida de proyecto y la laminación generada en el embalse.

VII.I Tiempo de concentración

Para el cálculo del tiempo de concentración se utiliza la formulación empírica del método de Rámser y Kirpich, siendo:

$$T_c = 0,4 \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}}$$

15-16

Donde:

T_c : es el tiempo de concentración en horas.

L : es la longitud hidráulica de la cuenca en km.

S : es la pendiente media del cauce principal (%).

El resultado de longitud del cauce principal y pendiente media del cauce principal utilizados se presenta en la sección 5.3 de la caracterización del sistema a diseñar. El resultado del tiempo de concentración es de 52,8 minutos

VII.II Método NRCS

Para calcular el volumen de escurrimiento e hidrograma de crecidas se utiliza el método NRCS, desarrollado por el Servicio de Conservación de Recursos Naturales de EEUU (Natural Resources Conservation Service, 1997).

Este método calcula el volumen de escurrimiento de eventos extremos a partir de la precipitación, las características del suelo, cobertura de la cuenca y condiciones antecedentes de humedad.

En particular, este método especifica el valor de máxima precipitación que ocurre en n intervalos de tiempos sucesivos de duración D en una duración total $T_d = nD_t$. Luego de fijar el período de retorno, la precipitación máxima es obtenida de las curvas IDF para cada una de las duraciones: D_t ; $2D_t$; ...; nD_t . Tomando las diferencias entre los valores sucesivos de precipitación máxima para cada duración, se encuentra la cantidad de precipitación asociada a cada unidad adicional D_t . Estos incrementos o bloques se reordenan en una secuencia temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida T_d , y que los demás bloques queden en orden descendente alternativamente entre izquierda y derecha del bloque central.

La duración de la tormenta de diseño será aproximadamente el doble del tiempo de concentración, para lo cual se discretiza en 12 intervalos de ancho $D = \frac{T_c}{7}$.

Para un período de retorno de 100 años y las expresiones definidas a continuación se simula la tormenta de diseño:

$$T_c = 0,88 h$$

$$\text{Área de la cuenca: } A_c = 2,9 \text{ km}^2$$

$$CT(T_r) = 0,5786 - 0,4312 \log \left[\ln \left(\frac{T_r}{T_r - 1} \right) \right]$$

15-17

$$CD(D) = \frac{0,6208D}{(D + 1,0293)^{0,8083}}, \text{ para } D < 3 \text{ horas}$$

15-18

$$CA(A_c, D) = 1,0 - (0,3549D^{-0,4272})(1 - e^{-0,005792A_c})$$

15-19

$$P(D, T_r, p) = P(3,10, p) \cdot CT(T_r) \cdot CD(D) \cdot CA(A_c, D), \text{ siendo } P(3,10, p) = 84$$

15-20

Luego con los datos de la Tabla 15-35 se construye la tormenta de diseño.

Tabla 15-35: Cálculo tormenta de diseño.

D	Duración (h)	CD	CT	CA	P _{máx} (mm)	Incremento P (mm)	Tormenta (mm)
1	0,13	0,24	1,4	0,99	28,3	28,3	3,4
2	0,25	0,33	1,4	0,99	39,5	11,3	3,8
3	0,38	0,40	1,4	0,99	47,7	8,2	4,3
4	0,50	0,45	1,4	0,99	54,4	6,7	5,2
5	0,63	0,50	1,4	0,99	60,2	5,8	6,7
6	0,75	0,54	1,4	0,99	65,3	5,2	11,2
7	0,88	0,58	1,4	0,99	70,0	4,7	28,3
8	1,01	0,62	1,4	0,99	74,3	4,3	8,2
9	1,13	0,65	1,4	0,99	78,3	4,0	5,8
10	1,26	0,68	1,4	1,00	82,1	3,8	4,7
11	1,38	0,71	1,4	1,00	85,6	3,6	4,0
12	1,51	0,74	1,4	1,00	89,0	3,4	3,6

Luego de calcular la tormenta de diseño se calcula la precipitación efectiva. La precipitación efectiva es aquella parte de la precipitación que participará del escurrimiento; es decir que corresponde al volumen de agua precipitada que no infiltra en el suelo ni es retenida en depresiones o almacenamientos superficiales del terreno.

Para el cálculo se utiliza el método del número de curva. El método propone un almacenamiento inicial en el suelo estimado a partir de la siguiente expresión:

$$I_a = 0,2 \cdot S$$

15-21

Siendo:

I_a : El almacenamiento inicial

S : El almacenamiento máximo

Entonces la precipitación efectiva se calcula como:

$$\begin{cases} P_e = 0 & \text{si } P \leq I_a \\ P_e = \frac{(P - I_a)^2}{(P + 0,8S)} & \text{si } P \geq I_a \end{cases}$$

15-22

El almacenamiento máximo de la cuenca depende principalmente del uso y tipo de suelo. Además, este valor S es dependiente de las condiciones antecedentes de humedad y se determina con la siguiente expresión:

$$S(mm) = 25,4 \cdot \left(\frac{1000}{NC} - 10 \right)$$

15-23

El número de curva (NC), es un número adimensionado y tabulado por el NRCS en base al tipo de suelo y el uso de la tierra.

Teniendo en cuenta el grupo hidrológico y uso del suelo de la cuenca presentados en la Tabla 6-11, se obtiene un NC = 88,1.

A partir de estos valores, se calcula la precipitación efectiva, verificando que se cumpla con una infiltración mínima de $1,2 \frac{mm}{h}$ debido al tipo de suelo. Por lo tanto, en la Tabla 15-36 y Figura 15-39 se presenta la tormenta de diseño con su respectiva precipitación efectiva.

Tabla 15-36: Precipitación efectiva de diseño.

<i>D</i>	<i>Torm_{acum}</i> (mm)	<i>P_{ef,acum}</i> (mm)	<i>P_{ef}</i> (mm)	<i>Déficit</i> (mm)
1	3,4	3,4	0,0	3,4
2	3,8	7,1	0,0	3,8
3	4,3	11,4	0,5	3,8
4	5,2	16,6	2,1	3,5
5	6,7	23,3	5,3	3,5
6	11,2	34,5	12,3	4,2
7	28,3	62,8	34,6	6,0
8	8,2	71,0	41,7	1,2
9	5,8	76,7	46,9	1,2
10	4,7	81,4	51,1	1,2
11	4,0	85,4	54,7	1,2
12	3,6	89,0	57,9	1,2

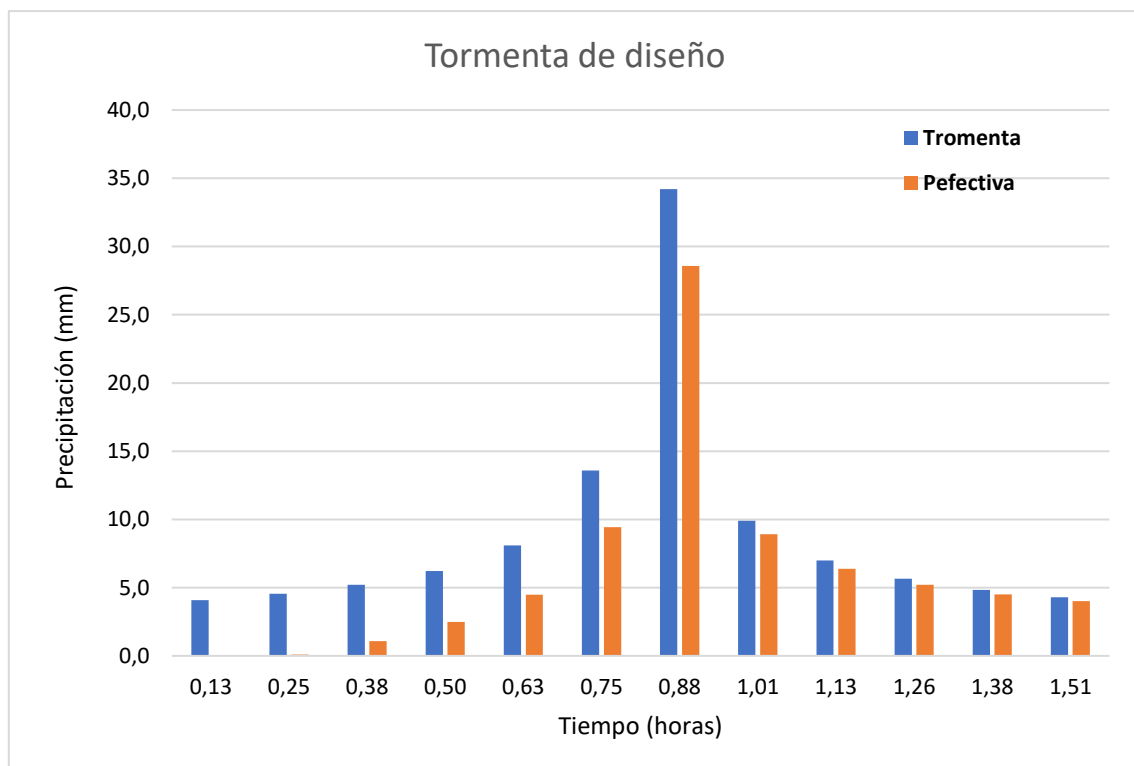


Figura 15-39: Precipitación efectiva y tormenta de diseño.

Por último, se procede al cálculo del caudal máximo donde se utiliza el hidrograma unitario triangular del NRCS. Para esto se definen los parámetros:

$$T_p = \frac{t_R}{2} + 0,6t_c$$

15-24

Donde:

T_p : Es el tiempo pico en horas del hidrograma unitario triangular

t_R : Es el intervalo de tiempo de la precipitación efectiva en horas

t_c : Es el tiempo de concentración de la cuenca

$$t_b = 2,667T_p$$

15-25

Siendo:

t_b : El tiempo base

$$q_p = 2,08 \frac{A}{t_R}$$

15-26

Donde:

q_p : Es el caudal pico ($\frac{m^3}{s}/cm$)

A : Área de la cuenca (Km^2)

Aplicando las propiedades de linealidad y superposición, se multiplica el hidrograma unitario por cada incremento de escurrimiento y se suman los hidrogramas obtenidos desfasándolos en el tiempo, utilizando una discretización de $D/2$. En la Figura 15-40 y Figura 15-41 se presentan el hidrograma unitario de la tormenta y el hidrograma de avenida correspondientemente.

Adicionalmente, se calcula el hidrograma de avenida para una tormenta de período de retorno de 500 años (Figura 15-42).

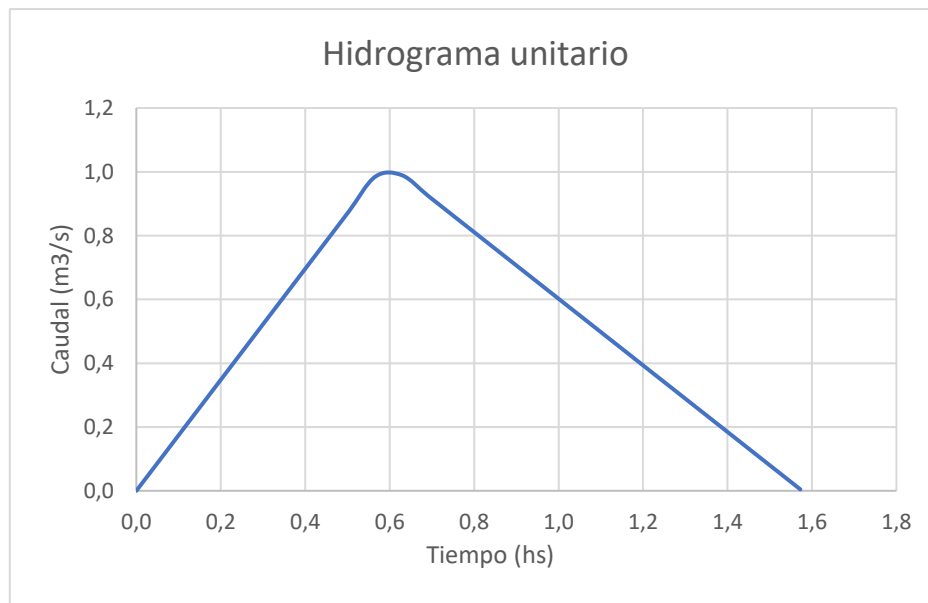


Figura 15-40: Hidrograma unitario de proyecto.

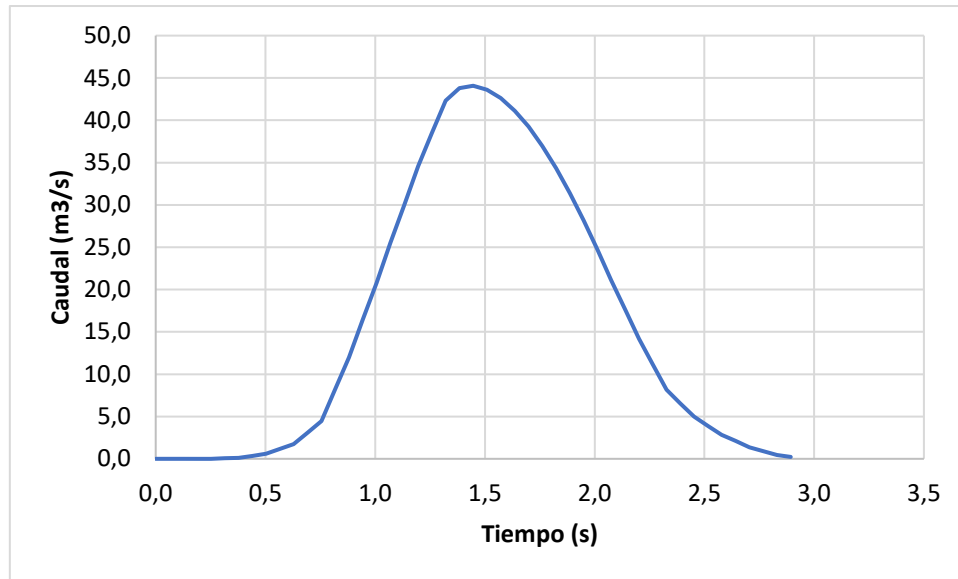


Figura 15-41: Hidrograma de avenida de proyecto (TR=100 años).

El valor de caudal máximo de entrada para una tormenta de período de retorno de 100 años es entonces de $Q = 44,1 \frac{m^3}{s}$.

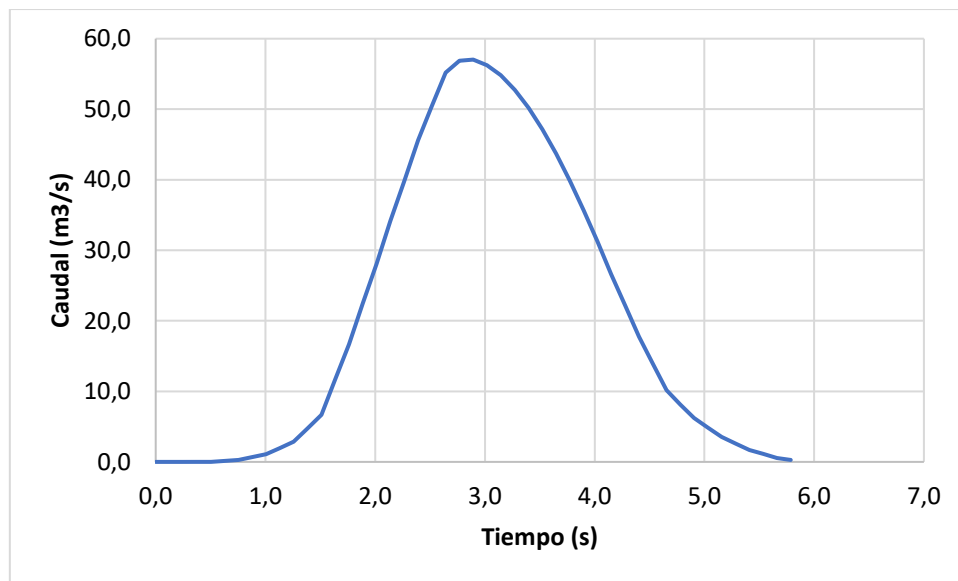


Figura 15-42: Hidrograma de avenida para TR=500 años.

El valor de caudal máximo de entrada para una tormenta de período de retorno de 500 años es entonces de $Q = 57,0 \frac{m^3}{s}$.

VII.III Prediseño de aliviadero

En esta sección se realiza un prediseño del aliviadero en cuanto a su funcionamiento. Se toman una serie de hipótesis para obtener un orden del ancho del vertedero necesario. Luego se deberá verificar esta situación aplicando el método de laminación que se presentará más adelante.

Para obtener el ancho de vertedero necesario para evacuar la avenida de proyecto, se utiliza la Figura 15-43. Para ello se entiende que la estructura del vertedero tiene las siguientes características:

- Canal trapezoidal
- Ancho del canal (B) a definir
- Número de rugosidad de Manning (n) asumido 0,025
- Pendiente (S) del canal, asumida en 0,3%

El número de Manning elegido depende del material sobre el que esté diseñado el vertedero, en este caso el mismo será excavado hasta la roca, estrato resistente que se encuentra próximo a la superficie. Por lo tanto, basado en *Hidráulica de canales abiertos* (French, 1988), se puede asumir un n de 0,025 al tratarse de un canal en roca.

Teniendo el dato del caudal máximo de la avenida de proyecto ($Q_{m\acute{a}x} = 44,1 \frac{m^3}{s}$) y asumiendo una laminación objetivo del 50% se puede obtener el caudal máximo a evacuar en el vertedero ($Q_{m\acute{a}x,v} = 22 \frac{m^3}{s}$).

Se asume una velocidad máxima de 1,5 m/s en el canal, que luego a nivel de diseño deberá ser verificada, basado en el Manual de pequeñas presas (DINAGUA, y otros, 2011). A su vez, teniendo los siguientes resultados se puede calcular el caudal específico mediante la Figura 15-43:

- $S/n^2 = 4,8$
- $v = 1,5 \text{ m/s}$
- $q = 0,9 \frac{m^3}{s.m}$

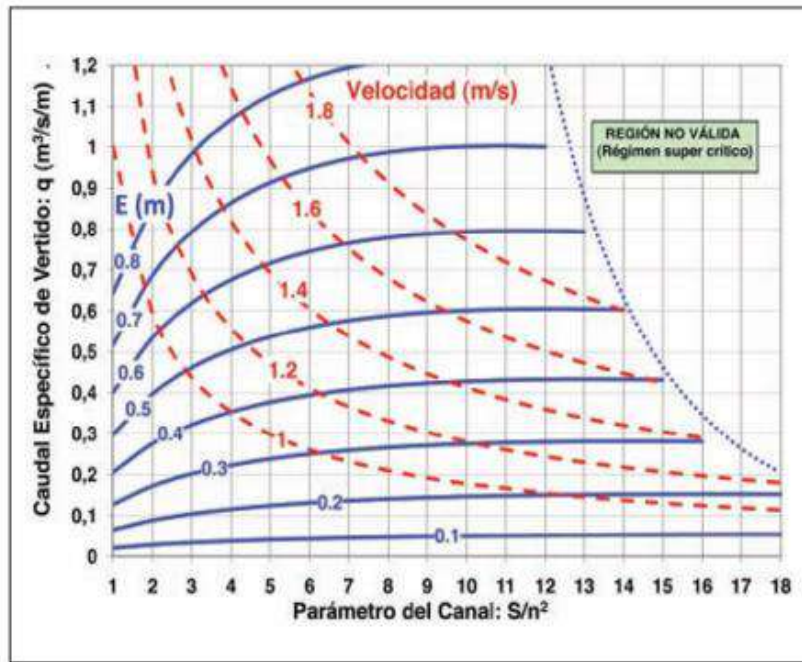


Figura 15-43: Determinación del caudal específico (q) en el canal vertedero¹⁸

Teniendo el caudal específico definido y el caudal máximo de vertido, entonces el ancho aproximado del vertedero quedará definido por la siguiente relación:

$$B = Q_{máx,v} / q = 25 \text{ m}$$

15-27

VII.IV Laminación

Las entradas y salidas de agua en el embalse durante una tormenta se pueden describir mediante la siguiente expresión:

$$\frac{dS}{dt} = I(t) - Q(t)$$

15-28

Siendo:

$I(t)$: el caudal entrante al embalse

$Q(t)$: el caudal que sale del embalse

$S(t)$: el volumen de almacenamiento en el embalse

De la ecuación 15-28 se tienen dos incógnitas que serán el hidrograma de salida $Q(t)$ y el almacenamiento en el embalse $S(t)$, mientras que el hidrograma de entrada $I(t)$ es dato a partir del cálculo mediante el método del NRCS. Por lo tanto, no es posible la resolución directa de la ecuación y es necesaria una segunda ecuación para obtener el hidrograma de salida de interés.

¹⁸ Figura extraída del Manual de diseño y construcción de pequeñas presas (DINAGUA, y otros, 2011)

Para relacionar el nivel en el embalse con el caudal de salida se considera que hay conservación de energía entre el embalse y el ingreso a la canal, por lo tanto, es válida la ecuación 15-29, donde se deprecia el término cinético en el embalse asumiendo flujo subcrítico en los canales.

$$E = y_v + \frac{v^2}{2g}$$

15-29

Siendo:

- E : el nivel estático aguas arriba a la entrada del canal vertedero (se asume como el nivel del embalse).
- y_v : el tirante de agua inmediatamente luego de la entrada al canal vertedero.
- v : la velocidad inmediatamente luego de la entrada al canal vertedero.
- g : la aceleración gravitatoria.

Luego se debe suponer una ley de vertido para relacionar " y_v " con " v ", para esto se parte de la ecuación de Manning suponiendo que el radio hidráulico es similar al tirante, debido a que en el canal donde se alcanza el régimen normal, el ancho es tirante y los taludes tienen pendiente baja:

$$v = \frac{R_h^{2/3} S_0^{1/2}}{n} = \frac{y_n^{2/3} S_0^{1/2}}{n}$$

15-30

Donde:

- R_h : es el radio hidráulico.
- S_0 : es la pendiente del canal.
- y_n : es el tirante normal inmediatamente luego de la entrada al canal vertedero.
- n : es el número de Manning en el canal vertedero.

Asumiendo que en el canal se cumple con el régimen subcrítico, la condición de la entrada del aliviadero queda determinada por el flujo del canal y en este caso se supone que en la entrada se da la condición de flujo uniforme, por lo tanto:

$$y_v = y_n = y$$

Combinando entonces esto en las ecuaciones 15-29 y 15-30, tomando un Manning 0,025, una pendiente de 0,3%, que se proyectan dos aliviaderos de 15 m cada uno, y conociendo la geometría del embalse, se obtiene para cada caudal de salida dependiente del tirante en la entrada del aliviadero " y ", cual es la sobrelevación en el embalse " E ".

Considerando una discretización de las curvas de nivel a la altura del vertedero de 20 cm, se presentan los resultados en la Tabla 15-37 de la relación entre el tirante y el caudal en la entrada del canal asumiendo flujo uniforme y la correspondiente sobrelevación y el volumen del embalse utilizando las curvas HAV.

Tabla 15-37: Relaciones ley de vertido para los aliviaderos.

$y(m)$	$v_0(\frac{m}{s})$	$E(m)$	$Q_{sal}(\frac{m^3}{s})$	F_r	$Q_{sal,tot}(\frac{m^3}{s})$	$V(hm^3)$	$\frac{2V}{\Delta t + Q_{sal,tot}}(\frac{m^3}{s})$
0,00	0,0	0,00	0,00	0,00	0,0	1,05	4621
0,18	0,7	0,20	1,81	0,52	3,6	1,11	4897
0,34	1,0	0,40	5,50	0,58	11,0	1,17	5188
0,51	1,3	0,60	10,51	0,62	21,0	1,23	5465
0,67	1,6	0,80	16,62	0,64	33,2	1,30	5783

Siendo

- $y(m)$ el tirante normal al comienzo de la sección del canal.
- $v_0(m/s)$ la velocidad asociada al tirante normal.
- $E(m)$ la sobrelevación en el embalse.
- $Q_{sal}(\frac{m^3}{s})$ el caudal de salida por aliviadero.
- F_r el número de forude en la sección al comienzo del canal.
- $Q_{sal,tot}(\frac{m^3}{s})$ el caudal total por los dos aliviaderos.
- $V(hm^3)$ el volumen de sobrelevación.
- $\frac{2V}{\Delta t + Q_{sal,tot}}(\frac{m^3}{s})$ término que se asume lineal con $Q_{sal,tot}(\frac{m^3}{s})$ para la aplicación del método de piscina nivelada.

A partir de la ley de vertido y del balance de la ecuación de balance 15-28 se puede obtener el volumen de almacenamiento del embalse $S(t)$ y el caudal de salida $Q(t)$ para cada paso de tiempo.

Integrando en el tiempo y discretizando se obtiene:

$$\int_j^{j+1} dS = \int_j^{j+1} I(t)dt - \int_j^{j+1} Q(t)dt$$

15-31

$$S_{j+1} - S_j = \frac{I_{j+1} + I_j}{2} \Delta t - \frac{Q_{j+1} - Q_j}{2} \Delta t$$

15-32

Agrupando las incógnitas y los datos conocidos se tiene:

$$\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1} = I_j + I_{j+1} + (\frac{2S_j}{\Delta t} - Q_j)$$

15-33

Luego, durante el tránsito de flujo a través del intervalo de tiempo j , todos los términos de la parte derecha de la ecuación 15-33 se conocen y el valor de $\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1}$ puede calcularse. El valor de Q_{j+1} se determina a partir de la función de almacenamiento – caudal de salida $\frac{2V}{\Delta t + Q_{sal,tot}}$ vs $Q_{sal,tot}$ por medio de interpolación lineal entre los valores dados en la Tabla 15-37. Con el objetivo de organizar la información requerida para el próximo intervalo de tiempo, el valor de $\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} - Q_{j+1}$ se calcula como:

$$\left(\frac{2S_j}{\Delta t} - Q_j\right) = \left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1}\right) - 2Q_{j+1}$$

15-34

Este cálculo se repite para los siguientes períodos de tránsito obteniendo el hidrograma de salida buscado.

En la Figura 15-44, Figura 15-45, Figura 15-46, Figura 15-47 y Figura 15-48 se presentan los gráficos de laminación del embalse para distintos períodos de retorno de avenidas, observándose una laminación del entorno del 50% para las distintas avenidas.

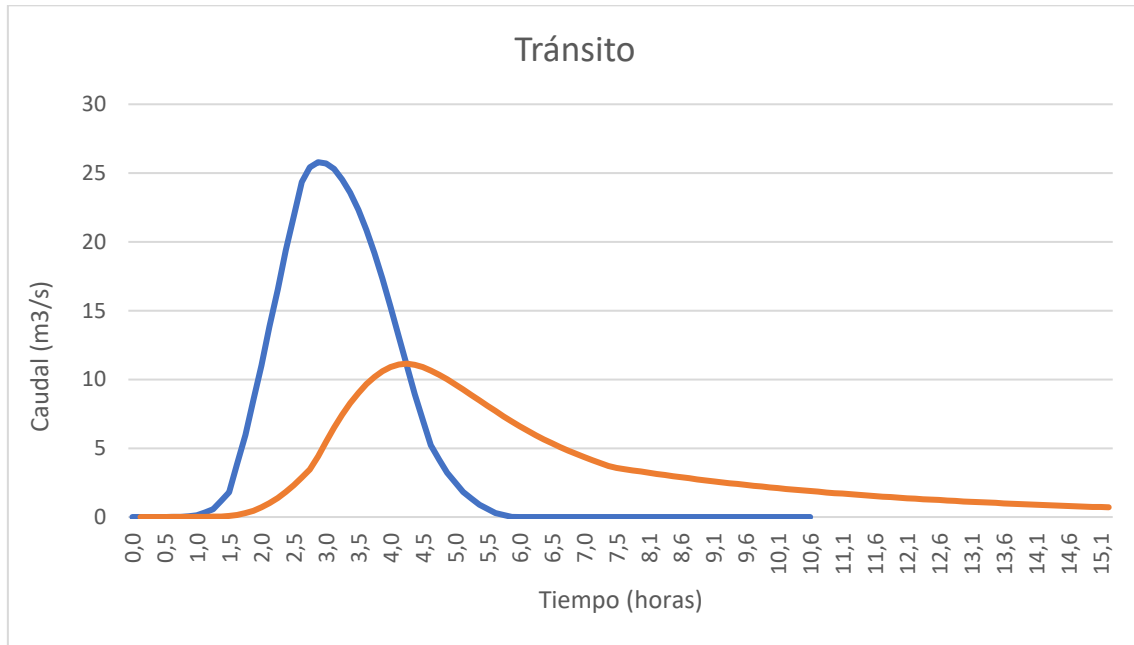


Figura 15-44: Laminación para un $Tr = 10$ años.

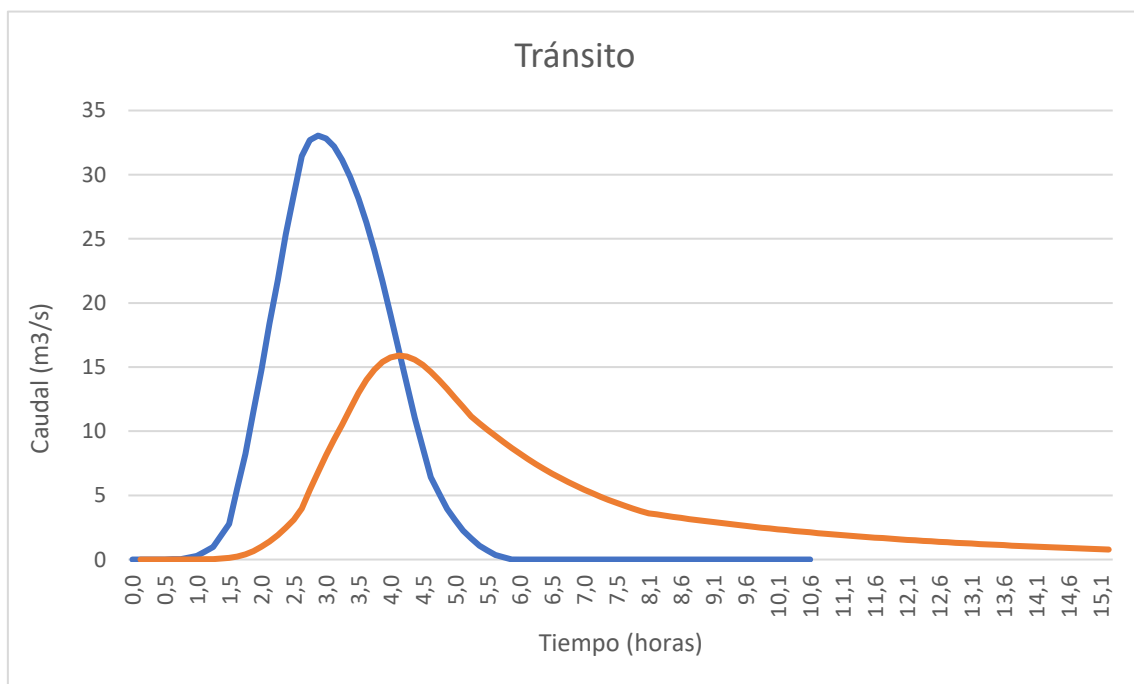


Figura 15-45: Laminación para un $Tr = 25$ años.

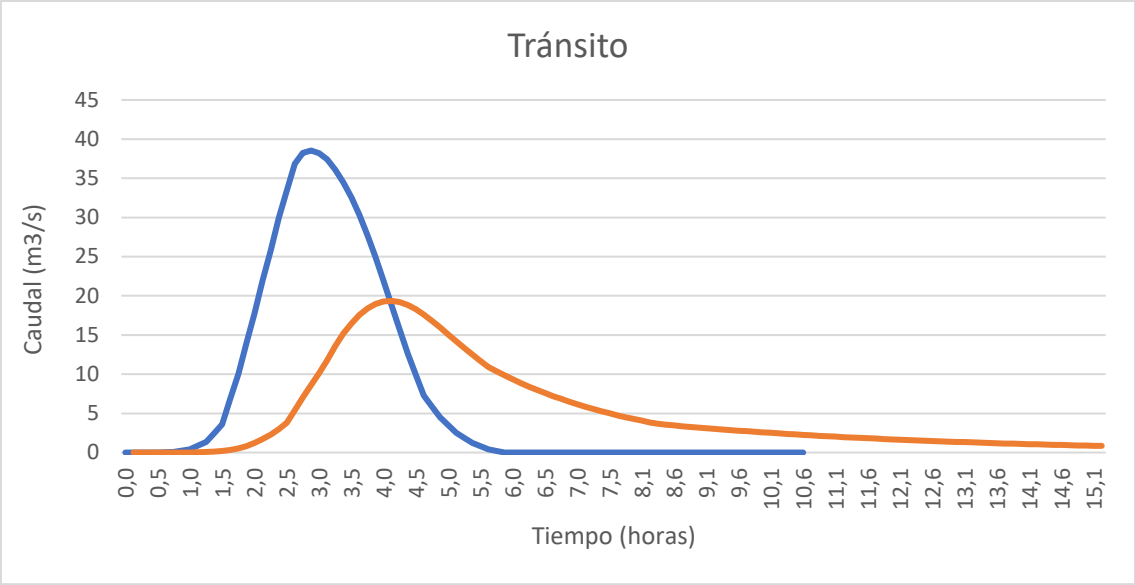


Figura 15-46: Laminación para un $Tr = 50$ años.

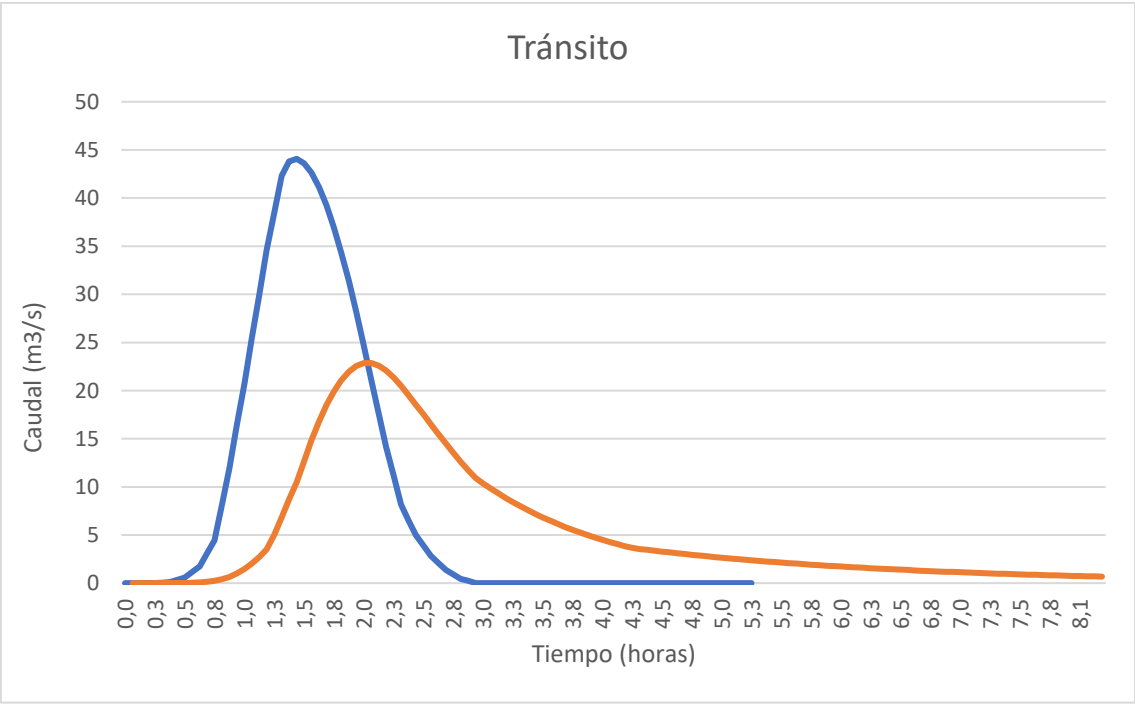


Figura 15-47: Laminación para un $Tr = 100$ años.

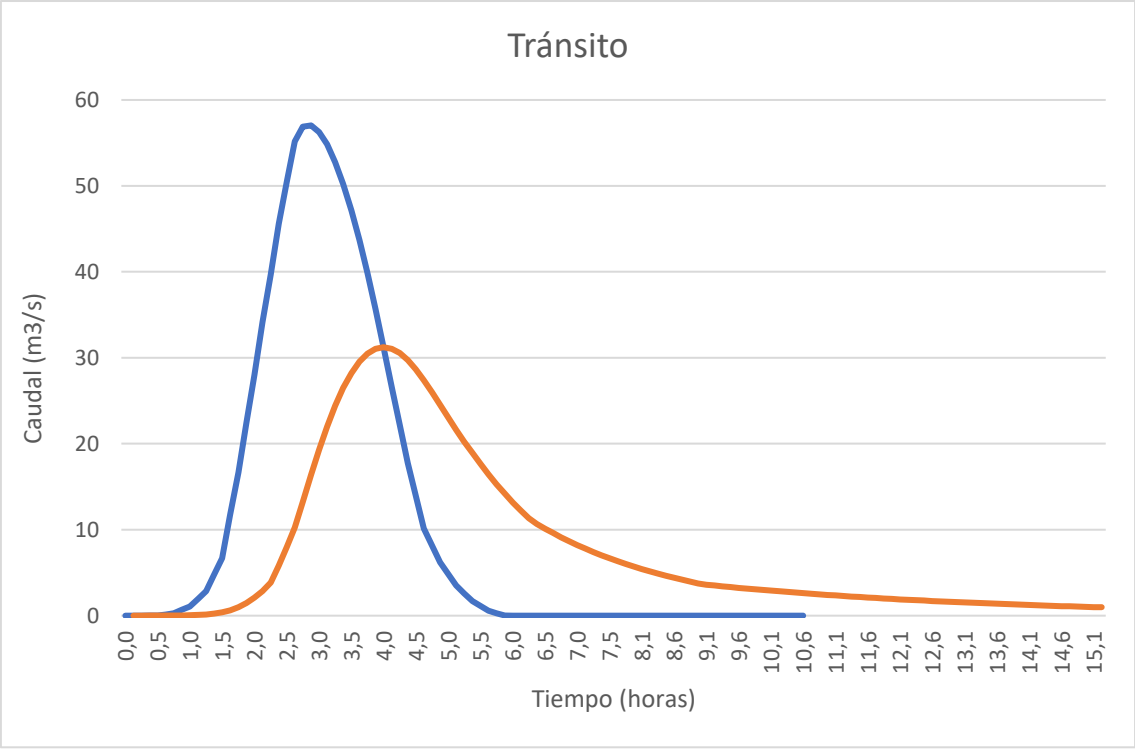


Figura 15-48: Laminación para un $T_r = 500$ años.

ANEXO VIII. Cálculos del diseño de la presa

En el presente anexo se detallan la metodología y fundamentos aplicados en el diseño de la represa, de las protecciones y las obras anexas.

VIII.I Cota de coronamiento

VIII.I.I Cálculo de *fetch*

Para la determinación del *Fetch* se toma como base la recomendación de cálculo establecida en las Guías Técnicas de Seguridad de Presas (SPANCOLD), el esquema de cálculo se muestra en la Figura 15-49. Los pasos son:

- Definir la recta normal al eje de la presa sobre el punto de cierre del cauce.
- Trazar rectas que cruza por el punto de cierre y tiene un ángulo θ respecto a la normal.
- Para la recta de ángulo θ se calcula el área de embalse dentro de las rectas por el punto de cierre del cauce de ángulo $\theta \pm 12^\circ$.

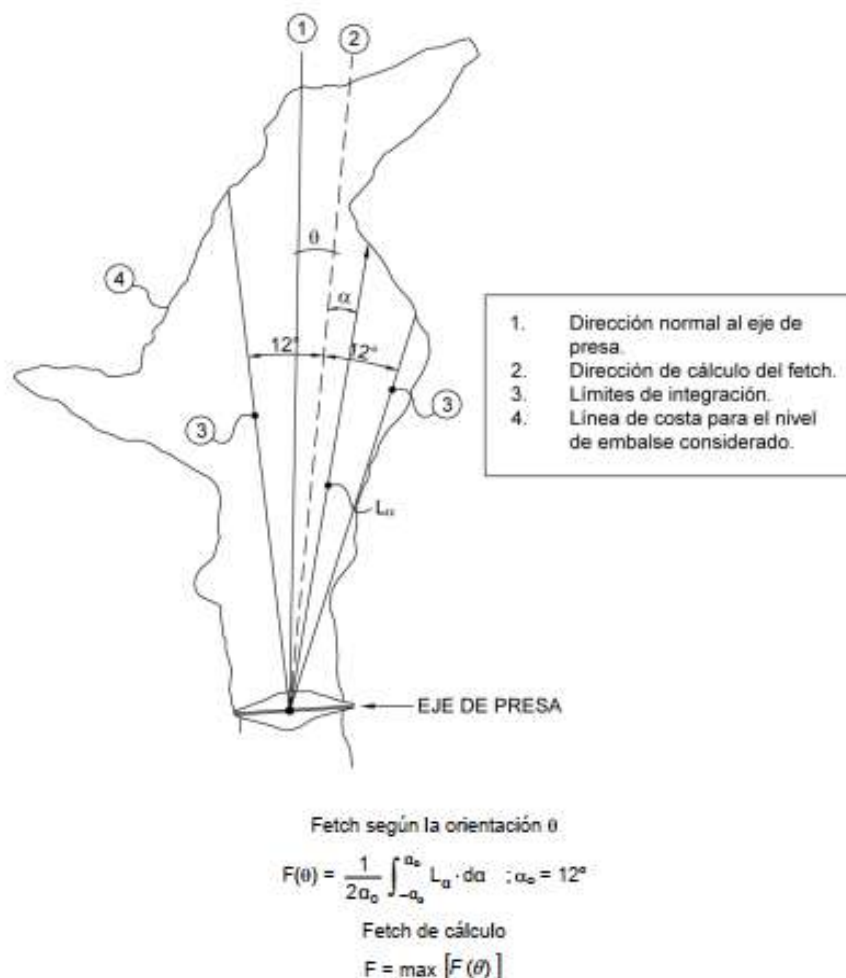


Figura 15-49: Esquema de cálculo del fetch según las Guías Técnicas de Seguridad de Presas (SPANCOLD).

Se repiten los pasos mencionados variando el ángulo θ en incrementos de 2° . A modo ilustrativo, en la Figura 15-50, se muestran las rectas trazadas para los ángulos θ considerados.

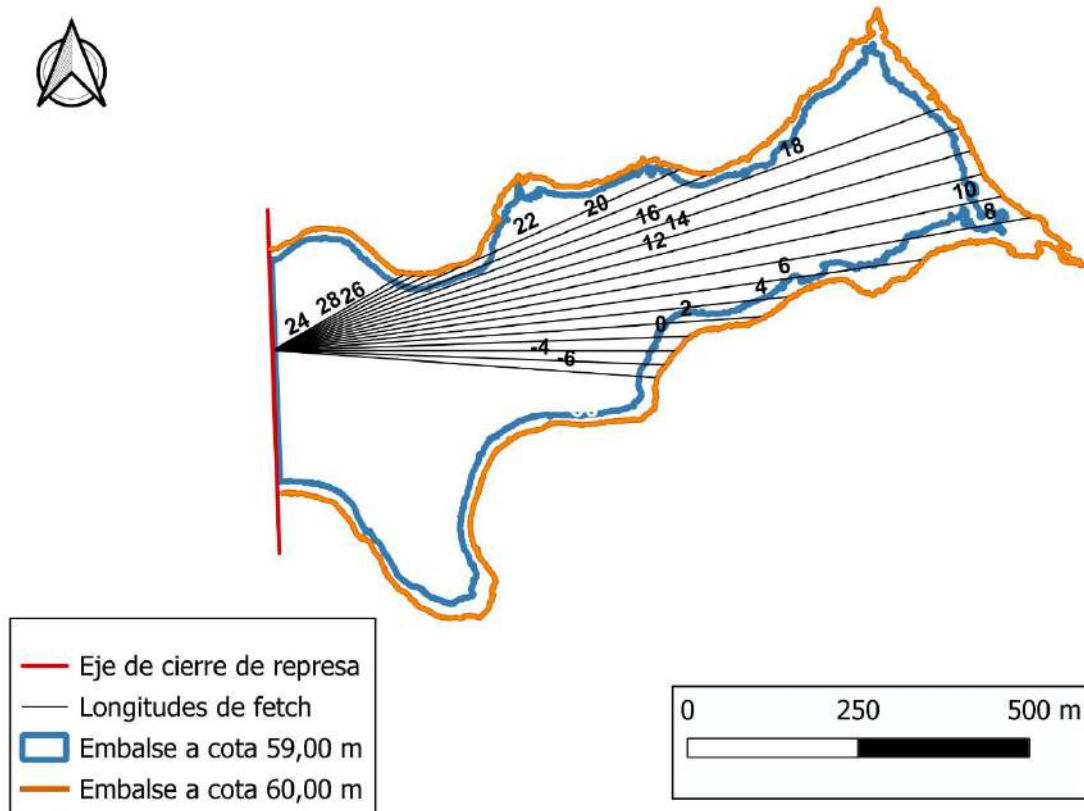


Figura 15-50: Esquema de líneas trazadas para determinar el fetch utilizando Guías Técnicas de Seguridad de Presas (SPANCOLD)

Utilizando la siguiente fórmula, se despeja el *Fetch* correspondiente a cada orientación θ :

$$Area(\theta) = \frac{2\alpha_o \cdot \pi \cdot F_{\theta}^2}{360}$$

Donde:

- $Area(\theta)$ es el área de embalse comprendido entre las rectas a -12° y 12° según la orientación θ ,
- α_o : es el ángulo de 12° respecto a la recta de orientación θ y F_{θ} el *Fetch* según la orientación θ .

Finalmente, para obtener el *Fetch* de cálculo se toma el máximo de F_{θ}

Estos cálculos se realizan para el área inundada de embalse correspondiente a la cota de vertido, igual a +59,00 m y para la cota +60,00 m respecto al Cero Oficial. En la Tabla 15-38 se muestra los valores de *Fetch* hallados para las orientaciones θ para cota +59,00 m, y en la Tabla 15-39, para cota +60,00 m en la Tabla 15-39.

Tabla 15-38: Porción de área de embalse y Fetch para cada orientación θ , para cota +59,00 m respecto al Cero Oficial.

θ (°)	Área (m ²)	F (θ)
6	147.606	594
8	180.818	657
10	176.460	649
12	171.806	640
14	166.913	631
16	160.453	619

Tabla 15-39: Porción de área de embalse y Fetch para cada orientación θ , para cota +60,00 m respecto al Cero Oficial.

θ (°)	Área (m ²)	F (θ)
6	208.424	705
8	210.599	709
10	219.182	723
12	213.040	713
14	206.883	703

El *Fetch* para cota +59.00 m es de 657 m y para cota +60,00 m de 723 m. Interpolando estos valores se obtiene el *Fetch* de 697 m correspondiente al área inundada para cota de avenida de proyecto (N.A.P) +59,63 m.

Se constata que los valores se encuentran muy por debajo de la distancia real medida desde el punto de cierre hasta el borde de costa más alejado, cuyo valor es de 1.054 m a N.M.N y 1.113 m a N.A.P. Por lo tanto, se toman estos valores para los cálculos siguientes.

VIII.I.II Cálculo de sobrelevación meteorológica (set-up)

La sobrelevación estacionaria (meteorológica) producida por el viento sobre el embalse puede calcularse a través de la siguiente expresión obtenida de la agencia Bureau of Reclamation¹⁹:

$$S = \frac{v^2 F}{4.850 \cdot D}$$

Donde:

S : es la sobrelevación en metros

v : la velocidad de viento en m/s

F : *Fetch* en km

D : profundidad media del embalse en metros

La velocidad de viento a considerar es de 160 km/h con el embalse a N.M.N y de 80 km/h con el embalse a N.A.P. En la Tabla 15-40 se resumen los resultados.

¹⁹ (U.S.B.R, 1992)

Tabla 15-40: Resultados de marea meteorológica set-up para condiciones de N.M.N y N.A.P.

Cota (m)	Fetch (km)	v (km/h)	D (m)	S (m)
59,00 (N.M.N)	1,05	160	3,56	0,12
59,63 (N.A.P)	1,11	80	3,70	0,03

VIII.II Cota de volumen muerto

VIII.II.I Metodología para estimación de sedimentación en embalse

Para estimar la cantidad de sedimentos que se acumula en el embalse se utilizan los resultados de aplicación de la Fórmula Universal de Erosión USLE (de su sigla en inglés, *Universal Soil Loss Equation*) aplicada a 99 cuencas del Uruguay (Carrasco-Letelier, y otros, 2017). En esta ecuación se incorporan las condiciones de cobertura del suelo y la morfología de cada una de las 99 cuencas. En la Figura 15-51 se muestra la pérdida de suelo anual en toneladas por hectáreas.

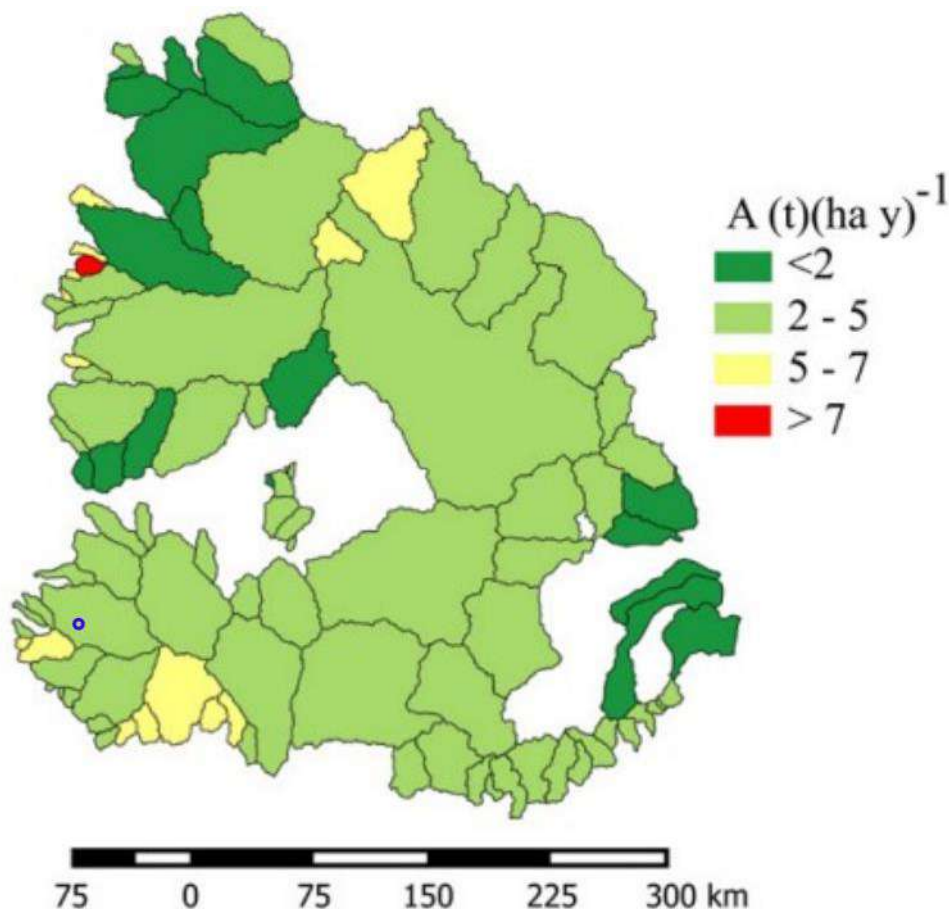


Figura 15-51: Pérdida anual de suelo para 99 cuencas de Uruguay (Carrasco-Letelier, y otros, 2017). Se indica en azul la ubicación de la zona de estudio.

De esta se extrae que en la zona la pérdida de material de suelo se encuentra en el rango de 2 – 5 ton / (há · año).

Luego para obtener el volumen de sedimentos depositados en el embalse es necesario obtener el peso unitario sumergido asociado al material erosionado, para esto se utiliza la fórmula de la ecuación 15-35 extraída del manual Diseño de pequeñas presas (U.S.B.R, 2007):

$$W = W_c \cdot p_c + W_m \cdot p_m + W_s \cdot p_s$$

Siendo W el peso unitario sumergido en lb/ft^3 , y los factores p_c , p_m y p_s los porcentajes de arcilla, limo y arena en el suelo, y W_c , W_m y W_s los factores de peso unitario inicial obtenidos de la Tabla 15-41.

Tabla 15-41: Factores de peso unitario inicial que se utilizan en la ecuación 15-35 en función de la operación del embalse (U.S.B.R, 2007).

Operación del embalse	Peso unitario inicial (masa) lb/ft^3 (kg/m^3)		
	$W_{arcilla}$	W_{limo}	W_{arena}
1	26 (416)	70 (1120)	97 (1550)
2	35 (561)	71 (1140)	97 (1550)
3	40 (641)	72 (1150)	97 (1550)
4	60 (961)	73 (1170)	97 (1550)

Determinando la operación en el embalse según las condiciones establecidas en la Tabla 15-42.

Tabla 15-42: Clasificación del embalse en función de la operación de este (U.S.B.R, 2007).

Operación	Operación del Embalse
1	Sedimento siempre sumergido o casi siempre sumergido
2	Regulado normalmente a vaciados importantes
3	Embalse habitualmente vacío
4	Sedimento en el lecho del río

Al tratarse de embalses que se llenan anualmente para utilizar el volumen para riego, se considera que la operación en el embalse es "Regulado normalmente a vaciados importantes". Por último, los porcentajes de arcilla, limo y arena se pueden determinar en los horizontes en la unidad de suelo Cañada Nieto mostrados en la Figura 15-8, dado que es la unidad predominante en la cuenca de aporte a un embalse en la zona de estudio. Resultando los porcentajes de arcilla, limo y arena son 61,7%, 17,7%, y 20,6% respectivamente.

En resumen, el peso específico de los sedimentos depositados en un embalse ubicado en la zona de estudio es $867,3 \text{ kg/m}^3$, por lo tanto, utilizando la pérdida de material de suelo en la zona la sedimentación anual se encuentra en el rango de $2,3 \text{ m}^3/(\text{há} \cdot \text{año})$ - $5,8 \text{ m}^3/(\text{há} \cdot \text{año})$.

VIII.II.II Estimación de volumen sedimentado en represa a diseñar

Se considera el área de aporte a la nueva represa de 316,4 ha, sin el área inundada por el embalse de 30 ha que se obtiene con las curvas H-A-V de la nueva represa.

Siendo el área donde la cuenca erosionable de 286,4 ha, se obtiene que el volumen de sedimentos depositados anualmente en el embalse por erosión en la cuenca se encuentra en el rango de $881 - 2.202 \text{ m}^3/\text{año}$.

Considerando la acumulación en 50 años como una cantidad de tiempo razonable para la acumulación de sedimentos (vida útil), se obtiene que el volumen de sedimentos acumulados se encuentra en el rango de $44.045 - 110.112 \text{ m}^3$.

Este rango de volúmenes no contempla:

- Cierta porcentaje de estos sedimentos no son retenidos en el embalse, sino que pasan por el aliviadero.
- La ejecución de un plan de uso de suelo que aplica para emprendimientos de riego mayores a 60 ha (2018). La ejecución de estos planes limita la erosión de suelo en la cuenca.
- Existe intensiva vegetación natural en la cola de la nueva represa, que disminuye el aporte de sedimentos al embalse.

Por las razones anteriores se proyecta que, para el embalse nuevo, resulta coherente utilizar un volumen de sedimentos acumulados en 50 años de 45.000 m^3 , como valor redondeado (por simplicidad) del rango calculado anteriormente.

Para determinar la acumulación a lo largo del embalse se utiliza la distribución de los sedimentos en el embalse de la Figura 15-52. Se consideró que la curva que aplica se encuentra entre tipo III y tipo III, considerando que los sedimentos de aporte se componen principalmente de material tamaño arcilla limosa (unidad Cañada Nieto, detalles en sección I.III del ANEXO I).

Fijando la cota de diseño de la obra de toma a 51,4 m respecto al Cero Oficial, se obtiene que la altura de la obra de toma es el 35% de la altura total de vertedero respecto al terreno natural. Por lo tanto, el volumen de sedimentos acumulados hasta esta cota es aproximadamente el 35 % del total (de 45.000 m^3), lo que representa que de 46.103 m^3 de agua embalsada a esta cota (determinada usando las curvas HAV), 15.750 m^3 correspondan a sedimentos acumulados en 50 años, es decir, el 34% del volumen embalsado.

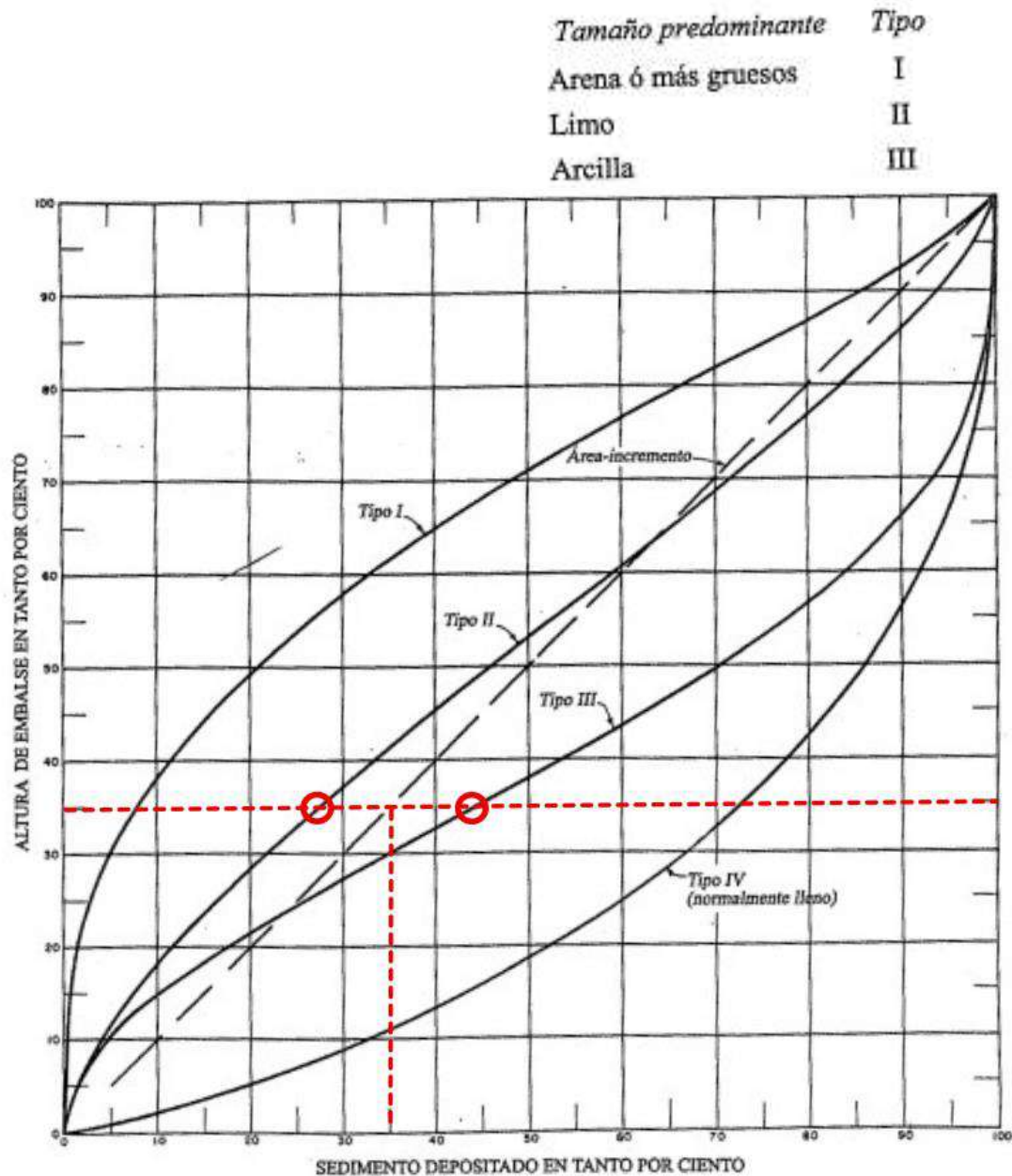


Figura 15-52: Distribución de sedimentos depositados en embalse en tanto por ciento de la altura total. Imagen extraída del libro *Diseño de pequeñas presas* (U.S.B.R., 2007). Se indica intersección con curva tipo II y tipo III a 35% de altura de vertedero, y porcentaje de sedimentos depositados al valor medio entre ambas curvas.

VIII.III Prediseño de la presa

En la presente sección se realiza el prediseño de la presa utilizando recomendaciones bibliográficas, el prediseño es luego verificado en el estudio de estabilidad de la presa más adelante en la sección 9.3.

VIII.III.I Ancho de coronamiento

Para la determinación del ancho de coronamiento se utilizan las recomendaciones de la agencia *Bureau of Reclamation* (U.S.B.R, 2007), la cual determina que:

$$w = \frac{z}{5} + 3$$

Siendo

- w el ancho de coronamiento en metros.
- z la altura de la presa en el lecho del río en m.

Además, se busca que este valor sea superior a 4 m para que la maquinaria pueda trabajar correctamente.

Considerando que la cota de fundación en el lecho del río es de 45,4 m respecto al Cero Oficial según lo establecido en las condiciones de fundación de la sección 5.2.1, se obtiene una altura máxima de 15,2 m incluyendo limpieza del terreno. Por lo tanto, utilizando la formula anterior se adopta un ancho de coronamiento de:

$$w = 6,0 \text{ m}$$

VIII.III.II Faldones

En la Tabla 15-43 se muestra los taludes recomendados para presas de materiales sueltos, dependiendo si se trata de una represa homogénea u homogénea modificada, entre otros (U.S.B.R, 2007).

Tabla 15-43: Taludes recomendados para pequeñas presas de materiales sueltos (U.S.B.R, 2007).

Caso	Tipo	Objeto	Sujeto a desembalse rápido ¹	Clasificación de suelos ²	Talud aguas arriba	Talud aguas abajo
A	Homogéneo u homogéneo modificado	Retención o almacenamiento	No	GW,GP,SW,SP	Permeable, inadecuado	
				GC,GM,SC,SM	2,5:1	2:1
				CL,ML	3:1	2,5:1
				CH,MH	3,5:1	2,5:1
B	Homogéneo modificado	Almacenamiento	Si	GW,GP,SW,SP	Permeable, inadecuado	
				GC,GM,SC,SM	3:1	2:1
				CL,ML	3,5:1	2,5:1
				CH,MH	4:1	2,5:1

¹ Velocidades de descenso del nivel de agua a 15 cm ó más por día después de un prolongado almacenamiento con altos niveles de embalse
² Los suelos OL y OH no son recomendados para zonas grandes de presas de tierra homogéneas. Los suelos Pt son inadecuados.

El caso de estudio se refiere a una presa de tipo homogénea modificada, dado que a partir de los resultados de los ensayos a las litologías encontradas (presentados en la sección I.IV.II del ANEXO I), se proyecta utilizar un material no cohesivo para los faldones (granito alterado, clasificación SUCS: SM) cuya granulometría no varía mucho respecto a la de un material fino (que se proyecta colocar en la zona del núcleo).

Con tipo de núcleo mínimo A, el cual indica que se trata de una presa con cimientos impermeables o permeables poco profundos, se seleccionan los taludes recomendados para los faldones aguas abajo, y aguas arriba de 2H:1V y 3H:1V, respectivamente. Además, se consideró que el embalse se encuentra sujeto a un desembalse rápido dado que ante una situación eventual de descarga libre como mecanismo de prevención de falla o para limpieza de sedimentos de fondo se estima que según la metodología descrita en la sección 0 del ANEXO VIII, la velocidad de descenso supera 15 cm/día que corresponde al umbral establecido por la agencia *Bureau of Reclamation* (U.S.B.R, 2007).

VIII.III.III Dentellón

El ancho de la base del dentellón está relacionado con la altura de columna de agua del embalse en ese punto, y se determina mediante la siguiente fórmula (U.S.B.R, 2007):

$$w = h - d$$

15-36

Donde

- w es ancho de base del dentellón.
- h la altura de agua sobre la superficie del terreno.
- d profundidad del dentellón por debajo de la superficie del terreno.

La profundidad del dentellón (d) se determina a partir de los estratos del perfil litológico en la zona de implantación:

- Una profundidad mínima del dentellón de 0,5 m en caso de que la altura de agua resulte menos a 1 m.
- Una profundidad tal que se alcanza el estrato rocoso impermeable (basamento cristalino de la Figura 5-2) siempre que la altura de agua supere 1 m.

A su vez, se considera un ancho mínimo de 4 metros por razones constructivas, esto es, para que los equipos de excavación y compactación puedan circular libremente para realizar estas tareas.

Se aplica la ecuación 15-36 a lo largo del eje de la presa y se determina el ancho de dentellón para cada progresiva. Luego, se ajustan los espesores para que no haya cambios bruscos en el ancho de una sección a otra, asegurando la continuidad de la excavación.

Por último, se proyecta un dentellón con taludes laterales 1H:1V que permitan un apropiado trabajo de la maquinaria.

VIII.III.IV Núcleo

De acuerdo con las recomendaciones (U.S.B.R, 2007), el ancho de la base del núcleo debe ser al menos una igual a la altura del núcleo para cimientos permeables poco profundos con zanjas de impermeabilización (dentellón), tomando esto en consideración se proyecta el núcleo con las siguientes especificaciones:

- La rasante del núcleo se encuentra 0,3 m por debajo de la cota de coronamiento para protección de este, es decir a cota 58,7 m respecto al cero oficial y se extiende hasta la cota de fundación del cuerpo de la presa.
- El ancho superior del núcleo se proyecta igual que el ancho de coronamiento de 6 metros.

- Los taludes laterales del núcleo se proyectan ambos (aguas arriba y aguas abajo) 1H:2V.

VIII.IV Dimensionado de filtros y drenes

VIII.IV.I Parámetros hidráulicos y de resistencia de drenes

De acuerdo con lo establecido en la sección 9.2, los materiales del dren pueden ser piedra partida o arenas finas. La permeabilidad de estos materiales se obtiene de la Tabla 15-44, mientras que el ángulo de fricción interna como parámetro resistente (por tratarse de suelos granulares no cohesivos) se obtiene de la Tabla 15-45.

Tabla 15-44: Valores representativos de conductividad hidráulica de diferentes materiales (Morris, y otros, 1967).

Material	Hydraulic Conductivity m / day	Type of measurements *
Gravel, coarse	150	R
Gravel, medium	270	R
Gravel, fine	450	R
Sand, coarse	45	R
Sand, medium	12	R
Sand, fine	2.5	R
Silt	0.08	H
Clay	0.0002	H
Sandstone, fine-grained	0.2	V
Sandstone, medium-grained	3.1	V
Limestone	0.94	V
Dolomite	0.001	V
Dune sand	20	V
Loess	0.08	V
Peat	5.7	V
Schist	0.2	V
Slate	0.00008	V
Till, predominantly sand	0.49	R
Till, predominantly gravel	30	R
Tuff	0.2	V
Basalt	0.01	V
Gabbro, weathered	0.2	V
Granite, weathered	1.4	V

Tabla 15-45: Angulo de fricción interna de arenas y limos obtenido de (Terzagui, y otros, 1978).

Materiales	Grados	
	Suelto	Denso
Arena, granos redondos, uniformes	27,5	34
Arena, granos angulares, bien graduados	33	45
Gravas arenosas	35	50
Arena limosa	27-33	30-34
Limo inorgánico	27-30	30-35

VIII.IV.II Dren longitudinal

Para el diseño de los drenes que permitan la disminución de las presiones de poros y aumenten la resistencia efectiva del suelo se comparan dos tipos:

- Dren tipo colchón
- Dren interno con tuberías de descarga

La comparación entre estos dos tipos de drenes se realiza dado que el material de colocación en los drenes (piedra partida o arena) es una limitante en la obra, y se busca evaluar si existe una mejora significativa en la colocación de un dren extendido tipo colchón respecto a un dren de dimensiones acotadas como un dren interno.

Diseño de dren tipo colchón

Considerando que incluso para el caso de que no se coloque dren (Figura 15-60), se observa que la línea de saturación desciende de manera “rápida” por lo cual un dren a lo largo de la fundación del cuerpo de la presa logra interceptar sin necesidad de la colocación de una “chimenea” apoyada sobre el núcleo arcilloso.

Se toman para este tipo de dren las siguientes consideraciones:

- Se extiende por todo el talud de aguas abajo.
- Se debe “conectar” con la atmosfera el dren a la salida logrando que la carga en la salida coincida con la cota de descarga, esta conexión se con un material granular en el pie de talud.
- Se debe interceptar la fundación para evitar falla profunda por debajo de la base del dren.

En la Figura 15-53 se presenta el esquema de la disposición de dren tipo colchón en la sección de mayor altura resultado del prediseño presentado en la sección 0.

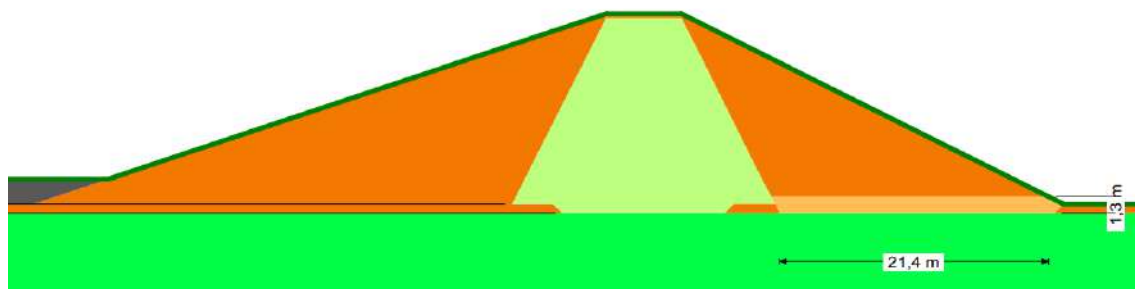


Figura 15-53: Esquema de dren tipo colchón sobre presa definida en el prediseño que es utilizada en estudio de estabilidad para comparación de drenes.

Diseño de dren interno

El dren interno se diseña con un filtro de geotextil que “envuelve” el dren como se esquematiza más abajo en la Figura 15-56. Se definen entonces las dimensiones del dren interno en base a las dimensiones del geotextil que lo envuelve, que de acuerdo con la información disponible por distintos proveedores se venden en:

- Rollos de 2,3 y 4,6 m de ancho por 200 metros de largo ofrecido por los proveedores Sika Uruguay S.A.²⁰ o BIDIM²¹.
- Rollos de largo entre 3,5 y 4 m con largos entre 150 y 180 metros ofrecido por el proveedor PVACO²²

Además, se establece que el dren interno tendrá 0,5 m de ancho y que la “envoltura” con el geotextil incluye 0,2 m de solape. Considerando que se utiliza el ancho del geotextil para envolver el dren y que se busca evitar un corte longitudinal del geotextil, entre las diferentes opciones si se considera el ancho de 0,5 m, los 0,2 m de solape y que el dren está inclinado con el talud del núcleo (1H:2V):

- Con rollos de 2,3 y 4,6 metros de ancho se obtienen capas drenantes de 0,49 y 1,52 metros de altura respectivamente.
- A partir de 3,5 metros de ancho se obtienen capas drenantes de 1,03 metros de altura o más.

De los cuales se opta por diseñar con drenes de 2,3 y 4,6 metros del proveedor BIDIM, dado que permiten combinando capas drenantes de 0,49 y 1,52 metros de alto cubrir una altura de dren suficiente para el proyecto con mayor largo de capa drenante y a su vez se asegura que la permeabilidad del geotextil no varía por tratarse del mismo proveedor.

Para lograr una mayor altura de dren hacia el centro de la presa se colocan de a varias capas de 50 cm de ancho y 0,49 y/o 1,52 m de altura envueltas en geotextil. Por ejemplo, para el centro de la presa se colocan dos capas (una de 0,49 m y otra de 1,52 m) obteniendo un dren de 2,01 metros de altura y 50 cm de ancho.

En la Figura 15-53 se presenta el esquema de la disposición de dren interno en la sección transversal de mayor altura resultado del prediseño presentado en la sección 0

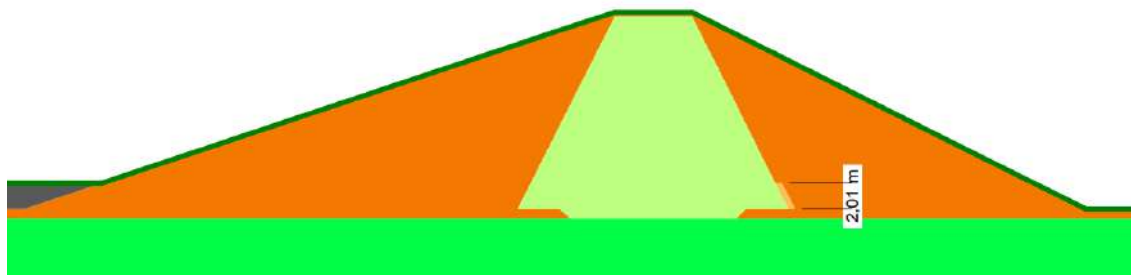


Figura 15-54: Esquema de dren interno sobre presa definida en el prediseño que es utilizada en estudio de estabilidad para comparación de drenes.

Comparación de drenes diseñados

La comparación entre los dos tipos de drenes se realiza a partir de los resultados de estabilidad de taludes de la presa para la sección transversal de mayor altura, en particular se utiliza las secciones mostradas en la Figura 15-53 y Figura 15-53, con las hipótesis de los materiales establecida en la sección 9.3.2 y en términos de estabilidad de taludes se evalúa el comportamiento ante el escenario normal de embalse lleno a

²⁰ <https://ury.sika.com/>

²¹ <https://bidimwavingeossinteticos.com/>

²² <https://pavcowavingeosinteticos.com/>

corto y largo plazo definido en la sección 9.3.3. El resultado de la estabilidad de taludes en esta sección para los dos tipos de drenes se presenta en la Tabla 15-46.

En función de los resultados de estabilidad se opta por diseñar un dren interno dado que, si bien colocar un dren tipo colchón logra un alivio de presiones tal que la resistencia efectiva del suelo mejora, este efecto no es significativo en términos del factor de seguridad, pero representa un volumen significativo en la cantidad del material granular.

Tabla 15-46: Resultados de factor de seguridad de estabilidad de talud en la sección del prediseño para diferentes tipos de drenes para embalse lleno a corto y largo plazo.

Tipo de dren	Factor de seguridad con embalse lleno en escenario normal	
	A corto plazo	A largo plazo
Tipo colchón	1,41	1,39
Interno	1,37	1,37

Modificación del núcleo y del dren interno a diseñar

Para ambos drenes propuestos en la evaluación (interno o tipo colchón) se observa que entre el dentellón y la fundación por debajo del núcleo se genera una concentración de flujo como se muestra en la Figura 15-55 para el flujo de agua con un dren interno en la sección establecida en el prediseño. Considerando que el material que se encuentra entre el núcleo y la fundación de roca es dispersivo según los cateos realizados, se decide realizar una modificación del núcleo y del dentellón.

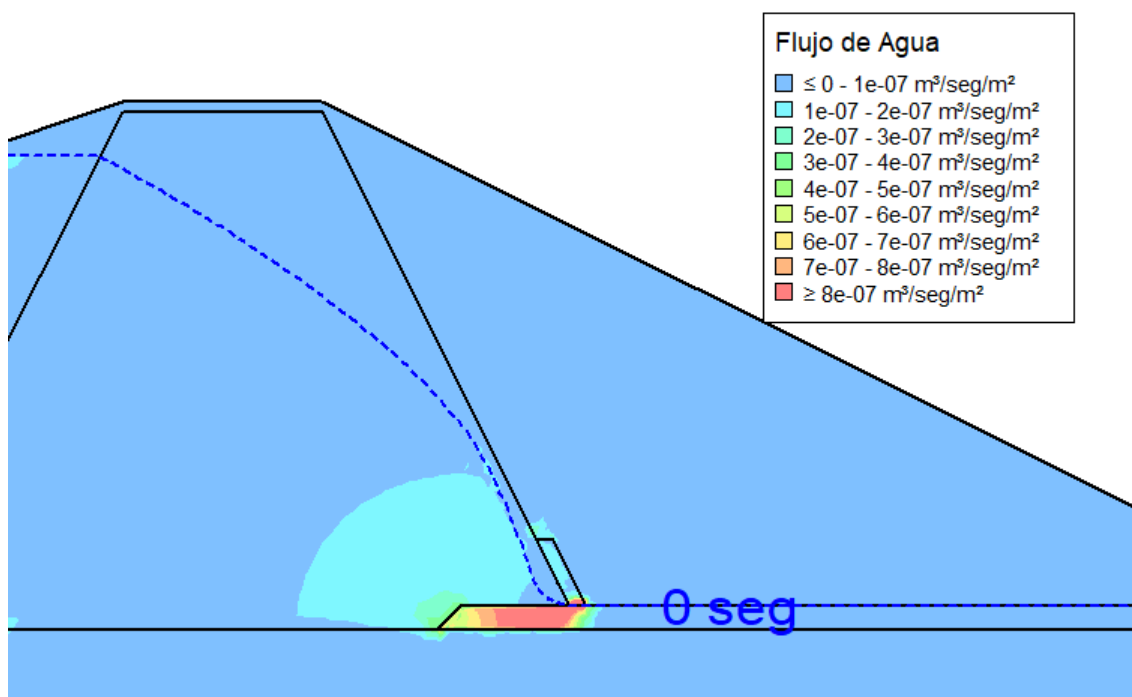


Figura 15-55: Flujo de agua a través del cuerpo de la presa de la sección del prediseño con dren interno.

Se opta por cambiar el diseño a un núcleo de taludes 1H:2,5V que se extienden hasta la fundación eliminando el dentellón. Entonces, manteniendo la configuración de las capas drenantes envueltas en geotextil con el solape de 0,2 m, ancho de 0,5 m y apoyado en el núcleo ahora de mayor talud, se obtienen capas de drenes de 0,51 y 1,58 m de altura considerando geotextiles de 2,3 y 4,6 m de ancho respectivamente.

Detalle del dren interno a diseñar

Definidas los diferentes tipos de capas que conforman el dren interno de la presa, se establecen las diferentes configuraciones de dren posible a disponer en la presa en la Tabla 15-47.

Tabla 15-47: Diferentes configuraciones de drenes a colocar en la presa.

ID	Ancho de geotextil (m)	Ancho del dren (m)	Altura dren (m)
Dren tipo 1	4,6	0,5	1,58
Dren tipo 2	4,6 + 2,3	0,5	2,09

Considerando que hacia las márgenes de la presa la altura de agua disminuye significativa se opta por colocar el dren tipo 2 en la parte central y el dren tipo 1 hacia los lados de la presa. Considerando las progresivas a lo largo de la presa mostradas en la Figura 5-2, Figura 9-1 y en las láminas del proyecto se selecciona la disposición de los drenes que se muestra en la Tabla 15-48.

Tabla 15-48: Disposición de drenes definidos con progresivas referidas al corte de la Figura 5-2, Figura 9-1 y las láminas del proyecto. Se indica la caudal por metro lineal que evacúa cada dren.

Progresivas (m)	Margen	Dren	Altura de agua mínima y máxima (m)	Caudal por dren (m³/s/m)	Longitud del dren (m)
160 – 215	Izquierda	Tipo 1	4 – 8	$7,2 \times 10^{-7}$	55,0
215 – 361,95 ^(*)	Zona central	Tipo 2	8 – 13,6	$6,1 \times 10^{-6}$	151,2
364,05 ^(*) – 399	Derecha	Tipo 1	4 – 8	$1,4 \times 10^{-6}$	34,1

(*): Discontinuidad por disposición del dren longitudinal de la obra de toma

El caudal que evacúa cada dren se calcula utilizando el módulo Seep 2D de Geostudio, donde:

- El caudal de los drenes tipo 1 se calculó para la sección transversales de las progresivas 215 y 362,5 metros, correspondientes a las secciones de máxima altura de agua (8 metros) con dren tipo 1 de cada margen de la presa, en la Figura 15-61 y Figura 15-64 se muestra el flujo a través de la presa para estas dos secciones transversales.
- El caudal del dren tipo 2 se calculó utilizando la sección transversal de máxima altura (13,6 metros) con dren tipo 2 correspondiente al punto más alto de la presa, en la Figura 15-63 se muestra el flujo a través de la presa en esta sección transversal.

Diseño de tuberías de descarga de drenes internos

Se plantea el uso de tuberías perforadas en el extremo que se conectan al dren interno utilizando un tubo dren longitudinal como se muestra en el esquema de la siguiente figura.

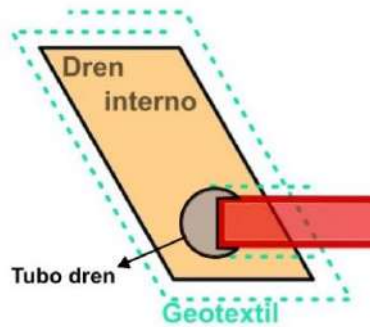


Figura 15-56: Esquema de conexión de tubería con dren interno.

El tubo dren corresponde a una única tubería perforada, considerando las dimensiones del dren se opta por colocar un tubo dren de PEAD corrugado Ø110 mm de diámetro nominal. No se establece un criterio de flujo en la tubería dado que el flujo no se da únicamente por la tubería, sino que existe un flujo transversal a través del material granular del dren.

Por otra parte, para establecer la disposición de las tuberías transversales se tienen en cuenta las siguientes restricciones:

- En el punto más bajo de la presa (progresiva 297 m) necesariamente debe haber una tubería de descarga.
- A ambos lados de la obra de toma de la presa colocan tuberías de descargas como se esquematiza en la Figura 15-57, que permiten aliviar la descarga del dren interno “de arriba” y ayudan a limitar el flujo preferencial entre la obra de toma y el suelo entorno a esta.

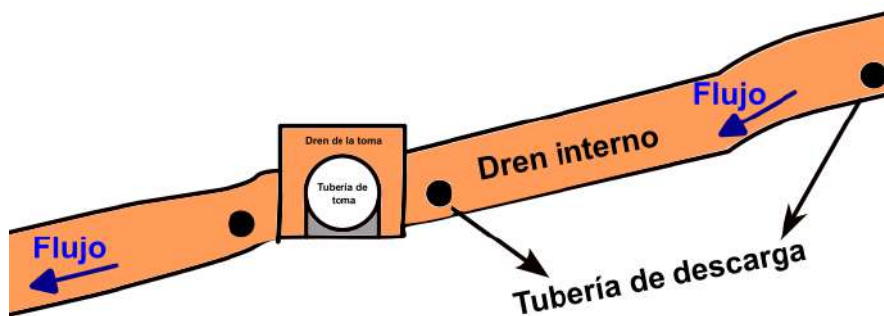


Figura 15-57: Esquema de drenes internos y tuberías de descarga en torno a la obra de toma.

Considerando las restricciones se tienen un total de nueve tuberías ubicadas como se indica en la Tabla 15-49.

Tabla 15-49: Disposición de tuberías de descarga.

ID Tubería	Progresiva de ubicación (m)	Observación
1	187	-
2	217	-
3	247	-
4	277	-
5	297	Tubería del punto más bajo
6	317	
7	347	
8	361,65	Tubería “antes” de la OT ^(*)
9	364,35	Tubería “después” de la OT ^(*)

(*): obra de toma

Luego el caudal que conduce cada tubería es el caudal del tramo de dren interno que se encuentra por encima de la cota de la tubería y que a su vez no es conducido otra tubería ubicada a mayor altura. Considerando la disposición de tuberías y la disposición de drenes planteada se obtiene el tramo de cada dren que aporte a cada tubería a partir de la ecuación 15-37.

$$Q_{tubería} = Q_{dren, tipo1} \cdot L_{aporte, tipo1} + Q_{dren, tipo2} \cdot L_{aporte, tipo2}$$

15-37

Siendo

- $Q_{dren, tipo i}$ el caudal por metro lineal evacuado por el dren tipo “i” desde la presa determinado en la Tabla 15-48.
- $L_{aporte, tipo i}$ el largo de dren tipo “i” cuyo caudal se conduce por la tubería.

Tabla 15-50: Disposición de tuberías de descargas del dren interno.

ID tubería	Progresiva (m)	Aporte			Q (l/h)
		ID	Longitud Tipo 1 (m)	Longitud Tipo 2 (m)	
1	187	Tipo1	28,0	0,0	73
2	217	Tipo 1 y Tipo 2	3	27,0	601
3	247	Tipo 2	0	30,0	659
4	277	Tipo 2	0	30,0	659
5	297	Tipo 2	0	40,0	878
6	317	Tipo 2	0	30,0	659
7	347	Tipo 2 y Tipo 1	0	15,5	340
8	362,5	-	-	-	-
9	363,5	Tipo 1	35,5	0	179

Se opta entonces por el diseño de un único diámetro de tubería, en particular se opta por tuberías de PEAD de diámetro nominal 63 mm (diámetro interno 61 mm) y se tiene que la velocidad máxima en las tuberías es de 0,08 m/s, valor de velocidad acorde considerando un factor de seguridad de 10 respecto a la velocidad máxima en la tubería.

VIII.IV.III Dren transversal en la obra de toma

El dren debe permitir drenar el agua que pueda infiltrarse entre la interfaz de la estructura de hormigón que abriga la tubería de toma y el material de faldón, en caso de que el dren longitudinal sea un dren tipo colchón se tiene que de manera directa el colchón logra funcionar como drenaje de la interfaz de la estructura de toma como se esquematiza en la Figura 15-58.

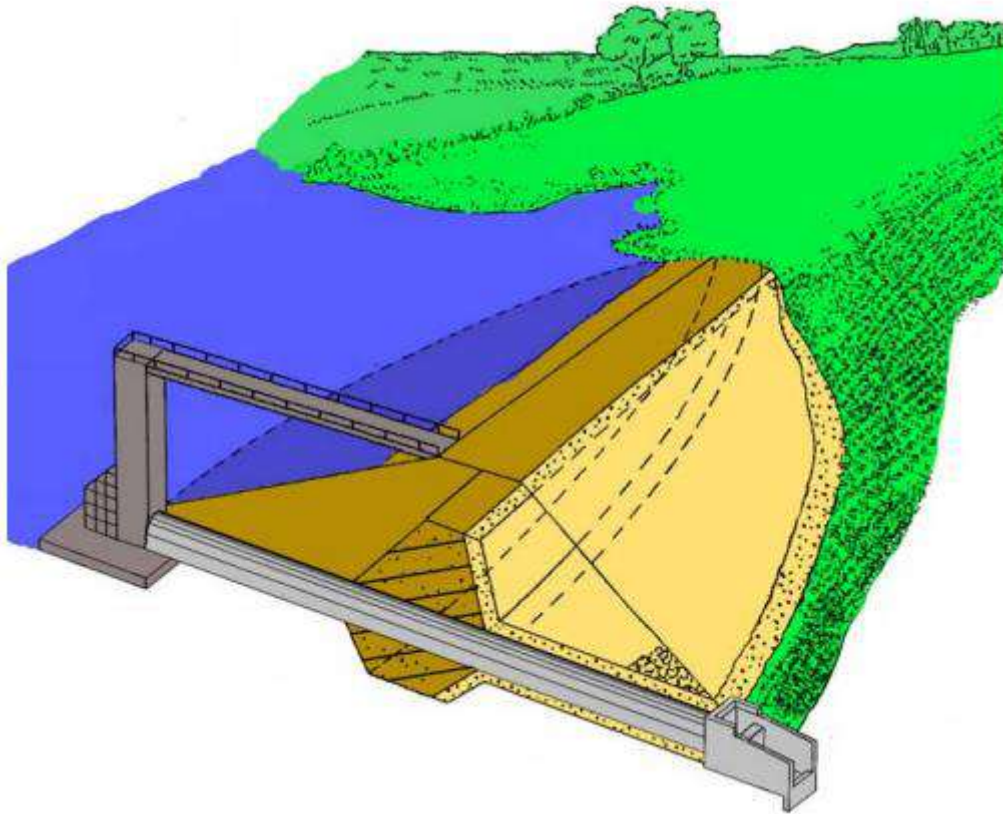


Figura 15-58: Ejemplo de protección de obra de toma con dren tipo colchón con chimenea. Figura extraída del manual 484 Conduits through Embankment Dams de la FEMA (Federal Emergency Management Agency).

De acuerdo con el desarrollo presentado en la sección 9.4 se optó por un dren interno por lo tanto se diseña entonces un dren transversal de arena en torno a la interfaz de la estructura de hormigón con el material del faldón. Se establece que el dren debe tener un espesor de al menos 0,5 m para lograr compactar el material, la compactación en la arena del dren resulta necesaria para evitar asentamientos diferenciales.

Por otra parte, considerando que el dren longitudinal interno se encuentra apoyado sobre el núcleo, se establece que el dren debe cubrir el total del faldón de aguas abajo hasta la descarga de la tubería dado que de esta manera se logran interceptar la interfaz con el faldón en la totalidad de la obra de toma.

Por último, se debe disponer una protección en la salida del transversal como protección del dren de arena y a su vez como protección del filtro geotextil utilizado, dentro de los diámetros posibles de la cantera más cercana mencionada en la selección de materiales (pág. 84), se adopta un diámetro de 50 mm ofrecido por la cantera.

VIII.IV.IV Filtros

A partir de los ensayos granulométricos presentados en la sección I.IV.III del ANEXO I se presenta la metodología de evaluación y dimensionado de los diferentes filtros propuestos en la sección 9.4.2.

De acuerdo con la selección de los materiales establecido en la sección 9.2 considerando las granulometrías presentadas en la sección I.IV.III se obtiene para los faldones, el núcleo y el dentellón los diámetros de diferentes porcentajes pasantes útiles en el dimensionado de filtros, donde cada diámetro pasante es el promedio de ese diámetro en todas las muestras del mismo material.

Tabla 15-51: Diámetros y porcentajes pasantes para material de faldones, núcleo y dentellón de la presa.

Elementos	Material	D ₁₅ (mm)	D ₆₀ (mm)	D ₈₅ (mm)	D ₉₀ (mm)
Faldones	Granito alterado	0,12 (*)	2,10 (*)	6,42 (*)	8,33 (*)
Núcleo y Dentellón	Arcilla seleccionada	2,0×10 ⁻⁴ (**)	2,9×10 ⁻² (**)	0,98 (*)	2,13 (*)

(*): Determinado por interpolación semilogarítmica de curva granulométrica.

(**): Determinado por extrapolación semilogarítmica de curva granulométrica.

Dimensionado del Filtro 1: Filtro entre Núcleo y Faldón

El filtro en principio resulta necesario caso sucediera que no se cumpla con los criterios de filtros granulares:

- Retención: Las granulometrías son tal que puedan migrar los finos desde el núcleo a través del faldón.
- Permeabilidad: No se pueda disipar el flujo del núcleo a través del faldón.

El criterio de verificación utilizado para ambas situaciones es el que se presenta en la ecuación 15-38, donde la desigualdad de la izquierda corresponde al criterio de retención y la desigualdad de la derecha corresponde al criterio de permeabilidad ambos obtenidos de guías técnicas españolas de seguridad de presas (SPANCOLD).

$$\frac{D_{15,faldon}}{D_{85,nucleo}} \leq 5 \leq \frac{D_{15,faldon}}{D_{15,nucleo}}$$

15-38

Considerando los diámetros establecidos en la Tabla 15-51 puede ver que:

- $\frac{D_{15,faldon}}{D_{85,nucleo}} = 0,12 < 5$
- $\frac{D_{15,faldon}}{D_{15,nucleo}} = 574 > 5$

Por lo tanto, se concluye que para las granulometrías establecidas no es necesario un filtro entre el núcleo y faldón dado que según los criterios considerados no habría migración de finos del núcleo ni un aumento de la presión de poros por baja permeabilidad desde el núcleo hacia el dentellón.

Dimensionado de Filtros 2 y 4: Entre el dren, el núcleo y el dentellón

Tanto el dren interno diseñado como el dren longitudinal en la zona de la obra de toma, de acuerdo con lo establecido en la sección 9.4.1 (Diseño de drenes de la presa), se

tiene que ambos drenes están en contacto con el núcleo y con el dentellón, por lo tanto, el geotextil a diseñar es el mismo para las dos transiciones.

Como se mencionó en la sección 9.2 (Selección de materiales), el material de los drenes puede ser arena fina, se debe disponer entonces un filtro que evite la migración del material del núcleo y de los faldones a través del dren. Se opta por el diseño de un filtro de geotextil frente a la opción de un filtro de arena dado que en el predio la arena para filtros o drenes es un material limitante que comprar y en caso particular del filtro, y para el caso de la cantera de arena más cercana no se cuenta con información acerca de la graduación de la arena.

De la misma forma que para un filtro granular, se tiene en principio dos criterios que cumplir con el geotextil, un criterio de estabilidad (o de retención) y un criterio de permeabilidad, que para este diseño se obtienen ambos del manual de drenaje de rutas del Departamento Nacional de Infraestructura y Transporte de Brasil (DNIT, Brasil, 2006). El criterio de permeabilidad se define en función de la permisividad (φ):

$$\varphi = \frac{k_f}{t_\varphi} = (*) \frac{q}{\Delta H} = \frac{k_s \cdot i_s}{\Delta H}$$

siendo

- k_f y k_s la permeabilidad del geotextil y del medio respectivamente en m/s.
- t_φ el grosor del geotextil en metros.
- q el caudal por unidad de ancho que atraviesa la zona del geotextil en m³/s/m.
- ΔH la pérdida de carga de pasaje en el geotextil en metros.
- i_s el gradiente hidráulico en el suelo vecino al geotextil adimensional.

Se establece entonces un factor de corrección “A” a cumplir con la permisividad del geotextil a colocar tal que:

$$\varphi_{geo} \geq \varphi \cdot A = \frac{k_s \cdot i_s \cdot A}{\Delta H}$$

15-39

Siendo A el factor de corrección como producto de términos de corrección prefijados que contempla:

- Alteración de la colocación en el medio: factor de seguridad FS_c
- Compresión de sobrecarga: factor de seguridad FS_{sc}
- Gradiente hidráulico máximo en el suelo vecino: $i_s \leq i_{s,max}$
- Pérdida de carga admisible: ΔH_{adm}
- Factor de seguridad global FS_G

Con esto la ecuación 15-40 se transforma en:

$$\varphi_{geo} \geq \frac{k_s \cdot i_{s,max} \cdot FS_c \cdot FS_{sc} \cdot FS_G}{\Delta H_{adm}}$$

15-40

Finalmente, de acuerdo con las recomendaciones considerando que se trata de una “obra de alto nivel de seguridad” del manual de drenaje de rutas del Departamento Nacional de Infraestructura y Transporte de Brasil (DNIT, Brasil, 2006) la ecuación 15-41 se transforma en:

$$\varphi_{\text{geo}} \geq 10^5 \cdot k_s$$

15-41

y tomando en cuenta la permeabilidad del material del faldón como material de mayor permeabilidad de los dos posibles según lo establecido en la sección 9.3.2 (Hipótesis de los materiales), se tiene que el criterio de permeabilidad para la geotextil resulta:

$$\varphi_{\text{geo}} \geq 0,78$$

15-42

Por otra parte, el criterio de retención que debe cumplir el geotextil se establece en la 15-43.

$$O_f \leq C \cdot D_{85}$$

15-43

Siendo

- O_f la abertura de filtración considerada como O_{90} del geotextil.
- D_{85} el diámetro con 85% pasante del suelo vecino al filtro de menor diámetro que en este caso es el material del núcleo.

Mientras que C es la constante de la corrección calculada como:

$$C = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot C_4 = 0,24$$

Siendo

- $C_1 = 0,8$ si granulometría uniforme o $C_1 = 1$ si granulometría es bien graduada. En el caso del núcleo, la granulometría es uniforme.
- $C_2 = 0,8$ para suelos blandos y $C_2 = 1,25$ para suelos densos compactados. En este caso, el núcleo es un suelo denso y compactado.
- $C_3 = 0,5$ si el gradiente hidráulico es menor a 5, $C_3 = 0,8$ si está entre 5 y 20, $C_3 = 0,6$ si se trata de un flujo inverso (desde el talud hacia la atmósfera). En este el gradiente hidráulico máximo en el suelo a la entrada al filtro igual a 7,5 calculado utilizando la caída de carga mostrada en la Figura 15-59.
- $C_4 = 0,3$ si la función es ser un filtro drenante o $C_4 = 1$ si la función es ser un filtro estabilizador sin flujo. En este caso se trata de filtro drenante.

Se tiene que el criterio de retención resulta entonces:

$$O_{90} \leq 0,23 \text{ mm}$$

15-44

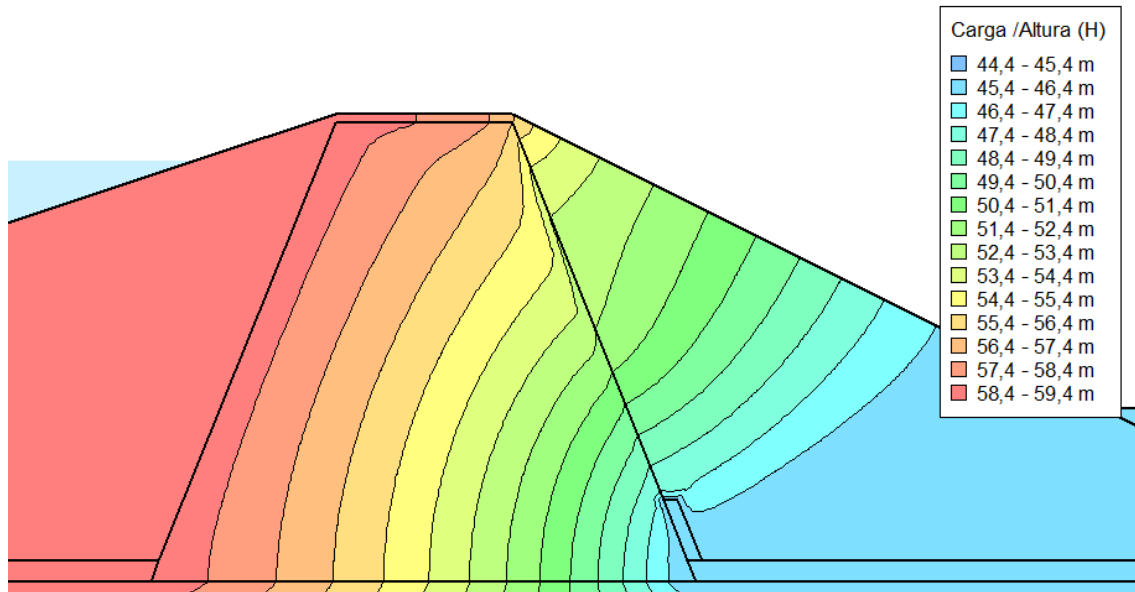


Figura 15-59: Distribución de la carga hidráulica en la sección más alta de la presa funcionando a embalse lleno.

Dimensionado del Filtro 3: Filtro entre Faldón y Enrocado

De la misma manera que para el Filtro 2, se opta por el diseño de un filtro de geotextil frente al diseño de un filtro granular. Los criterios y la metodología empleada son los mismos que los presentados en el diseño del Filtro 2 de geotextil anteriormente.

Para el caso de la permeabilidad (ecuación 15-41) se evalúa la permeabilidad del flujo desde el faldón hacia el talud de aguas abajo por lo tanto el criterio resulta el mismo dado que anteriormente se utilizó como permeabilidad la máxima correspondiente al faldón:

$$\varphi_{\text{geo}} \geq 0,78$$

15-45

Luego el criterio de retención (ecuación 15-43) se ve modificado dado que cambia el diámetro D_{85} que en este caso corresponde al del material del faldón, pero también cambia la constante de corrección $C=0,75$ siendo:

- $C_1 = 1$ la influencia de la granulometría bien graduada del faldón.
- $C_2 = 1,25$ la influencia de un suelo denso y compactado en el faldón.
- $C_3 = 0,6$ la influencia del gradiente hidráulico, que para este caso corresponde a protección de un flujo inverso.
- $C_4 = 1$ la influencia de la función de filtro.

Por lo tanto, se obtiene que el criterio de la retención del filtro de geotextil en este caso resulta:

$$O_{90} \leq 4,8 \text{ mm}$$

15-46

VIII.V Resultados de estudio de estabilidad de presa

En la presente sección se presentan en detalle los resultados obtenidos en el estudio de la estabilidad de flujo y de taludes de la represa diseñada.

VIII.V.I Resultado de condiciones de flujo

Resultados de flujo utilizados en la selección del tipo de dren longitudinal de la presa

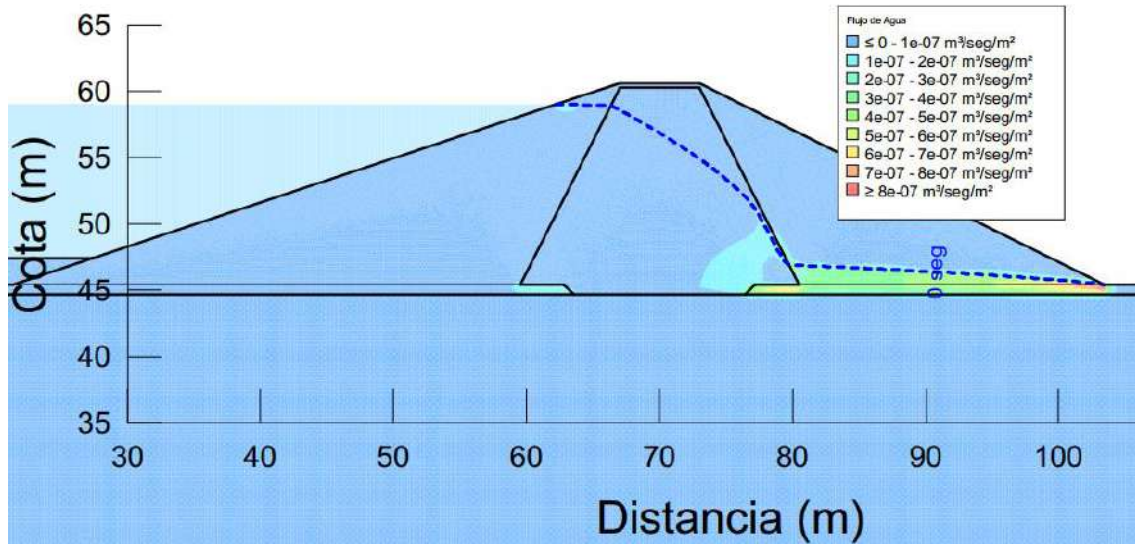


Figura 15-60: Flujo de agua y línea de saturación para el flujo a través de la presa establecida en el prediseño sin dren.

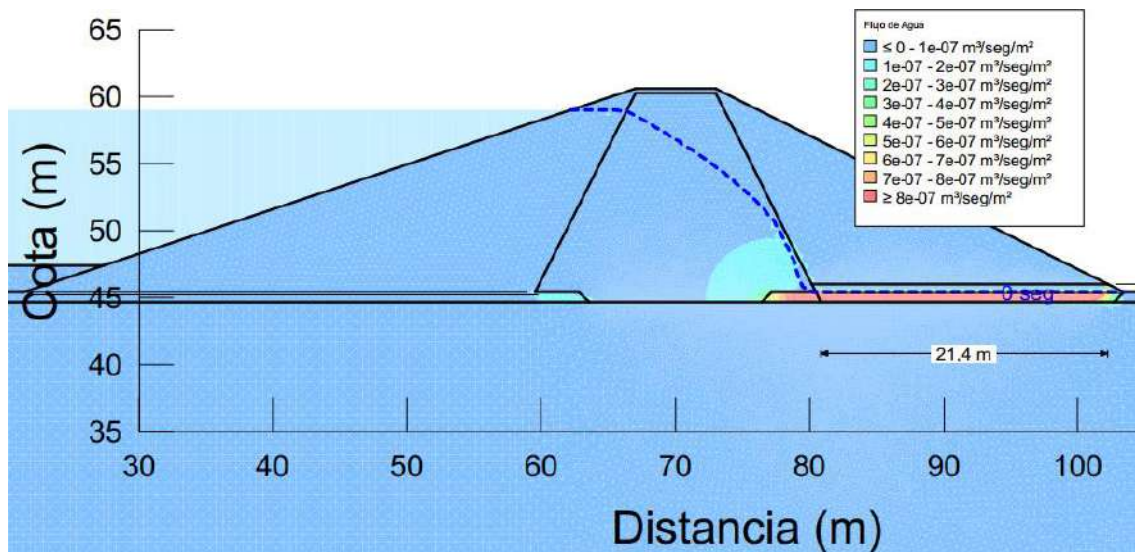


Figura 15-61: Flujo de agua y línea de saturación para el flujo a través de la presa establecida en el prediseño con dren tipo colchón.

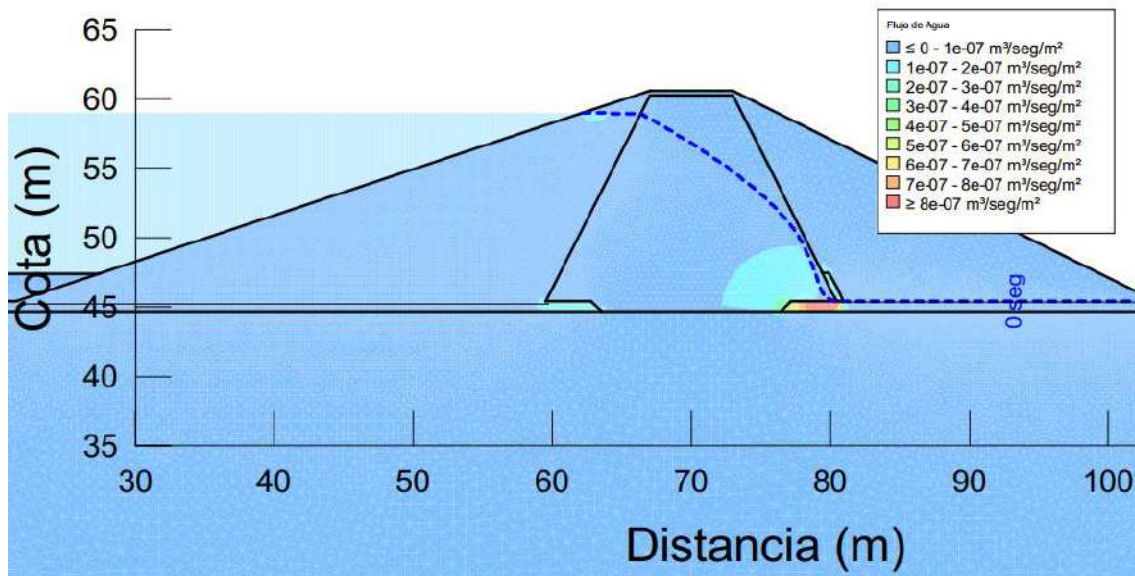


Figura 15-62: Flujo de agua y línea de saturación para el flujo a través de la presa establecida en el prediseño con dren interno.

Resultados de flujo utilizados en el diseño del dren interno y las tuberías de descarga de la presa

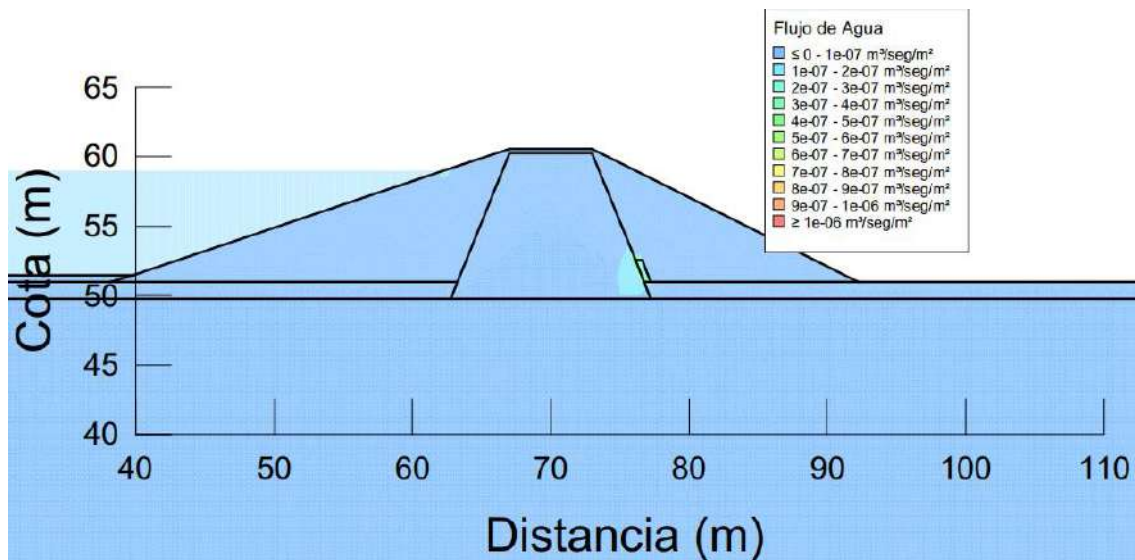


Figura 15-63: Flujo de a través de la presa diseñada en la progresiva 214,6 m utilizada para determinación del caudal en los drenes internos tipo 1 en la margen izquierda.

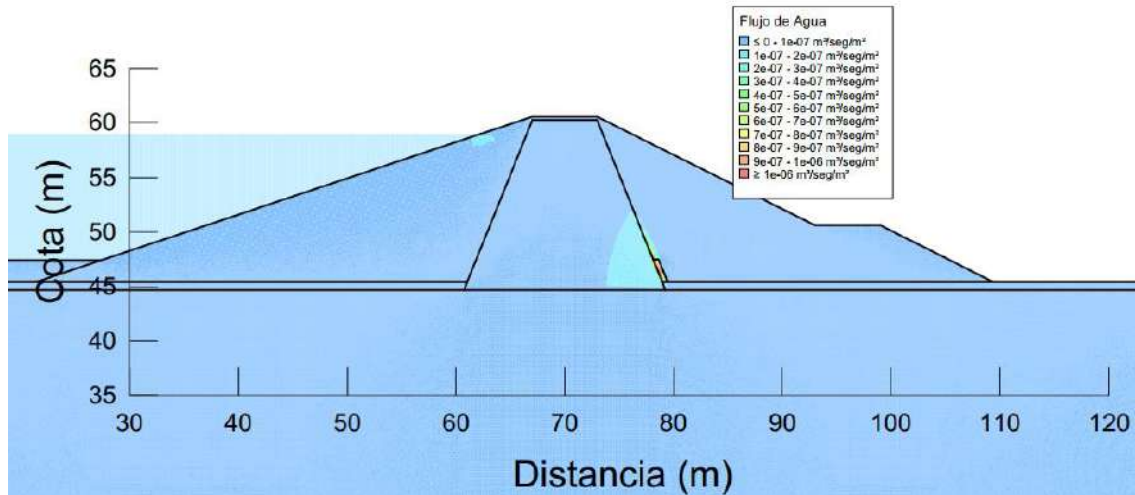


Figura 15-64: Flujo de agua a través de la presa diseñada en la progresiva 297,3 m utilizada para determinación del caudal en los drenes internos tipo 2.

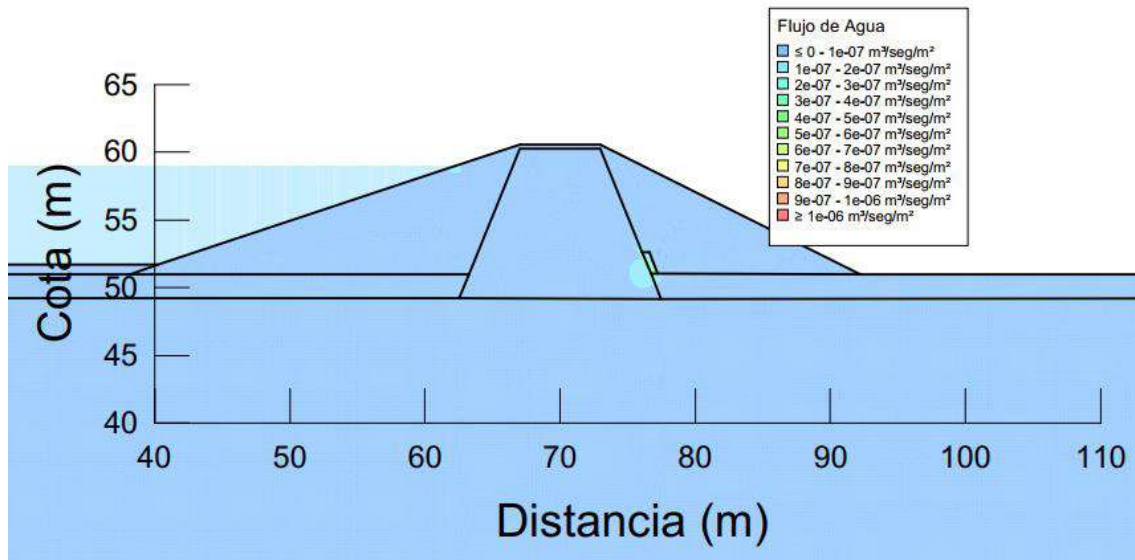


Figura 15-65: Flujo a través de la presa diseñada en la progresiva 365 m utilizada para determinación del caudal en los drenes internos tipo 1 en la margen derecha.

VIII.V.II Resultados de estabilidad de presa ante escenarios normales

Se presentan los resultados gráficos de los tres escenarios presentados como escenarios normales en cuanto a solicitaciones que puede recibir la presa, se presentan los resultados para la sección propuesta en principio y para la sección finalmente definida luego de los resultados de la propuesta en principio. En todos los casos los drenes considerados corresponden a los finalmente diseñados.

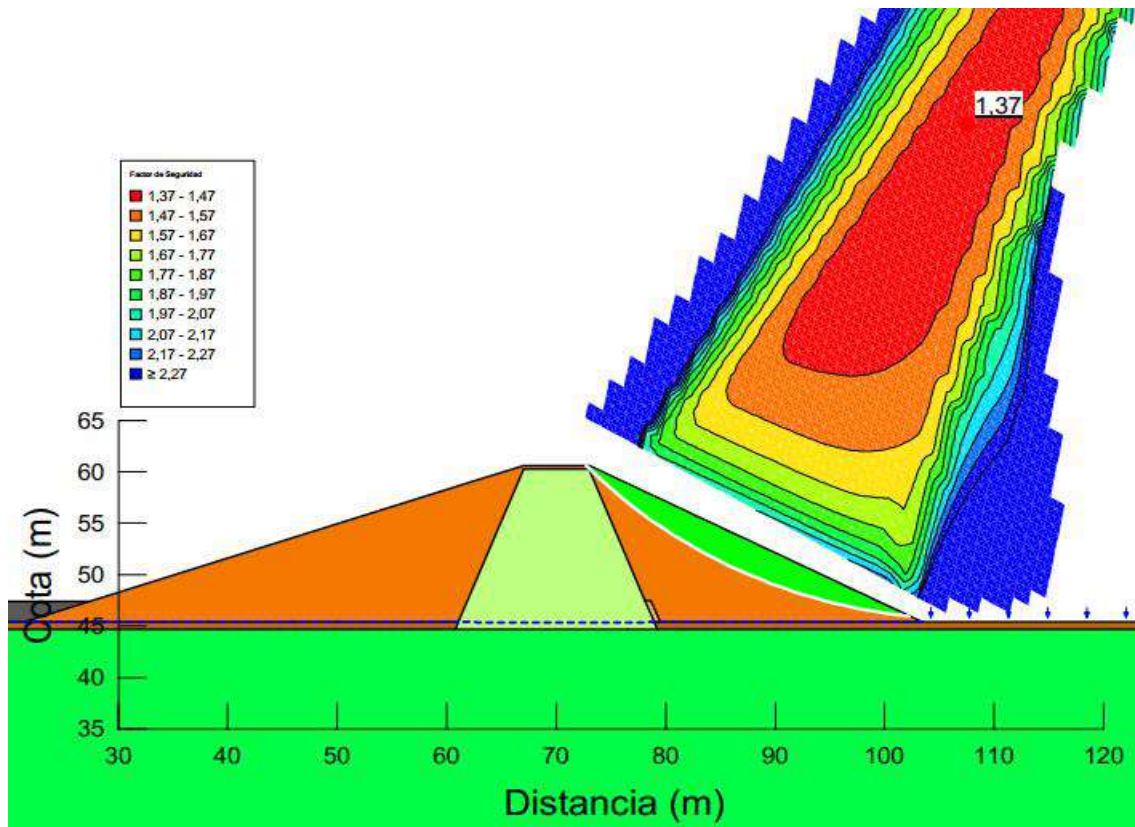


Figura 15-66: Resultado de modelación en Geoslope de escenario N1: Sección de máxima altura establecida en principio. Se indica línea de saturación y superficie de falla.

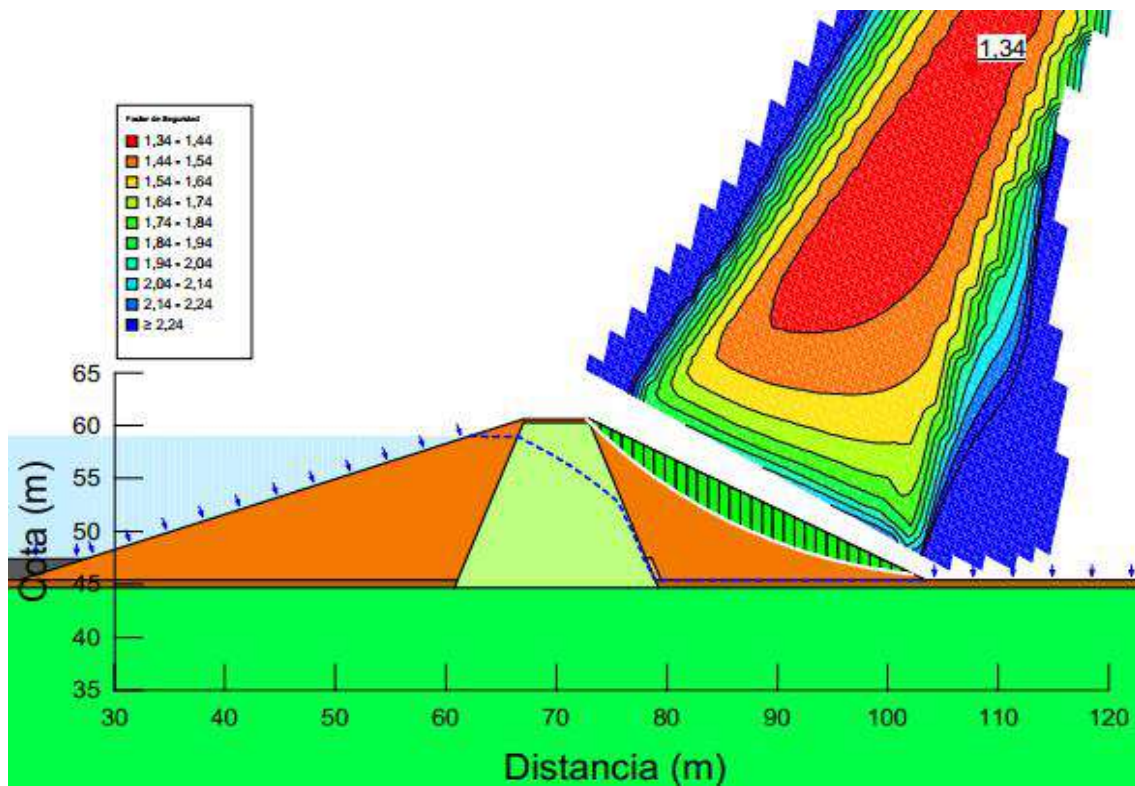


Figura 15-67: Resultado de modelación en Geoslope de escenario N2. Sección de máxima altura establecida en principio. Se indica línea de saturación y superficie de falla.

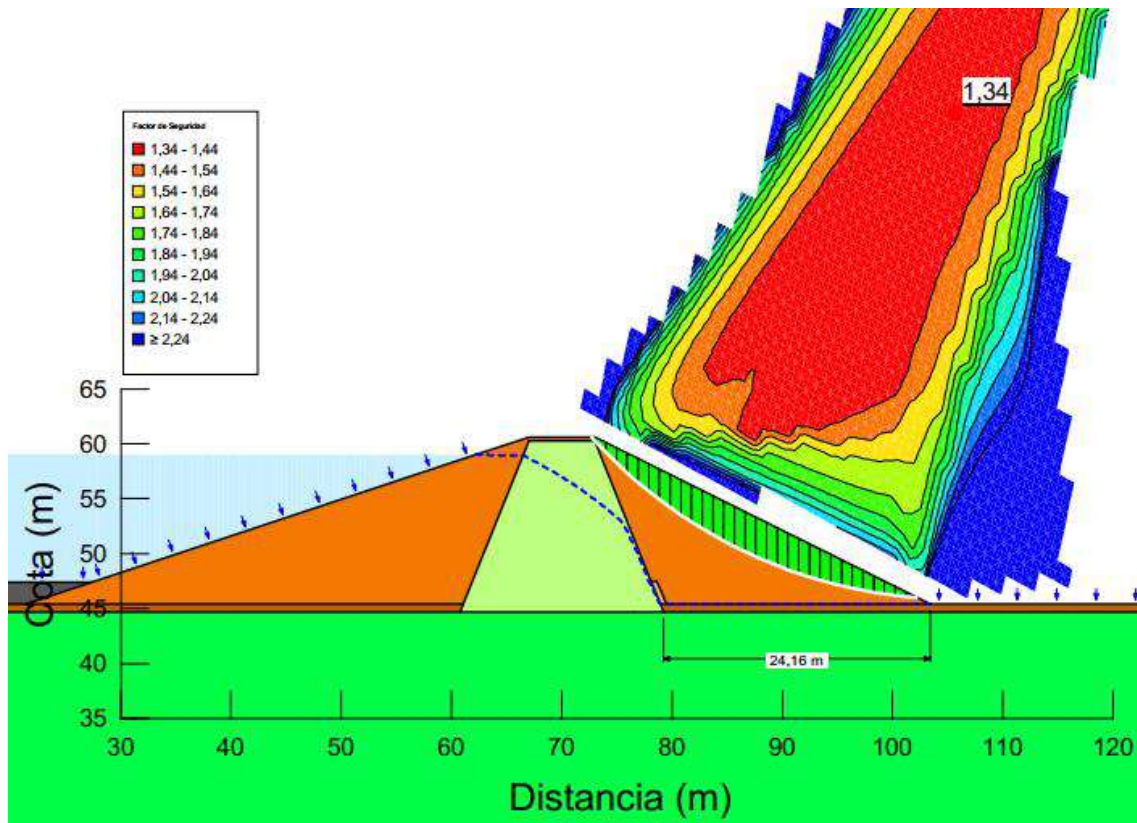


Figura 15-68: Resultado de modelación en Geoslope de escenario N3. Sección de máxima altura establecida en principio. Se indica línea de saturación y superficie de falla.

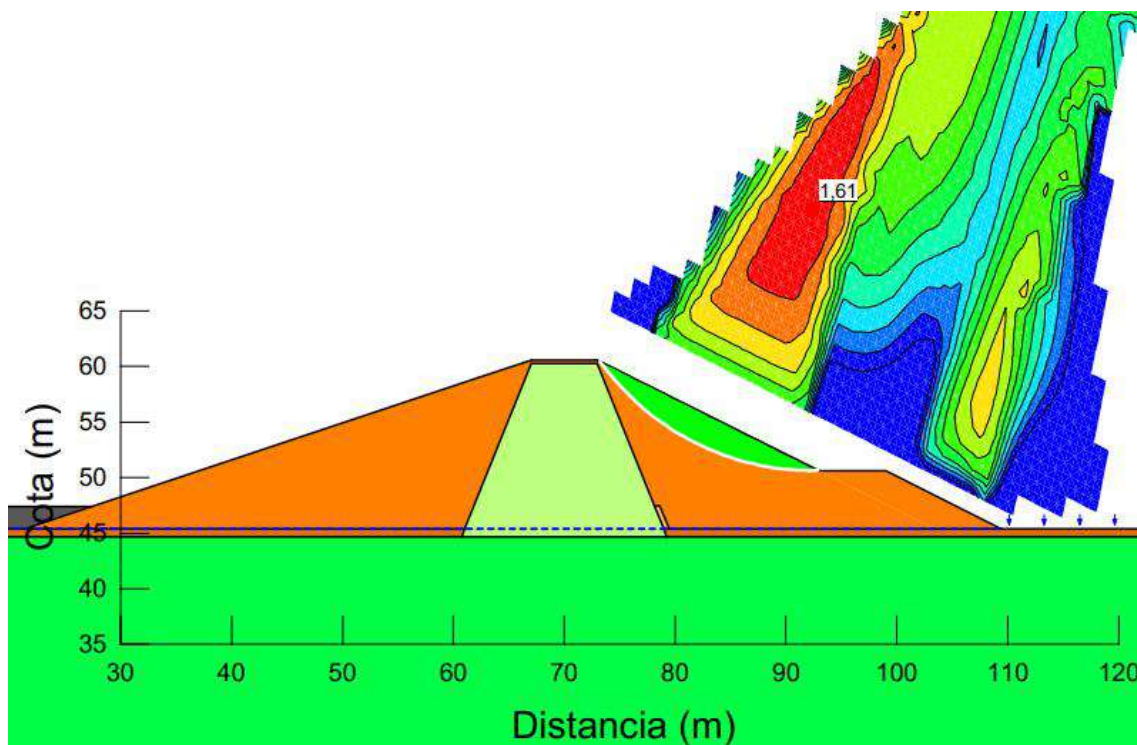


Figura 15-69: Resultado de modelación en Geoslope de escenario N1. Sección de máxima altura con berma a cota 50,6 m. Se indica línea de saturación y superficie de falla.

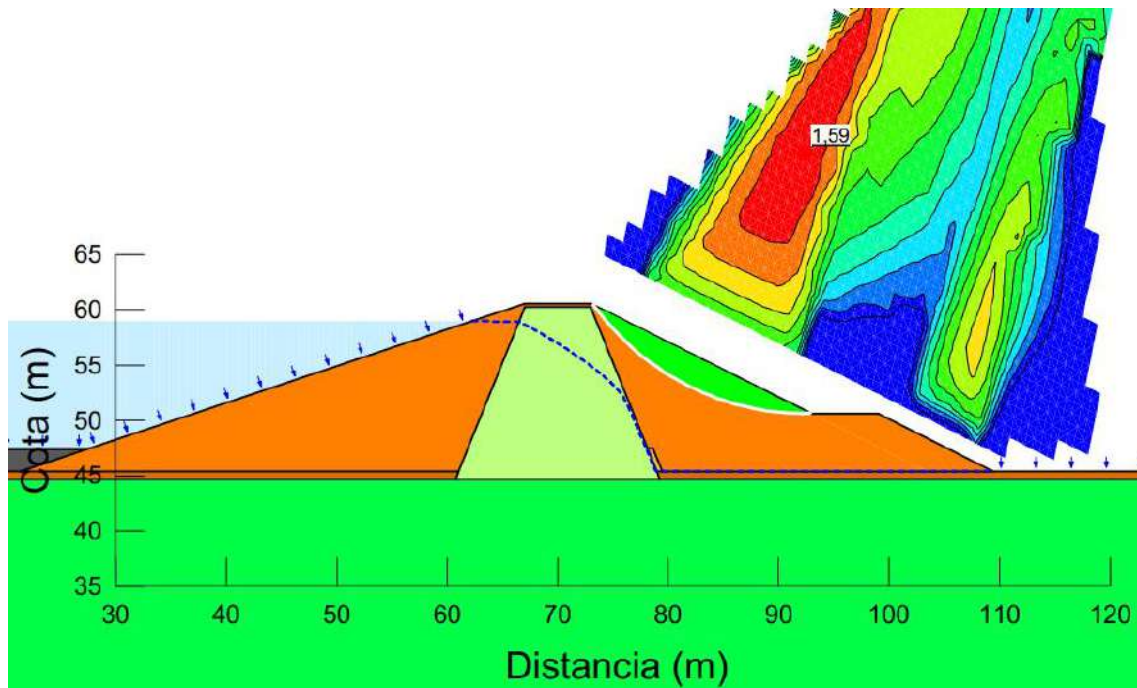


Figura 15-70: Resultado de modelación en Geoslope de escenario N2. Sección de máxima altura con berma a cota 50,6 m. Se indica línea de saturación y superficie de falla.

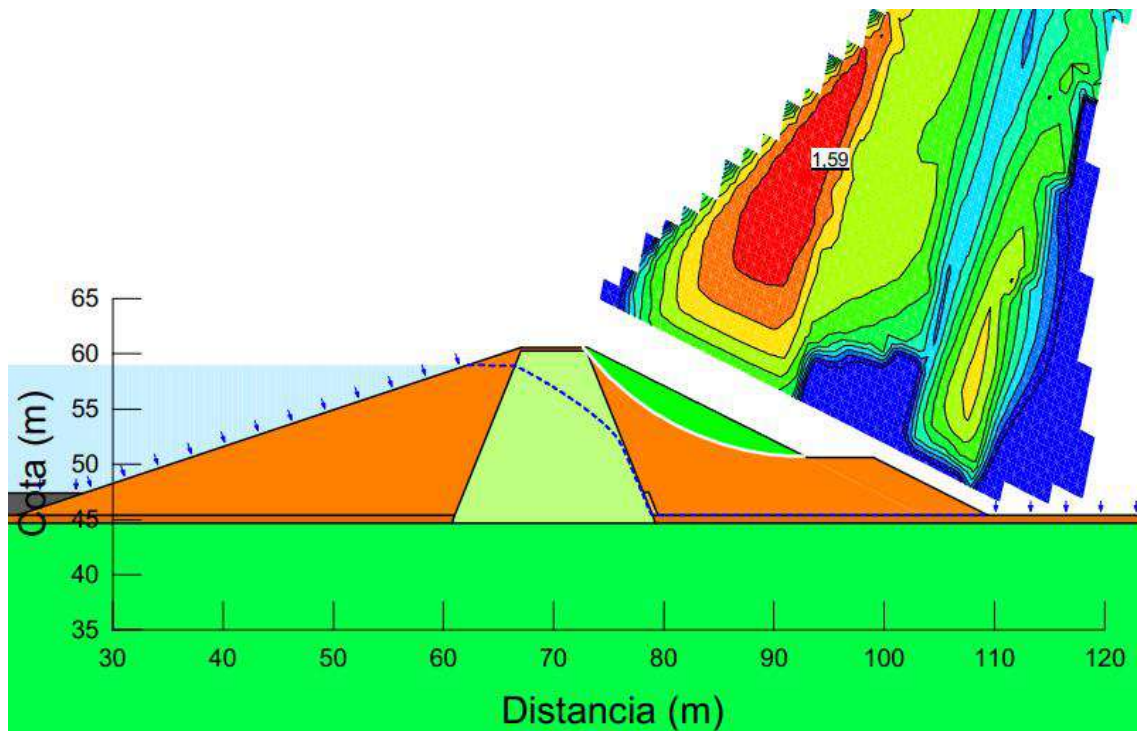


Figura 15-71: Resultado de modelación en Geoslope de escenario N3. Sección de máxima altura con berma a cota 50,6 m. Se indica línea de saturación y superficie de falla.

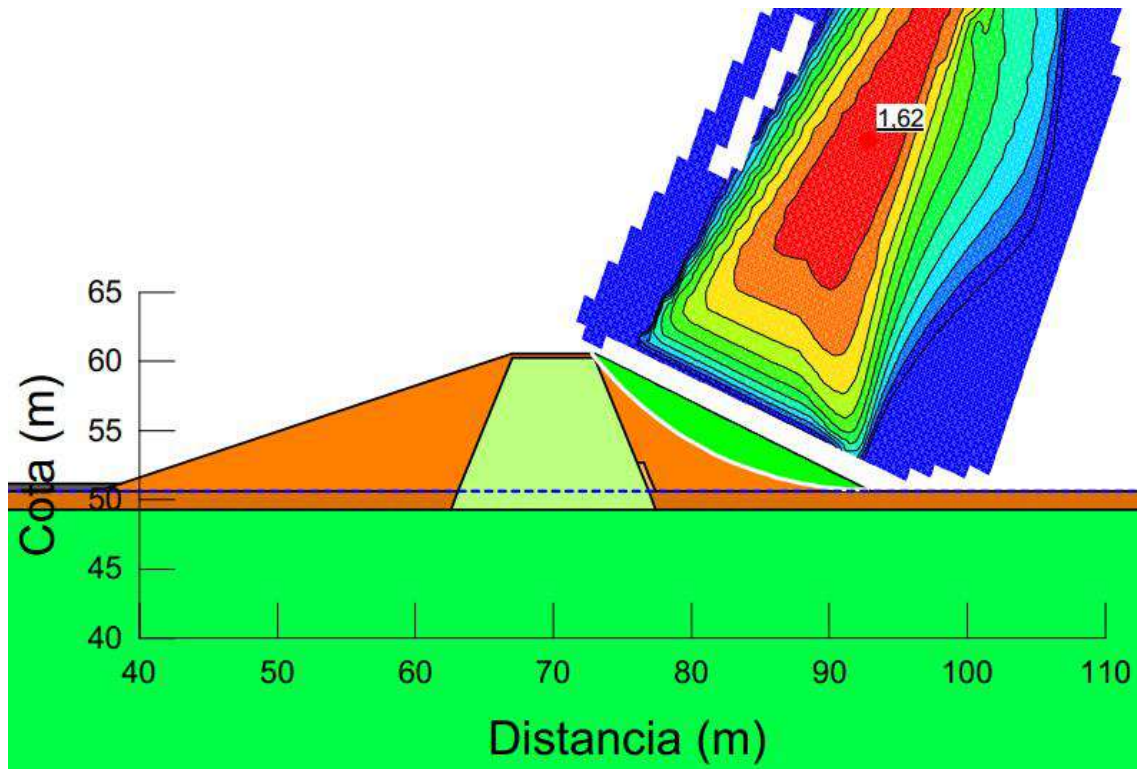


Figura 15-72: Resultado de modelación en Geoslope de escenario N1: Falla del talud aguas abajo una vez culminada la construcción de la presa sin agua en el lago. Cambio de sección por encima de berma a cota 50,6 m. Se indica línea de saturación y superficie de falla.

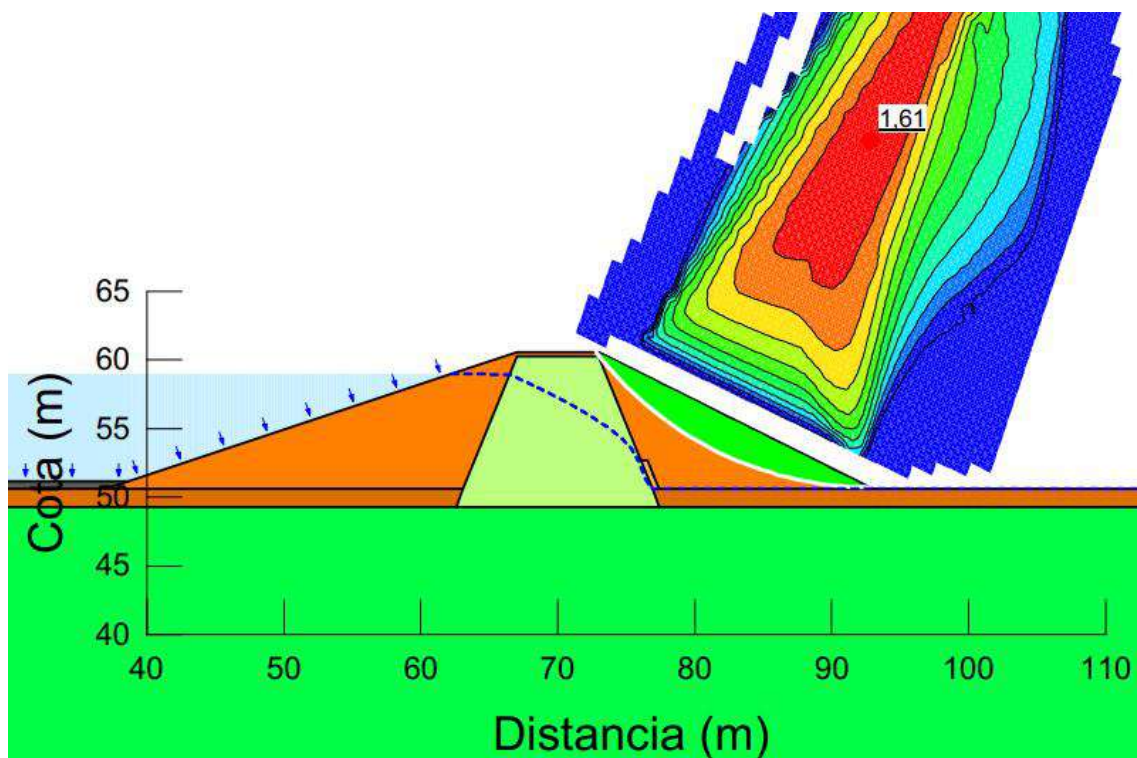


Figura 15-73: Resultado de modelación en Geoslope de escenario N2: Falla del talud aguas abajo con el embalse a su nivel máximo al corto plazo. Cambio de sección por encima de berma a cota 50,6 m. Se indica línea de saturación y superficie de falla.

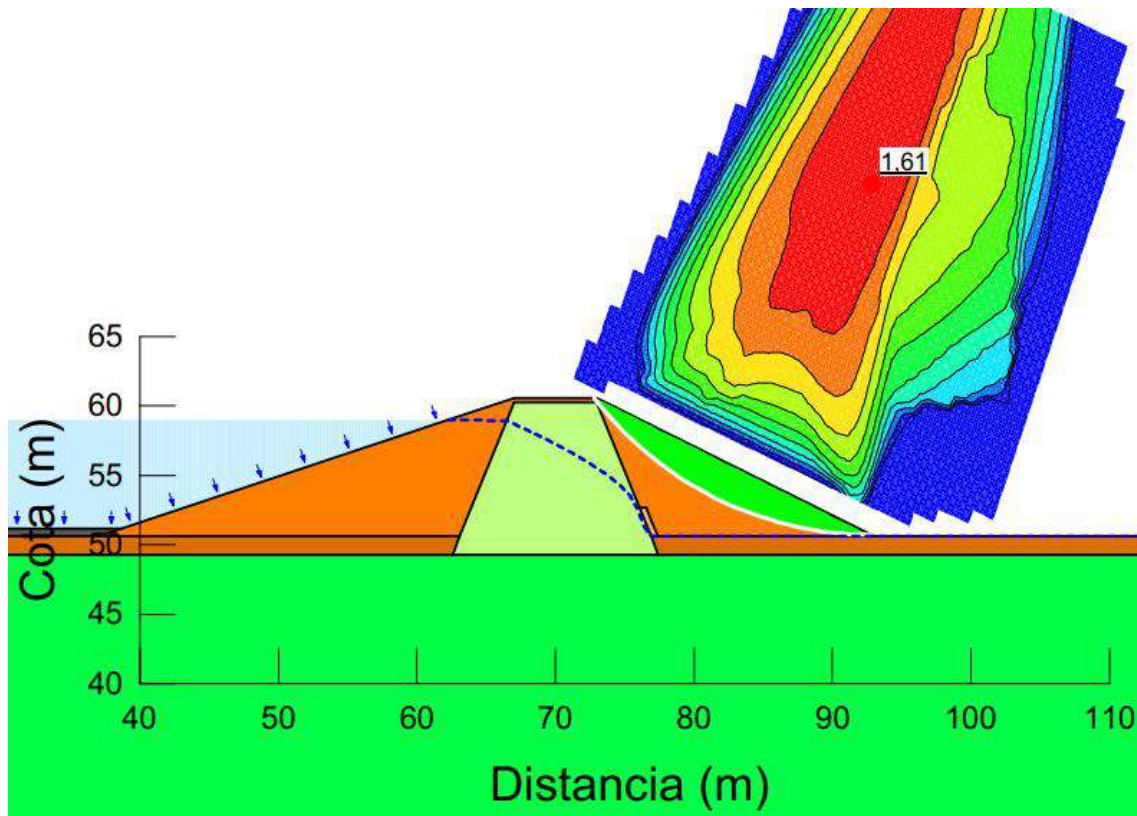


Figura 15-74: Resultado de modelación en Geoslope de escenario N3: Falla del talud aguas abajo con el embalse a su nivel máximo al largo plazo. Cambio de sección por encima de berma a cota 50,6 m. Se indica línea de saturación y superficie de falla.

VIII.V.III Resultados de estabilidad de presa ante escenarios accidentales

Se presentan los resultados gráficos de los dos escenarios presentados como escenarios accidentales en cuanto a solicitaciones que puede recibir la presa para la sección finalmente definida luego de los resultados de la propuesta en principio. En todos los casos los drenes considerados corresponden a los finalmente diseñados.

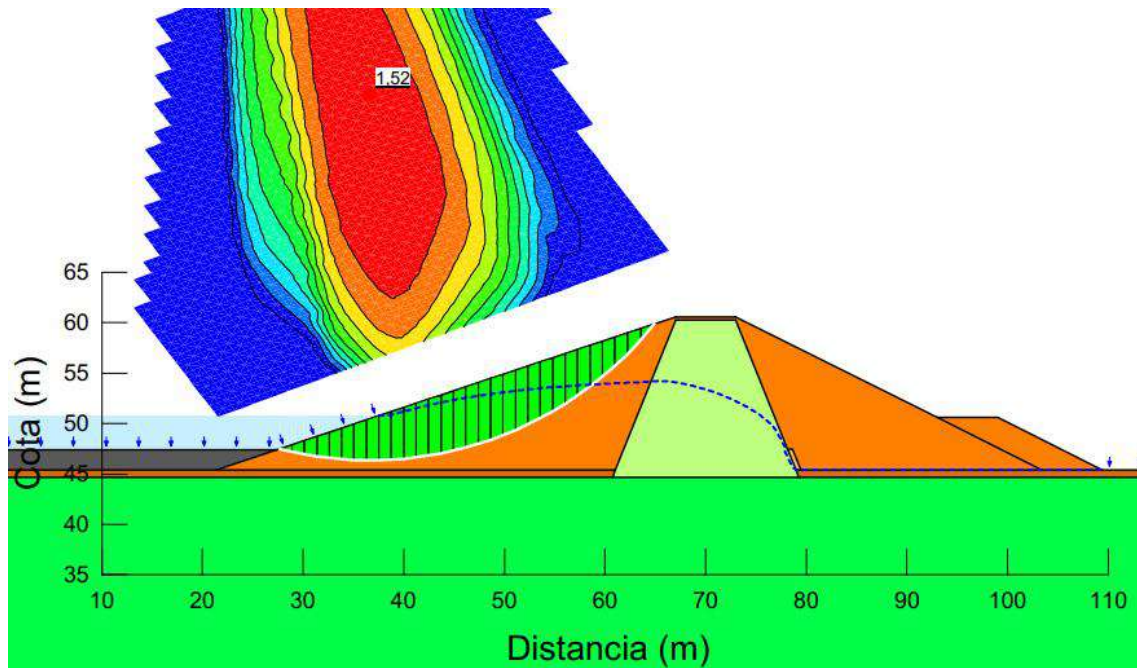


Figura 15-75: Resultado de modelación en Geoslope 2D de escenario A1: Falla del talud aguas arriba en situación de desembalse rápido el último día. Sección de máxima altura con berma a cota 50,6 m. Se indica línea de saturación y superficie de falla.

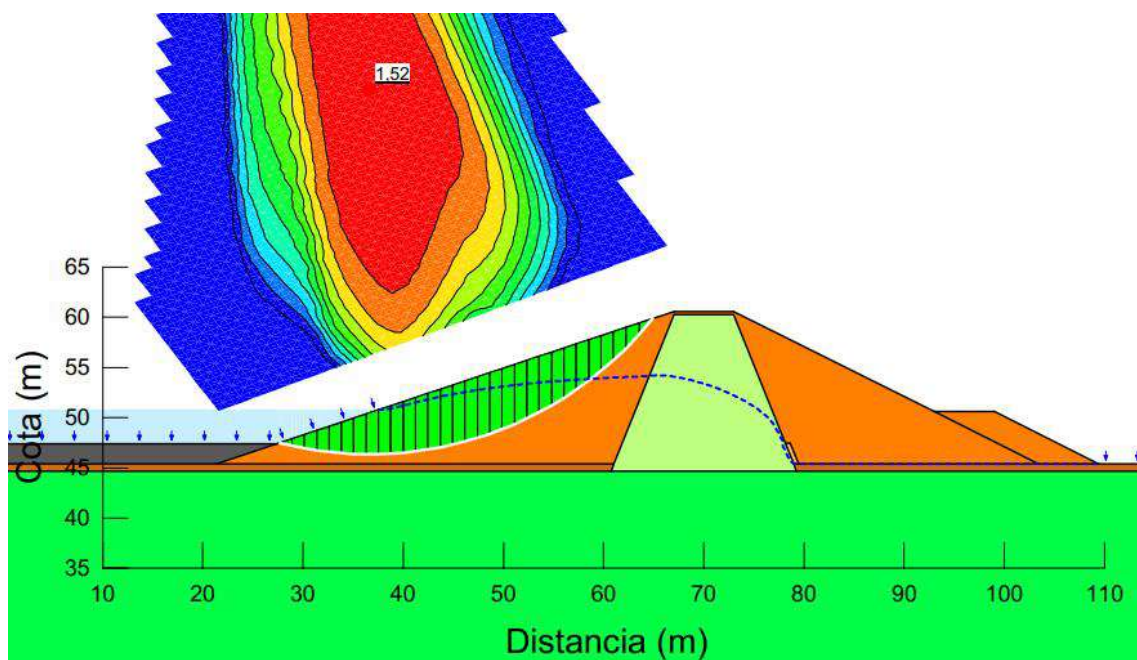


Figura 15-76: Resultado de modelación en Geoslope 2D de escenario A2: Falla del talud aguas arriba en situación de desembalse rápido el último día. Sección de máxima altura con berma a cota 50,6 m. Se indica línea de saturación y superficie de falla.

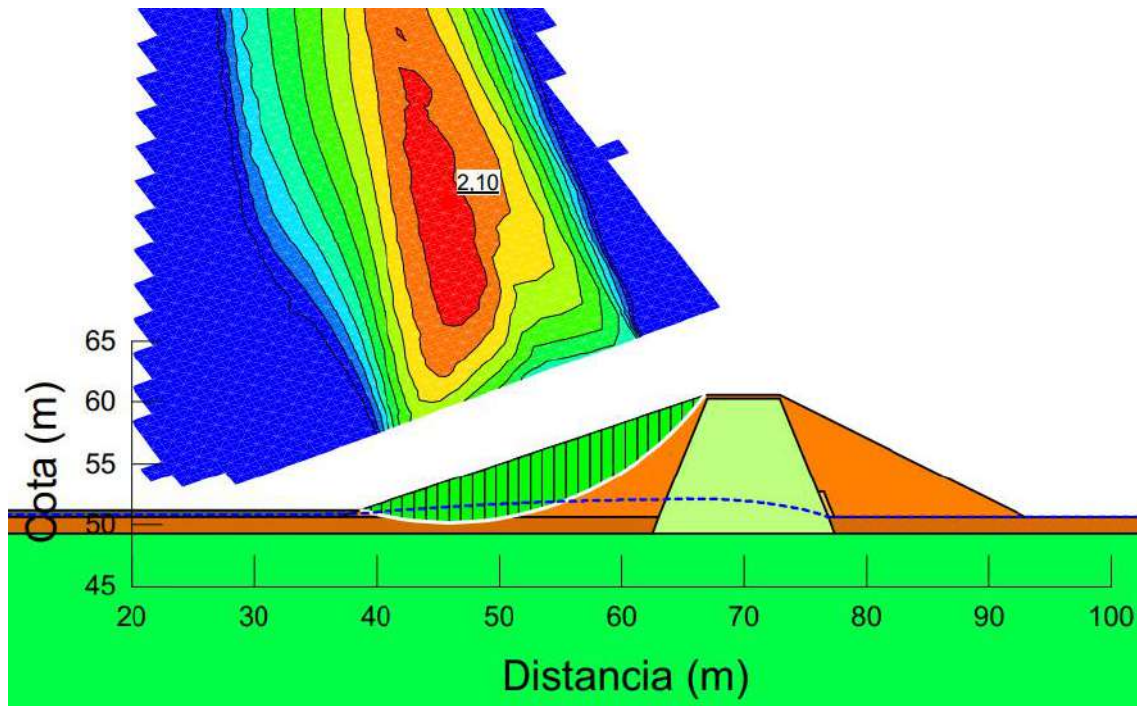


Figura 15-77: Resultado de modelación en Geoslope 2D de escenario A1: Falla del talud aguas arriba en situación de desembalse rápido el último día. Cambio de sección por encima de berma a cota 50,6 m. Se indica línea de saturación y superficie de falla.

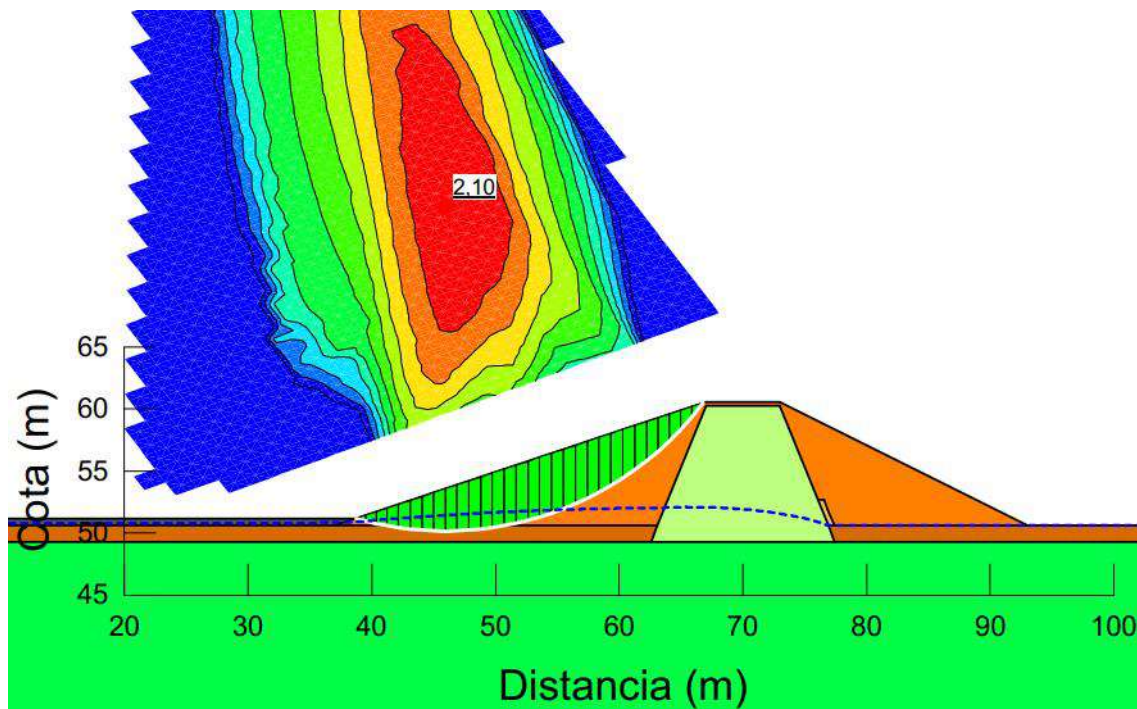


Figura 15-78: Resultado de modelación en Geoslope 2D de escenario A2: Falla del talud aguas arriba en situación de desembalse rápido el último día. Cambio de sección por encima de berma a cota 50,6 m. Se indica línea de saturación y superficie de falla.

VIII.VI Cálculo hidráulico de Obra de toma y de descarga de fondo

VIII.VI.I Funcionamiento hidráulico de la obra de toma

Se presenta en esta sección la metodología empleada en la verificación de los diámetros de tuberías y presiones mínima en la entrada de las bombas para el caudal de diseño de 448,1 l/s.

Para esto se considera que el caudal de diseño atraviesa el tramo 1 y parte del tramo 2, mientras que el entrante a cada derivación queda definido por el caudal máximo de riego (328,1 l/s) considerando que cada bomba eleva a un *pivot* diferente, por lo tanto, las cuatro elevan el mismo caudal (82,03 l/s).

Velocidad máxima en la tubería

El caudal de diseño es el que atraviesa el Tramo 1 y 2 (Figura 9-7) y por ende donde se dan las mayores velocidades y se debe verificar la velocidad máxima admisibles, para este caso se utilizan los valores de referencia de Manual de hidráulica (Netto, 2015), donde para tuberías de 600 mm, la velocidad máxima admisible según diferentes autores se encuentran entre 1,6 y 1,7 m/s, mientras que para tuberías de 400 mm las velocidades máximas recomendadas se encuentran entre 1,25 y 1,35 m/s.

El Tramo 1 se materializa en una tubería de PVC, entonces para el diámetro comercial Ø630 mm seleccionado (599,2 mm de diámetro interno) la velocidad máxima de diseño es aproximadamente 1,6 m/s que cumple con los criterios considerados, cabe destacar que el siguiente diámetro comercial Ø 500 mm no cumple con los criterios establecidos. Mientras que en el Tramo 2 al utilizarse una tubería de acero Ø600 mm también se obtendrá una velocidad acorde, por ser el diámetro nominal mayor que el de la tubería de PVC.

Por último, también se verifica una velocidad aceptable en la tubería de acero Ø400 mm luego de las derivaciones a 45°, con la velocidad máxima en la llegada a las bombas de 0,65 m/s para la condición de diseño.

Presión en el bombeo

Se verifica la carga hidráulica y la presión manométrica en la entrada de la bomba más comprometida (la más alejada) para niveles bajos en lago, se detalla el procedimiento de cálculo que depende de la configuración de bombeo, que en el caso de este proyecto no se realiza el diseño de estas unidades, pero se asume que se trata de las cuatro bombas en paralelo como se muestra en la lámina L06 del ANEXO X.

Para la verificación de la presión en el bombeo se utiliza la ecuación de Bernoulli en términos de la carga hidráulica $H = \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} + z$ aplicada como se muestra en la ecuación 15-47

$$H_{lago} = \Delta H_{loc} + \Delta H_{dis} + H_{bomba}$$

15-47

siendo

- H_{lago} la carga hidráulica coincidente con la cota en el lago.
- ΔH_{loc} las pérdidas de carga hidráulica localizadas en las conducciones
- ΔH_{dis} las pérdidas de carga hidráulica distribuidas a lo largo de las conducciones

- H_{bomba} la carga hidráulica antes de la bomba debe donde se debe verificar la presión que en este caso corresponde a la bomba “más alejada”.

Las pérdidas de carga localizadas en las conducciones se calculan como la sumatoria en todos los elementos que inducen pérdida de carga:

$$\Delta H_{loc} = \sum k_i \cdot \frac{v_i^2}{2g}$$

15-48

siendo

- k_i el coeficiente de pérdidas de carga localizada en cada elemento “i”
- $v_i = \frac{Q}{A}$ la velocidad en la conducción asociada a cada elemento “i”.
- $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ la aceleración gravitatoria.

Considerando que las pérdidas de carga localizadas hasta la bomba más alejada son:

- a) Pérdida de carga en la reja de entrada a la tubería:

El coeficiente de pérdida de carga se calcula de la expresión $K_r = 1,45 - 0,45 \cdot \left(\frac{An}{Ab}\right) - \left(\frac{An}{Ab}\right)^2$ obtenida de (U.S.B.R, 2007).

Se obtiene para la reja proyectada en una condición de reja limpia $K_r = 0,70$ con $\frac{An}{Ab} = \frac{0,87}{1,3}$ siendo la velocidad a través de la reja de 0,52 m/s, por lo tanto, la pérdida de carga localizada en la reja es 0,01 m.

Mientras que para la condición de reja obstruida (área neta se reduce en un 50%) se obtiene que $K_r = 1,17$ con la velocidad a través de la reja de 1,03 m/s se obtiene una pérdida de carga localizada en la reja de 0,06 m

- b) Pérdida de carga en la contracción de entrada a la tubería, se asume un coeficiente de pérdida de cargas $K_e = 0,5$ por tratarse de una entrada de aristas rectas (Demetrio, y otros, 2017). Por lo tanto, considerando una velocidad en la tubería de 1,6 m/s se obtiene que la pérdida de carga localizada en la entrada es de 0,07 m.

- c) Pérdida de carga en la válvula compuerta completamente abierta:

Según la Tabla 15-52 se tiene $K_v = 0,04$ para la válvula 100% abierta, con la velocidad en la válvula de 1,6 m/s, por lo tanto, la pérdida de carga localizada en la válvula resulta despreciable (0,005 m).

- d) Pérdida de carga por pasaje directo en las tres derivaciones a 45° con salida lateral abierta:

El coeficiente de pérdida de carga para cada derivación se obtiene de la Tabla 15-53 según cual sea el caudal de salida lateral a cada derivación (a cada bomba en paralelo), considerando que el caudal de salida es 82,03 l/s se tiene que la pérdida de carga localizada en las tres derivaciones es despreciable.

e) Pérdida de carga por salida lateral de derivación a 45°:

El coeficiente de pérdida de carga se obtiene de la Tabla 15-53 según cual sea el caudal de salida lateral a la bomba respecto al entrante. Considerando el caudal de 82,03 l/s y el de salida 120 l/s, se tiene que el coeficiente de pérdida de carga es 0,55 con una velocidad en la derivación de 0,65 m/s, por lo tanto, se tiene que la pérdida de carga en la derivación es de 0,01 m.

Por otra parte, las pérdidas de carga distribuidas en la tubería se calculan utilizando la ecuación de Darcy-Weisbach en los “i” diferentes tramos de tubería considerando el factor de fricción f_i de cada tramo

$$\Delta H_{dis} = \sum f_i \cdot \frac{L_i}{D_i} \cdot \frac{v_i^2}{2g}$$

15-49

siendo

- D_i y L_i el diámetro y largo de cada tramo de tubería
- v_i la velocidad en cada tramo de tubería.

El coeficiente de fricción se calcula a partir de la expresión obtenida de (Swamee, y otros, 1976) que se presenta a continuación:

$$f = \frac{0,25}{\log_{10} \left(\frac{\epsilon}{3,71 \cdot D_i} + \frac{5,74}{Re_i^{0,9}} \right)^2}$$

15-50

siendo

- ϵ la rugosidad absoluta del material interno de la conducción.
- $Re_i = \frac{D_i \cdot v_i}{\nu}$ el Número de Reynolds con $\nu = 1 \times 10^{-6} \frac{m^2}{s}$ la viscosidad cinemática del fluido, que se asume agua limpia a una temperatura de 20°C.

En este caso, la conducción hasta la bomba más alejada consiste en:

- f) Tramo 1 desde la captación hasta la ubicación de la válvula compuerta de 62,16 metros de largo en PVC ($\epsilon = 0,0015$ mm) de diámetro interno 599,2 mm, resultando en $f = 0,012$ con una velocidad en la tubería de 1,6 m/s, se obtiene que la pérdida de carga es 0,17 m.
- g) Tramo 2 desde la válvula compuerta hasta la derivación a 45° más alejada con de 7,5 metros de tubería de acero ($\epsilon = 0,05$ mm) de diámetro interno 600 mm, resultando en $f = 0,013$ con una velocidad en la tubería de 1,6 m/s. Se asume que el máximo caudal se da en todo el tramo hasta la derivación de la bomba más alejada, obteniendo una pérdida de carga de 0,01 m.
- h) Tramo 3 desde la derivación a 45° hacia la bomba más alejada, con 1,5 metros de tubería de acero de diámetro interno 400 mm, resultando $f = 0,016$ con una

velocidad en la tubería de 0,65 m/s se obtiene una pérdida de carga despreciable (0,001 m)

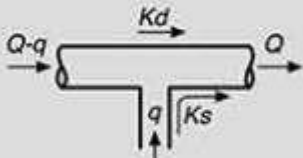
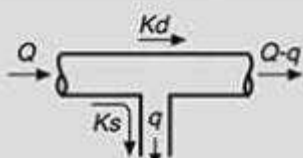
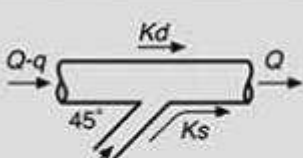
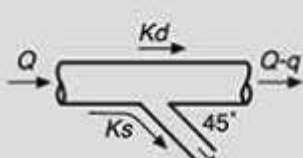
Se obtiene entonces que, para el caudal de diseño, la pérdida de carga hasta la bomba más alejada resulta 0,34 metros. Luego se utiliza la ecuación 15-47 para determinar la carga hidráulica y la presión manométrica en la bomba considerando la cota entrada a la bomba y la velocidad de entrada a la bomba.

Considerando que la cota del centro de la tubería de la bomba más alejada se encuentra a cota $51,4 \text{ m} + 0,63/2 \text{ m} \approx 51,7 \text{ m}$ respecto al cero oficial, se tiene que, la presión manométrica de la tubería será positiva si la cota del lago se encuentra por encima de 52,1 m.

Tabla 15-52: Coeficiente de pérdida de cargas localizadas en tuberías para diferentes piezas, tabla extraída de (Netto, 2015).

Peça	K	Peça	K
Ampliação gradual: $A_2/A_1 < 1,6$ e $2D_1 < L < 2D_2$	0,10 a 0,30	Válvula de gaveta aberta 100%	0,02 a 0,04
Ampliação brusca (90°) $(1 - v_2/v_1)^2$	1,00 a 2,00	Válvula borboleta aberta 100%	0,30 a 0,50
Redução gradual: $A_2/A_1 < 1,6$ e $2D_1 < L < 2D_2$	0,15 a 1,25	Válvula de ângulo aberta 100%	5,00
Redução Brusca (90°) $0,01 < (D_2/D_1)^2 < 0,8$	0,15 a 0,50	Válvula de disco (globo) aberta 100%	10,00
Bocais $0,5 < D_2/D_1 < 0,8$ (ver item A-5.2.3/A-5.2.7)	2,75 a 5,00	Válvula controladora de vazão	2,5 a 10,00
Curva 90° longa	0,15 a 0,40	Válvula de pé 100% aberta	4,00 a 5,00
Curva 90° raio curto (cotovelo)	0,90 a 1,20	Válvula retenção portinhola ou disco, sem mola	2,50 a 12,0
Curva 45° longa	0,13 a 0,28	Crivo	3,00 a 6,00
Curva 45° curta	0,30 a 0,50	Saída (chegada) aérea (pressão atmosférica)	1,00
Curva 22,5	0,10 a 0,20	Saída (chegada) afogada em reservatório	0,90 a 1,00
Tê passagem direta DN ₁ (saída lateral fechada)	0,50 a 0,70	Tomada (entrada normal), Figura A-7.8.3-a (1)	0,45 a 0,55
Tê passagem + saída lateral < 20% Q ₁ , D ₂ < D ₁	1,30 a 1,60	Tomada (entrada reentrante), Figura A-7.8.3-a (2)	0,80 a 1,20
Tê bifurcação simétrica	1,50 a 2,00	Tomada (entrada em sino), Figura A-7.8.3-a (3)	0,04 a 0,80
Pequenas derivações (tipo ferrule) $0,05 < D_2/D_1 < 0,25$	0,03 a 0,05	Tomada (entr. redução cônica), Figura A-7.8.3-a (4)	0,09 a 0,11
Junção a 45°, tipo barrilete	0,35 a 0,50	Medidor Venturi	2,50

Tabla 15-53: Coeficiente de pérdida de cargas localizadas por pasaje directo y por salida lateral en derivaciones y TE's, tabla extraída de (Netto, 2015).

Esquema	Relação de vazões	K_d	K_s
	$q = Q/3$ $q = Q/2$ $q = 2 \times Q/3$ $q = Q$	0,25 0,40 0,50 -	0,05 0,30 0,55 0,90
	$q = Q/3$ $q = Q/2$ $q = 2 \times Q/3$ $q = Q$	0,00 0,01 0,12 -	0,90 0,92 1,00 1,30
	$q = Q/3$ $q = Q/2$ $q = 2 \times Q/3$ $q = Q$	0,18 0,11 0,04 -	Desprezível 0,11 0,26 0,38
	$q = Q/3$ $q = Q/2$ $q = 2 \times Q/3$ $q = Q$	Desprezível 0,02 0,12 -	0,55 0,45 0,32 0,40

VIII.VI.II Evaluación de desembalse rápido

Se realiza el análisis del funcionamiento de la descarga de fondo en condiciones de descarga no controlada (descarga libre), resultante de la apertura de la descarga como medida preventiva ante una posible falla de los taludes u otros eventos críticos que puedan comprometer la estabilidad estructural de la represa, o para realizar una descarga de sedimentos acumulados en el fondo. Se considera la descarga de fondo definida en el diseño, con una tubería de PVC $\phi 630$ mm de 62,16 m de largo seguido de una tubería de acero de 16 metros de largo ubicada a cota 51,4 m respecto al Cero Oficial.

Funcionamiento hidráulico

Para la conducción de descarga libre a través de la tubería se asume que rige la ecuación de descarga libre por un orificio en el fondo de una tubería, presentada en la ecuación 15-51

$$Q = C_d \cdot A \cdot \sqrt{2g \cdot (C_{lago} - C_{salida})}$$

15-51

siendo:

- C_{lago} y C_{salida} la cota de agua en el lago y la cota de agua en la salida respectivamente.
- C_d el coeficiente de descarga igual a 0,45 en este caso, determinado asumiendo que se trata de un tanque con tubería en el fondo “larga” comparado al diámetro de esta según la Tabla 15-54.

Tabla 15-54: Coeficiente de descarga para tanques de grandes dimensiones con tuberías “largas” (Netto, 2015). L corresponde al largo de la tubería y D el diámetro nominal. Se indica el rango para este caso.

L/D	Azevedo Netto*	Bazard	Eytelwein***	Fanning**
300	0,33			0,38
200	0,39			0,44
150	0,42			0,48
100	0,47	0,50		0,55
90	0,49	0,52		0,56
80	0,52	0,54		0,58
70	0,54	0,57		0,60
60	0,56	0,60	0,60	0,62
50	0,58	0,63	0,63	0,64
40	0,64	0,66	0,66	0,67
30	0,70	0,70	0,70	0,70
20	0,73	0,73	0,73	0,73
15		0,75	0,75	0,75
10		0,77	0,77	0,77

Tránsito de desembalse

A partir de la ecuación 15-51 que rige el descenso del volumen agua en el lago por una descarga libre se calcula cual es el descenso del nivel en el lago utilizando las curvas H-A-V del lago presentadas en la Figura 5-5.

El procedimiento consiste en la resolución del paso diario, partiendo desde la cota máxima del lago ($C_{lago} = 59,0 \text{ m}$) se calcula el descenso de volumen diario a partir del caudal de descarga a esta cota (ecuación 15-51) multiplicado por las horas del día, con el volumen de descenso se tiene el volumen del lago al siguiente día y por lo tanto la cota del lago al siguiente día (utilizando las curvas H-A-V). El procedimiento se repite, tomando como C_{lago} el resultado del paso anterior hasta alcanzar $C_{lago} = C_{salida} = 51,4 \text{ m}$ que coincide con la cota del descargador de fondo. En la Tabla 15-55 se presenta el resultado de descenso del embalse por descarga libre.

Tabla 15-55: Descenso diario de agua en el lago por descarga libre.

Día	Clago (m)	Q (m³/s)	Descenso (m)
0	59,00	1,55	0,5
1	58,5	1,49	0,6
2	57,9	1,43	0,6
3	57,3	1,36	0,7
4	56,6	1,28	0,7
5	55,9	1,19	0,8
6	55,1	1,08	0,9
7	54,2	0,94	1,1
8	53,1	0,74	1,2
9	51,9	0,39	1,1
10	50,8	-	-

VIII.VI.III Diseño de cuenco amortiguador de descarga

El diseño del cuenco amortiguador es determinado a partir del ábaco presentado en la Figura 15-79, Siendo:

- W el ancho del cuenco amortiguador en metros
- D el diámetro de la tubería de llegada al cuenco en metros.
- V la velocidad en la tubería de ingreso al cuenco en m/s.

Considerando entonces una velocidad de diseño de 5,5 m/s obtenida del escenario de descarga libre en el embalse Tabla 15-55 para un caudal máximo de descarga de $1,55 \text{ m}^3/\text{s}$ en la tubería de 600 mm de diámetro nominal se obtiene que en número de Froude de diseño resulta 2,27 y por lo tanto el ancho del cuenco amortiguador de diseño es de 3 metros.

A partir de este ancho del cuenco amortiguador quedan determinada las demás dimensiones del cuenco según el esquema del cuenco presentado en la Figura 15-80, las dimensiones resultantes se presentan en la Tabla 15-56.

Tabla 15-56: Resumen de dimensiones del cuenco amortiguador

D (m)	0,60
W (m)	3,00
H (m)	2,25
L (m)	4,00
a (m)	1,50
b (m)	1,13
c (m)	1,50
d (m)	0,60
e (m)	0,25
f (m)	0,25
D_{50} (m)	0,15

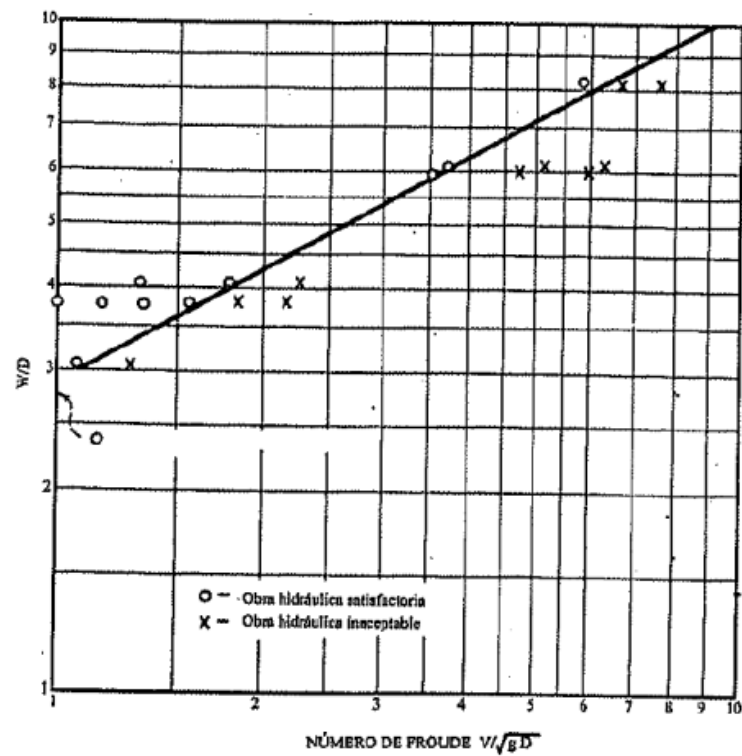


Figura 15-79: Ábaco utilizado en el diseño del cuenco amortiguador (U.S.B.R, 2007).

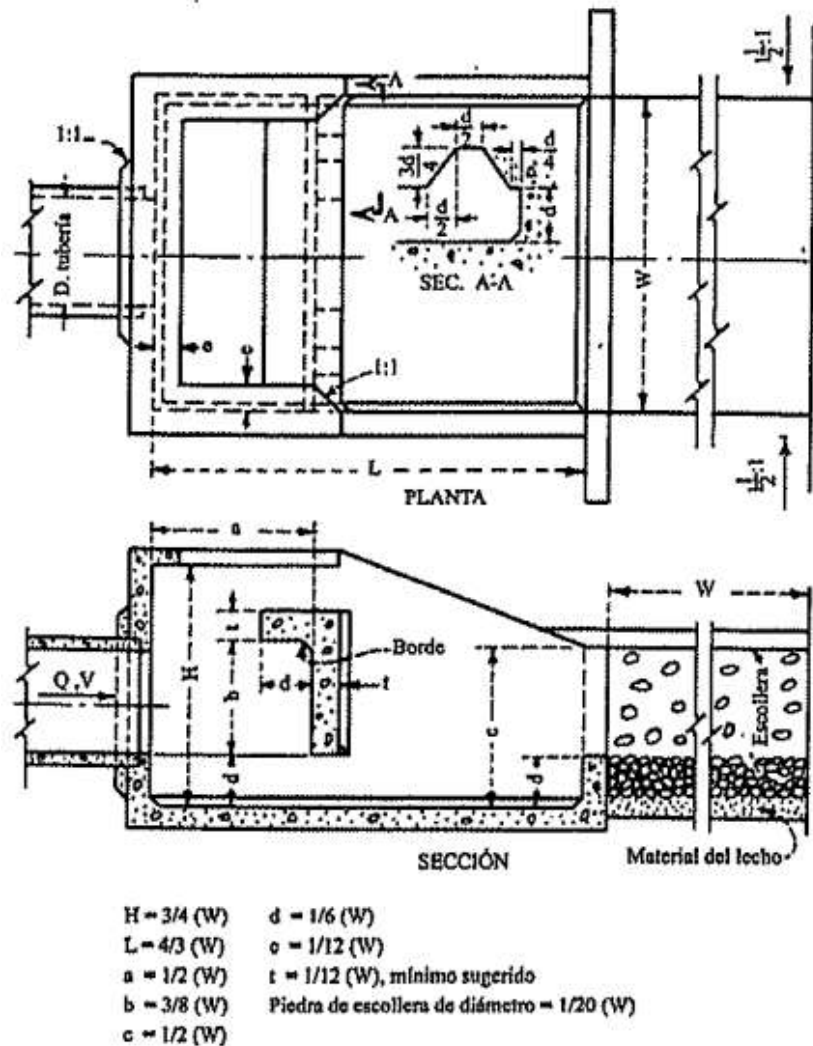


Figura 15-80: Esquema de cuenco amortiguador en la tubería de descarga (U.S.B.R, 2007).

VIII.VII Cálculo hidráulico del vertedero de caudal ambiental

En la presente sección se presenta en detalles los cálculos hidráulicos del sifón y la cámara de aforo proyectado en la represa existente para abastecer el caudal ambiental.

Verificación del funcionamiento hidráulico del sifón

Al igual que para la obra de toma, se utiliza la ecuación de balance de cargas de Bernoulli (ecuación 15-47) en este caso planteada entre la captación y los puntos más comprometidos en términos de cavitación, y también se consideran las pérdidas de carga hidráulica en la tubería localizadas y distribuidas como en las ecuaciones 15-48 y 15-49 respectivamente utilizando para los accesorios las recomendaciones establecidas en la Tabla 15-53.

Se como punto de mayor probabilidad de cavitación la TE ubicada en el punto más alto a cota 40,0 m y la además se verifica en el ingreso a la curva ubicada a cota 39,7 m aguas abajo en el tramo 2, dado que si bien esta segunda no corresponde al punto más alto se evalúa el efecto de la pérdida de carga en un punto alto.

Se plantea entonces, para la condición de diseño con el nivel en el lago igual al mínimo de captación (38,05 m) cual es la carga hidráulica en los dos puntos de verificación de la cavitación a partir de la ecuación:

$$H_{TEE} = 38,05m - \left(K_{rej} + K_{v,ret} + K_{TEE} + f \cdot \frac{L_{cap-TEE}}{D} \right) \cdot \frac{\left(\frac{Q_{amb}}{D^2} \right)^2 \cdot \frac{\pi \cdot \frac{4}{4}}{2g}}{2g}$$

$$H_{curva} = 38,05m - \left(K_{rej} + K_{v,ret} + K_{TEE} + f \cdot \frac{L_{cap-curva}}{D} \right) \cdot \frac{\left(\frac{Q_{amb}}{D^2} \right)^2 \cdot \frac{\pi \cdot \frac{4}{4}}{2g}}{2g}$$

Siendo

- H_{TEE} y H_{curva} la carga hidráulica enseguida después de la TE y el punto antes de la curva mencionados.
- $K_{rej} = 4,5$ el coeficiente de pérdida de carga de la rejilla que se asume igual a una criba según la Tabla 15-52.
- $K_{v,ret} = 7,5$ el coeficiente de pérdida de carga en la válvula de retención según la Tabla 15-52.
- $K_{TEE} = 0,6$ por pasaje directo con la salida lateral cerrada según la Tabla 15-52.
- f el coeficiente de fricción, tomado como único valor dado que se trata de un solo diámetro del mismo material (PEAD, $\epsilon = 0,0015$ mm) dependiente del caudal circundante según la ecuación 15-50.
- $L_{cap-TEE}$ la distancia del tramo de tubería entre la captación y la TE igual a 23,6 metros.
- $L_{cap-curva}$ la distancia del tramo de tubería entre la captación y el inicio de la curva igual a 29,4 metros.

Luego la presión absoluta en cualquier punto de la tubería resulta de la siguiente ecuación:

$$P_{abs}(m.c.a) = H - \frac{\left(\frac{Q_{amb}}{D^2} \right)^2 \cdot \frac{\pi \cdot \frac{4}{4}}{2g}}{2g} - z + 10,33 \text{ m.c.a}$$

Siendo

- z la cota piezométrica del punto, que en este caso resulta 40 y 39,7 metros para la TE y el punto antes de la curva respectivamente.
- 10,33 m.c.a la presión atmosférica.

Considerando entonces el diámetro interno de la tubería de PEAD de 107,3 mm, para el caudal ambiental a abastecer presentado en la sección 6.2.2, en la Tabla 15-57 se presentan los resultados del funcionamiento hidráulico del sifón para cada mes a la mínima cota de captación.

Tabla 15-57: Funcionamiento a caudal ambiental del sifón para la cota mínima de captación.

Mes	Q_amb (l/s)	v(m/s)	f	H _{TEE} (m)	H _{curva} (m)	P _{abs,TEE} (m.c.a)	P _{abs,curva} (m.c.a)
Ene	1,6	0,18	0,026	38,0	38,0	8,3	8,6
Feb	3,7	0,41	0,021	37,9	37,9	8,2	8,5
Mar	4,4	0,49	0,021	37,8	37,8	8,2	8,4
Abr	4,3	0,48	0,021	37,9	37,8	8,2	8,5
May	7,9	0,87	0,018	37,4	37,4	7,7	8,0
Jun	7,6	0,84	0,018	37,5	37,4	7,7	8,0
Jul	7,5	0,83	0,018	37,5	37,4	7,8	8,0
Ago	9,3	1,03	0,018	37,2	37,1	7,4	7,7
Set	8,7	0,96	0,018	37,3	37,2	7,6	7,8
Oct	14,2	1,57	0,016	36,0	35,9	6,2	6,4
Nov	9	1,00	0,018	37,2	37,2	7,5	7,7
Dic	3,2	0,35	0,022	37,9	37,9	8,3	8,6

Funcionamiento hidráulico del vertedero triangular

Se presenta el desarrollo de selección de dimensiones del vertedero y la determinación de la fórmula de la cual se define para cada mes cual es la medida de altura que se traduce en el caudal ambiental del correspondiente mes, el desarrollo presentado se basa en la Guía de Medición de Caudal para Plantas de Efluentes (MVOTMA, DINAMA, DCA, DEA, 2004). Para la determinación de la ecuación que relaciona el caudal de salida con la altura de agua en la zona de aproximación se utiliza la fórmula de vertederos triangulares presentada en la siguiente ecuación

$$Q = C_e \cdot \frac{8}{15} \cdot \operatorname{tg}(\theta) \cdot \sqrt{2g} \cdot h e^{5/2}$$

15-52

Siendo

- Q el caudal de descarga en la sección de control en $\frac{m^3}{s}$.
- g la aceleración gravitatoria en m/s^2 .
- $h e = h + K|h$ altura efectiva en m.
- h altura en la sección de medición en m.
- Kh coeficiente de corrección por viscosidad en m.
- C_e el coeficiente de descarga.
- θ el ángulo del vertedero triangular, donde se tiene que la fórmula es válida para ángulos entre 20 y 100°.

Considerando el esquema geométrico del vertedero de la Figura 15-82 el coeficiente de descarga C_e para $\theta = 90^\circ$ se determina según el ábaco de la Figura 15-81, que para el rango de variación de h/p y p/B mostrado en este ábaco se tiene $Kh = 0,00085$ m.

Entonces, seleccionando:

- Angulo recto de vertedero rectangular $\theta = 90^\circ$
- Altura desde el fondo a la base del vertedero $p = 0,5$ m.
- Ancho de la cámara $B = 0,9$ m.

Según la guía de medición de caudales utilizada, la formula resulta:

$$Q \left(\frac{m^3}{s} \right) = 1,365 \cdot [h(m) + 0,00085]^{5/2}$$

15-53

Considerando que para obtener esta fórmula se ajusta una curva entre el coeficiente C_e y h según la Figura 15-81 resultando en un error en la fórmula inferior a 0,5%.

Además, h corresponde al tirante en la zona de medición que se ubica a una distancia de 4 a 5 h_{max} (Figura 15-82), siendo $h_{max} = 0,16$ m (calculado para el caudal ambiental de octubre de 14,2 l/s) se establece la zona de medición a 0,7 metros del vertedero. Por último, la distancia del canal debe ser al menos de 10 h_{max} (Figura 15-82), por lo tanto, se establece en 1,6 metros, mientras que la altura mínima del canal resulta $H_{min} = 0,2 + p + 1,2 \cdot h_{max} = 1,0$ metros.

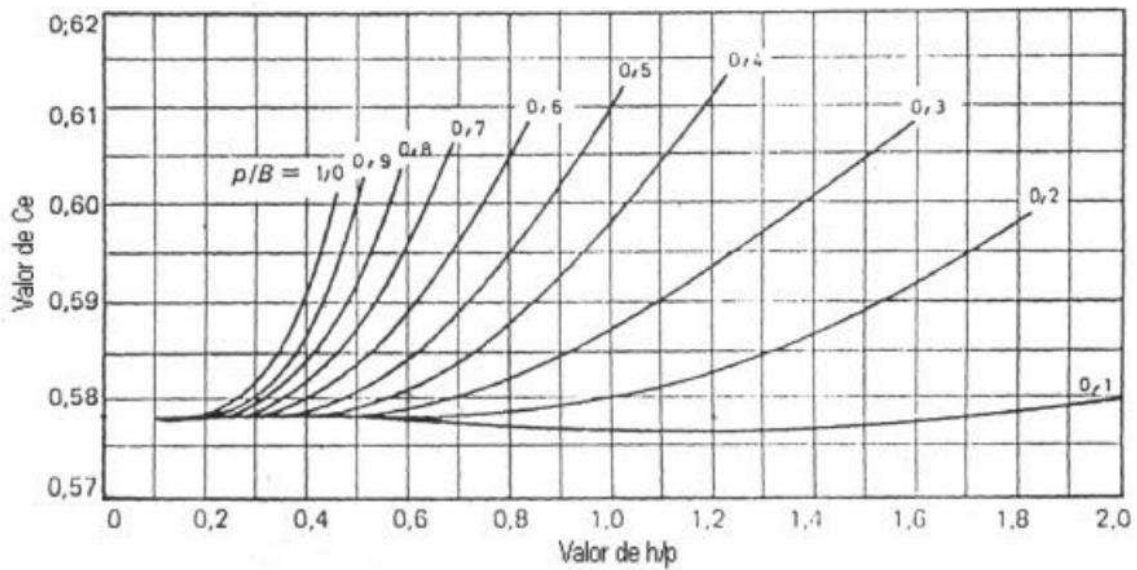


Figura 15-81: Valores de C_e experimentales para C_e igual a 90°.

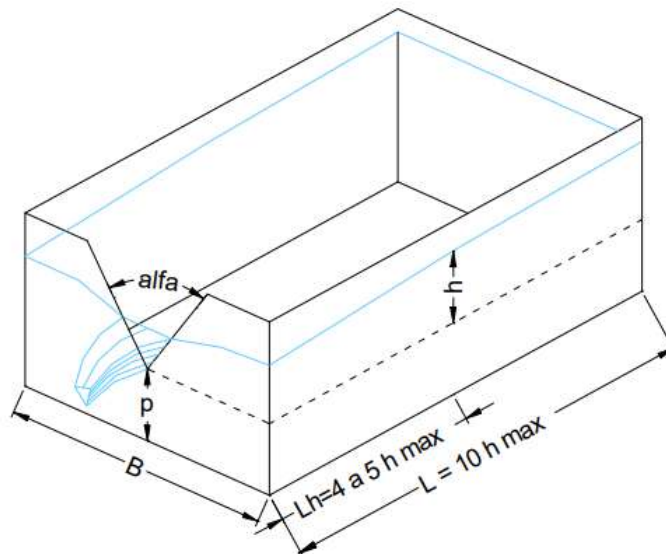


Figura 15-82: Sección típica de medición de vertedero triangular (MVOTMA, DINAMA, DCA, DEA, 2004).

VIII.VIII Cálculo del enrocado de la presa

En la presente sección se presentan los detalles del modelo implementado para el cálculo del dimensionado del enrocado a partir del Fetch en el embalse y una velocidad del viento de diseño.

VIII.VIII.I Cálculo de la altura de ola

Para la estimación de la altura de ola se utilizan las formulaciones establecidas en el manual para la determinación de la revancha de la agencia *Bureau of Reclamation*²³, de donde se obtiene que la altura de ola significativa generada en el embalse se puede estimar como

$$H_s(m) = \frac{v^{1,23} \cdot F^{1/2}}{87,3}$$

Siendo

- v la velocidad del viento de diseño en m/s
- F el fetch de diseño en km

Se obtiene entonces para el fetch estimado como se presenta en la sección VIII.I.I de este anexo, las alturas de ola significativas de diseño que se presentan a continuación:

Tabla 15-58: Alturas de ola significativas de diseño

Cota (m)	Fetch (km)	v (km/h)	H_s (m)
59,00 (N.M.N)	1,05	120	0,88
59,63 (N.A.P)	1,11	80	0,55

VIII.VIII.II Modelo para la determinación del tamaño del enrocado

Se utiliza la recomendación de la guía española de seguridad para presas de materiales sueltos (SPANCOLD), partiendo de la fórmula de Hudson (15-54), modelo que simplifica diferentes aspectos del oleaje en un coeficiente determinado coeficiente de estabilidad K_D , que engloba características del oleaje como el tipo de rotura de la ola y características de permeabilidad del talud.

$$W_{50} = \frac{\rho_r g H^3}{K_D \Delta^3 \cot(\alpha)}$$

15-54

Siendo:

- ρ_r la densidad del material asumida en 2600 kg/m³
- H es la altura de la ola significativa en metros.
- Δ es la densidad aparente de la roca saturada
- $\cot(\alpha)$ es la pendiente del talud aguas arriba.
- K_D es el coeficiente de estabilidad.
- W_{50} es el peso de una roca en el cuantil 50 del enrocado (kg). Análogamente, D_{50} es el diámetro del cuantil 50 (m)

²³ (U.S.B.R, 1992)

La guía recomienda una simplificación del modelo de Hudson, fijando un valor de K_D en 3 para enrocado de tipo rip-rap y utiliza la siguiente fórmula para la determinación del diámetro medio para altura de ola significativa menor a 1,5 m (CIRIA, 2007):

$$D_{50} = \frac{1,27}{\Delta} \frac{H}{\sqrt[3]{(K_D \cot(\alpha))}}$$

15-55

Considerando entonces una densidad aparente del enrocado de 1,6 y que la roca se coloca en el talud de aguas arriba con $\alpha = 18,4^\circ$ se obtiene para la altura de ola significativa de diseño de 0,88 metros que el diámetro medio del enrocado de diseño resulta $D_{50} = 0,33$ metros.

ANEXO IX. Cálculos del diseño de toma del río San Salvador

En el presente anexo se describen en detalle todas las metodologías aplicadas durante el diseño de la estación de bombeo y la conducción de impulsión desde el río San Salvador hacia la represa diseñada.

IX.I Cálculo de niveles de operación en el río San Salvador y dentro del pozo de bombeo

En la presente sección se presenta el cálculo los niveles de diseño en el río San Salvador y en el pozo de bombeo. Se calculan:

- Niveles mínimos de diseño a los cuales se puede operar considerando el caudal ambiental mínimo que se debe mantener aguas abajo, utilizados para determinar la máxima altura geométrica y la curva del sistema a “vencer”, que permite seleccionar los equipos que operen incluso a la mayor altura geométrica.
- Niveles elevados de baja frecuencia de diseño, que permite verificar que el sistema de bombeo se pueda regular para abastecer los caudales establecidos incluso a las menores alturas geométricas.
- Niveles mínimos de operación mensual calculados de manera similar que los mínimos de diseño, pero en este caso para todos los meses según el caudal ambiental a abastecer y el caudal de operación correspondiente, y no solo para el caudal ambiental mínimo a abastecer.

Los dos primeros puntos corresponden a los niveles de diseño del sistema, mientras que el tercero corresponde a los niveles de operación mensual. Para el cálculo de estos es necesario estimar la batimetría del río San Salvador en la zona, para luego a partir de la ecuación de Manning calcular el nivel en el río para cualquier caudal.

IX.I.I Estimación de la sección transversal del río San Salvador en la zona de captación.

A partir del modelo digital del terreno de IDEuy se traza un perfil de elevación transversal al río San Salvador obteniendo como resultado el corte que se muestra en la Figura 15-83, a partir de este perfil de elevación se realiza la estimación de la sección transversal del cauce como trapezoidal siendo los taludes laterales 2H:1V en la margen izquierda y 2,5H:1V en la margen derecha.

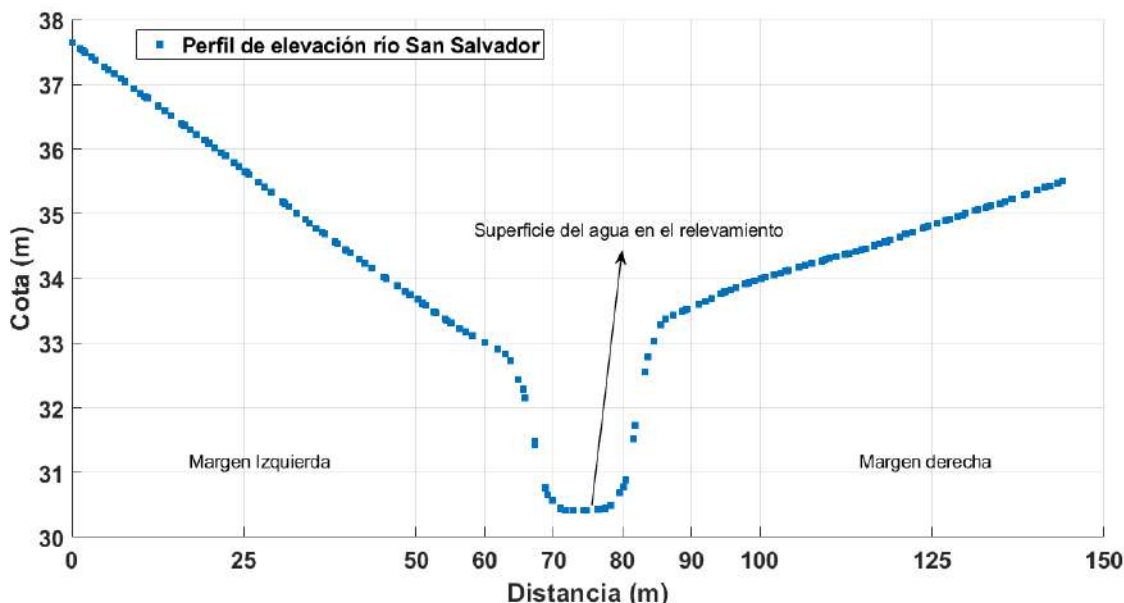


Figura 15-83: Perfil de elevación transversal en el río San Salvador obtenido del MDT del IDEuy.

Luego se estima cual es la cota del lecho y el ancho del fondo del cauce, para esto se asume que durante el relevamiento en el cauce escurría el caudal de 50% de permanencia que para este punto resulta $3,0 \text{ m}^3/\text{s}$.

Se utiliza entonces la ecuación de Manning con el caudal de $3 \text{ m}^3/\text{s}$, los taludes mencionados, un número de Manning de 0,035 y una pendiente longitudinal de 0,001 y se determina el ancho de la base del canal y el tirante normal de tal manera que el ancho superficial coincida con el ancho de la superficie del agua en el relevamiento del MDT (Figura 15-83). El ancho de la base resulta 6,15 metros y el tirante normal 0,66 metros, por lo tanto, considerando la cota de la superficie libre a 30,42 metros se obtiene que la cota del lecho se encuentra a cota 29,76 metros. La sección transversal estimada se resume en la siguiente tabla:

Tabla 15-59: Sección transversal del cauce en la obra zona de captación.

Talud margen izquierda (H:V)	2:1
Talud margen derecha (H:V)	2,5:1
Ancho de base (m)	6,15
Cota del lecho (m)	29,76
Pendiente longitudinal (m/m)	0,001
Número de Manning	0,035

IX.I.II Niveles de diseño en el río San Salvador

Con la geometría del cauce definida, se estiman los niveles de diseño en el río San Salvador. Los niveles mínimos permiten diseñar la estación de bombeo de tal manera que exista un funcionamiento adecuado con la máxima altura geométrica “a vencer”, mientras que un nivel alto de baja frecuencia de ocurrencia permite verificar que los dispositivos de regulación instalados puedan ajustarse para cumplir con los criterios de bombeo establecidos (80 l/s en zafra y 120 l/s fuera de zafra) y particularmente cumplir con la normativa establecida por DINAGUA.

Niveles mínimos de operación

Los niveles mínimos de operación corresponden a dos escenarios de escorrentía según los caudales de bombeo proyectados en zafra y fuera de zafra:

- En zafra: Se proyecta captar 80 l/s asegurando el caudal ambiental de 586,6 l/s aguas abajo de la toma, correspondiente al mes de enero como el mínimo en zafra (Sección 6.2.1). Por lo tanto, el caudal mínimo de escorrentía requerido en el río San Salvador para operar en zafra resulta $586,6 + 80$ l/s.
- Fuera de zafra: Se proyecta captar 120 l/s asegurando el caudal ambiental de 1.042,2 l/s aguas abajo de la toma, correspondiente al mes de octubre como el mínimo fuera de zafra (Sección 6.2.1). Por lo tanto, el caudal mínimo de escorrentía en el río San Salvador para operar fuera de zafra resulta $1.042,2 + 120$ l/s.

Con los caudales de escorrentía de cada uno de estos escenarios, a partir de la ecuación de Manning se determinan los niveles de la superficie del agua en el río San Salvador a considerar para el diseño de la estación de bombeo.

Tabla 15-60: Niveles mínimos de operación en el río San Salvador.

Situación	Caudal (l/s)	Cota del pelo de agua (m)
En zafra	$586,6 + 80$	30,04
Fuera de zafra	$1.042,2 + 120$	30,14

Nivel de baja frecuencia

Por otra parte, el nivel de la superficie libre de baja frecuencia de ocurrencia se determina con la misma metodología que para los mínimos, pero con el caudal de baja frecuencia obtenido de la serie de datos de escorrentía en el punto de la toma de extracción estimados a partir de la serie de datos en Paso Ramos (sección 2.3.7.1). Considerando como baja frecuencia el caudal de 5% de permanencia, se obtiene entonces el nivel elevado a verificar en la estación de bombeo.

Tabla 15-61: Nivel elevado de baja frecuencia en el río San Salvador.

Permanencia (%)	Caudal (l/s)	Cota del pelo de agua (m)
5	42.600	32,47

IX.I.III Niveles de diseño en el pozo de bombeo

A partir de los niveles mínimos de operación y el nivel alto de baja frecuencia en el río San Salvador, se calculan los niveles respectivos en el pozo de bombeo considerando las pérdidas de carga durante la operación aplicando el método descrito en la sección VIII.VI.I del ANEXO VIII y utilizando los coeficientes de pérdida de carga localizadas presentados en la Tabla 15-62.

Se obtienen entonces los niveles mínimos de operación a considerar en el diseño del bombeo al embalse nuevo durante zafra y fuera de zafra, presentados en la Tabla 15-63. A su vez, se obtienen los niveles de baja frecuencia en el pozo de bombeo según cual sea el caudal de bombeo presentados en la Tabla 15-64.

Tabla 15-62: Coeficiente de pérdidas de carga en la tubería de captación del río San Salvador.

Elemento	K
Reja	1,37
Entrada a la tubería	0,50
Salida a la tubería	1,00

Tabla 15-63: Niveles mínimos de operación en el pozo húmedo dependiendo del caudal bombeado.

Cota SS	Caudal bombeo (l/s)	v (m/s)	Re	f	Cota pozo (m)
30,04	80	0,45	214.260	0,016	30,00
30,14	120	0,68	321.390	0,015	30,06

Tabla 15-64: Niveles elevado de baja frecuencia de permanencia en el pozo húmedo dependiendo del caudal bombeado.

Permanencia (%)	Caudal bombeo (l/s)	v (m/s)	Re	f	Cota pozo (m)
5	80	0,45	214.260	0,016	32,43
5	120	0,68	321.390	0,015	32,39

IX.I.IV Niveles de operación mensual

En los puntos anteriores (secciones IX.I.II y IX.I.III) se presenta el cálculo del nivel en el río San Salvador y luego considerando pérdidas de carga cual es el nivel en el pozo de bombeo a partir de diferentes escenarios de escorrentía. En la presente sección se repite la metodología para determinar los niveles mínimos de operación en cada mes, pero la escorrentía queda determinada por el caudal ambiental que se debe mantener aguas abajo en cada mes y el caudal de captación de 120 l/s fuera de zafra y 80 l/s en zafra. Cabe destacar que esto se realizó en los puntos anteriores, pero únicamente para el caudal ambiental mínimo en zafra y fuera de zafra que definen los niveles mínimos de operación en todo el año.

En la Tabla 15-65 se presenta en las columnas los resultados intermedios y el resultado final de la metodología aplicada.

Tabla 15-65: Detalle del cálculo de los niveles mínimos de operación en el pozo para cada mes.

Mes	Q ambiental (l/s)	Q bombeo (l/s)	Cota río SS (m)	Re	f	Cota pozo (m)
Ene	586,6	80	30,04	214.260	0,016	30,00
Feb	896,7	80	30,11	214.260	0,016	30,07
Mar	706,6	80	30,06	214.260	0,016	30,03
Abr	1.143,6	80	30,15	214.260	0,016	30,12
May	1.824,0	120	30,27	321.390	0,015	30,19
Jun	1.673,8	120	30,25	321.390	0,015	30,17
Jul	1.907,8	120	30,29	321.390	0,015	30,20
Ago	1.256,8	120	30,18	321.390	0,015	30,10
Set	1.096,2	120	30,15	321.390	0,015	30,07
Oct	1.042,2	120	30,14	321.390	0,015	30,06
Nov	1.121,9	80	30,15	214.260	0,016	30,11
Dic	764,6	80	30,09	214.260	0,016	30,05

IX.II Cálculo del funcionamiento estacionario

En la presente sección se presenta en detalle los cálculos realizados para el funcionamiento estacionario previsto en zafra y fuera de zafra del sistema de bombeo, se desarrolla:

- El cálculo de la curva de operación del sistema de la impulsión dependiente del caudal de bombeo y de los niveles de operación en el pozo
- La modificación de la curva característica de la bomba utilizando variadores de frecuencia.

IX.II.I Cálculo de la curva del sistema

Se presenta en esta sección la metodología implementada para determinar la curva de operación del sistema, esto es, la altura manométrica total del sistema en función del caudal que transita por la misma. Esta altura manométrica es la que determina la carga “a vencer” por la bomba y queda definida por la siguiente expresión:

$$H = H_{geométrica} + \Delta H_{distribuida} + \Delta H_{localizadas}$$

15-56

Siendo:

- H = Altura manométrica total (m)
- $H_{geométrica}$ = Altura geométrica (m)
- $\Delta H_{distribuida}$ = Pérdida de carga debido a la fricción en las tuberías (m)
- $\Delta H_{localizadas}$ = Pérdidas de carga en piezas especiales (m)

Altura geométrica

Corresponde a la diferencia geométrica existente entre el punto de descarga (cota 59,60 m) y la cota de agua dentro del pozo de bombeo.

Para los niveles mínimos de operación en el pozo previo a la zafra y durante la zafra (Tabla 15-63) se obtienen las alturas geométricas máximas de operación en zafra y fuera de zafra mostradas en la Tabla 15-66. Estas alturas geométricas definen las curvas del sistema que se utilizan para verificar que los equipos de bombeos

seleccionados funcionen incluso a los mínimos niveles de operación elevando la máxima altura geométrica.

Tabla 15-66: Altura geométrica del sistema para niveles mínimos de operación dependiendo de caudal de bombeo en zafra y fuera de zafra.

Cota en el pozo (m)	Caudal de bombeo (l/s)	Altura geométrica (m)
30,00	80	29,60
30,06	120	29,54

Por otra parte, las alturas geométricas resultante durante un nivel elevado de baja frecuencia de permanencia en el pozo previo a la zafra y durante la zafra (Tabla 15-64) se presentan en la Tabla 15-67. Estas alturas geométricas definen la curva del sistema utilizada para verificar que los equipos de regulación permiten operar a los caudales de bombeo establecidos y que a su vez se cumpla con la normativa de volumen y caudal instantáneo máximo aprobado.

Tabla 15-67: Altura geométrica para nivel elevado de baja frecuencia dependiendo del caudal de bombeo en zafra y fuera de zafra.

Cota en el pozo (m)	Caudal de bombeo (l/s)	Altura geométrica (m)
32,43	80	27,17
32,39	120	27,21

Pérdidas de carga

La pérdida de carga distribuida se determina a través de la fórmula de Hazen – Williams.

$$\Delta H_{distribuida} = J \cdot L$$

$$J = 10.643 \cdot Q^{1.85} \cdot C^{-1.85} \cdot \phi^{-4.87}$$

Siendo:

- $\Delta H_{distribuida}$ la pérdida de carga debido a la fricción en las tuberías (m)
- J la pérdida de carga por longitud (m/m)
- L la longitud geométrica de tubería (m)
- Q el caudal (m³/s)
- C el coeficiente de Hazen – Williams
- ϕ el diámetro de la tubería (m)

Para la determinación de las pérdidas de carga distribuidas, se asume un coeficiente de Hazen – Williams $C = 130$ para tuberías de acero y de 140 para tuberías de PEAD.

Por otra parte, las pérdidas de carga localizadas son determinadas a través de la siguiente expresión:

$$\Delta H_{localizada} = K \times \frac{v^2}{2 \times g}$$

Siendo:

- $\Delta H_{localizada}$ la pérdida de carga localizada (m)

- K el Coeficiente de pérdidas de carga localizadas para las distintas piezas utilizadas
- v la velocidad (m/s)
- g la aceleración de la gravedad (9,8 m/s²)

En la Tabla 15-68, se presentan los valores adoptados para el cálculo de las pérdidas de carga localizadas y distribuidas de las tuberías.

Cabe destacar que dependiendo de la condición establecida para la altura geométrica cambia las pérdidas de carga consideradas. Dado que, si la diferencia de nivel entre el cauce y el pozo de bombeo se determina para un caudal de operación de 120 l/s, corresponde aplicar la pérdida de carga de todos los tramos de tubería, mientras que, si se utilizó un caudal de operación de 80 l/s, la pérdida de carga corresponde a la de dos salidas de bombas y de dos ramales y no de los tres posibles dado que corresponde a la operación con dos de las tres bombas instaladas.

Tabla 15-68: Características de las tuberías de la impulsión.

Elemento	Material	DN	Ø int (mm)	L (m)	K
Salida bomba (x3)	Acero	100 mm	100,0	0,9	0,7
Ramal bomba (x3)	Acero	8"	209,5	6,4	6,3
<i>Manifold</i>	Acero	14"	342,9	2,2	2,5
Línea Impulsión	PEAD	400 mm	352,6	1.152,0	2,3

IX.II.II Modificación de la curva característica de la bomba con variador de frecuencia

En la presente sección se describe el efecto que tiene la modificación en la velocidad de giro del rotor inducida por un variador de frecuencia instalado en una bomba. Siendo V_{base} la velocidad nominal de giro del rotor de la bomba, con H_B la curva característica del rotor dependiente de Q_B el caudal de operación.

Se tiene entonces que, si la velocidad de giro del rotor se modifica a V_{modif} se tiene que el caudal con el cual opera varía a razón lineal respecto a la velocidad de base nominal del rotor:

$$Q_{B,modif} = Q_B \cdot \frac{V_{modif}}{V_{base}}$$

15-57

Mientras que para el caso de la carga hidráulica que está elevando la bomba, esta varía a razón cuadrática respecto a la velocidad de base nominal del rotor:

$$H_{B,modif} = H_B \cdot \left(\frac{V_{modif}}{V_{base}} \right)^2$$

15-58

IX.II.III Cálculo de válvulas de purga de aire

Para el dimensionado de las válvulas de purga de aire en la operación estacionaria del sistema, es necesario conocer la diferencia de presión entre el interior de la tubería donde se desea colocar la válvula y la presión atmosférica, y el caudal de aire a evacuar.

El caudal de aire se puede estimar como el 2% del caudal de agua que circula por la tubería. Para un caudal bombeo de 120 L/s, se tiene 2,4 L/s de caudal de aire a evacuar.

La diferencia de presión en un punto de la tubería se calcula como:

$$\Delta P = \Delta H_{geom} + \Delta H_{loc} + \Delta H_{dist}$$

Donde,

- ΔH_{geom} , diferencia de cota entre el punto se quiere evaluar con el punto de la descarga.
- ΔH_{loc} , pérdidas de carga localizadas en la tubería.
- ΔH_{dist} , pérdidas de carga localizadas en la tubería, calculadas con la fórmula de Hazen-William.

Con esto, se obtienen las diferencias de presiones en la tubería para el dimensionado de las válvulas de purga de aire.

Tabla 15-69: Resultados cálculo diferencia de presión en la tubería.

Pk.	L (m)	Cota (m)	Q (L/s)	Ø (mm)	v (m/s)	k	ΔH_{geom} (m)	ΔH_{Loc} (m)	ΔH_{Distr} (m)	ΔP (m)
550	600	57,32	120	352,6	1,23	1,0	2,68	0,24	2,17	5,1
375	775	50,14	120	352,6	1,23	1,0	9,86	0,24	2,80	12,9
200	950	39,46	120	352,6	1,23	1,0	20,54	0,24	3,43	24,2
0	1150	34,31	120	352,6	1,23	1,9	25,69	0,46	4,16	30,3

IX.III Estudio de transitorios hidráulicos en Allievi

En esta sección se presenta el estudio la generación de onda de sobrepresiones y subpresiones dentro de la tubería, que al encontrarse con obstáculos es reflejada y transmitida, conocida comúnmente como golpe de ariete. Luego de transcurrido cierto tiempo, la onda de subpresión se disipa debido a la pérdida de energía por fricción.

El estudio de los distintos escenarios se realiza modelando en el software Allievi:

1. Modelación sin protección, parada brusca (Figura 15-84)
2. Modelación sin protección, 3 bombas funcionando y se apaga 1 (Figura 15-85)
3. Modelación sin protección, 3 bombas funcionando, la primera se apaga a los 10 segundos y la segunda se apaga a los 100 segundos (Figura 15-86)
4. Modelación sin protección, 3 bombas funcionando, la primera se apaga a los 10 segundos, la segunda se apaga a los 100 segundos y la tercera se apaga a los 200 segundos (Figura 15-87)
5. Modelación con ventosas, parada brusca (Figura 15-88)
6. Modelación con ventosas, 3 bombas funcionando y se apaga 1 (Figura 15-89)
7. Modelación con ventosas, 3 bombas funcionando, la primera se apaga a los 10 segundos y la segunda se apaga a los 100 segundos (Figura 15-90)
8. Modelación con ventosas, 3 bombas funcionando, la primera se apaga a los 10 segundos, la segunda se apaga a los 100 segundos y la tercera se apaga a los 200 segundos (Figura 15-91)

Para esto, los parámetros utilizados para correr el modelo en el software se presentan a continuación según el material de tubería de la impulsión en la Tabla 15-70 y para la bomba en la Tabla 15-71.

Tabla 15-70: Parámetros adoptados para las tuberías de la impulsión.

Material	PEAD
Ø interno (mm)	352,6
Espesor predes (mm)	23,7
Largo (m)	1152
Rugosidad (mm)	0,0025
Coeficiente material	100
Celeridad de la onda (m/s)	252,66

Material	Acero
Ø interno (mm)	209,54
Espesor predes (mm)	4,78
Largo (m)	6,5
Rugosidad (mm)	0,01
Coeficiente material	0,5
Celeridad de la onda (m/s)	1187,4

Material	Acero
Ø interno (mm)	342,9
Espesor predes (mm)	6,35
Largo (m)	2,2
Rugosidad (mm)	0,01
Coeficiente material	0,5
Celeridad de la onda (m/s)	1.146,2

Tabla 15-71: Parámetros de la bomba

Carga, pmr (m)	42.4
Caudal, pmr (m)	35.9
Potencia nominal (kw)	24
Eficiencia (%)	62,2
Velocidad nominal (rpm)	2.920
Cota bomba (m)	29.1

Para el depósito de succión se define un tanque de grandes dimensiones, con la cota de pelo de agua en 30,06 metros respecto al Cero Oficial. Para el depósito de descarga

se define un tanque de pequeñas dimensiones, tipo vertedero, de sección 2m x 2m con la cota de descarga en 59,50 metros respecto al Cero Oficial.

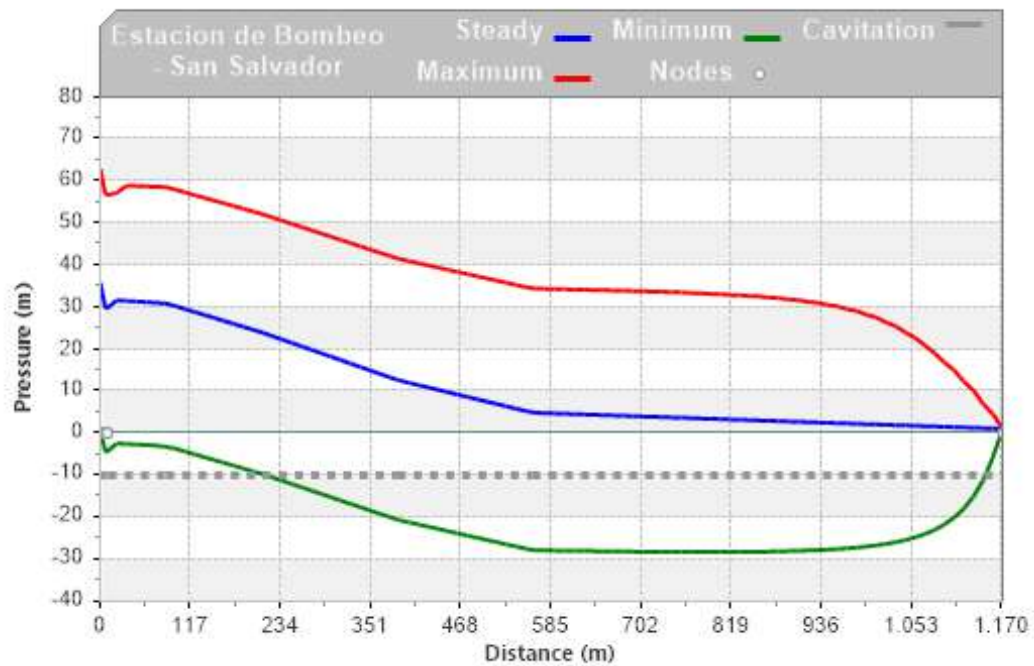


Figura 15-84: Modelación sin protección, parada brusca.

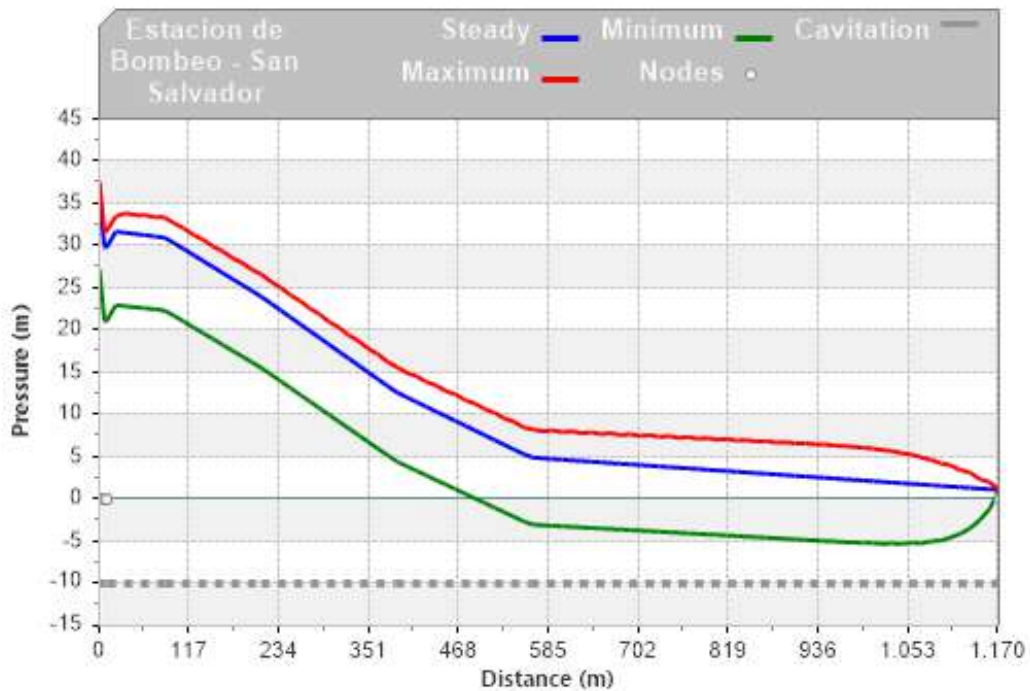


Figura 15-85: Simulación sin protección para las 3 bombas funcionando y una para a los 10 s.

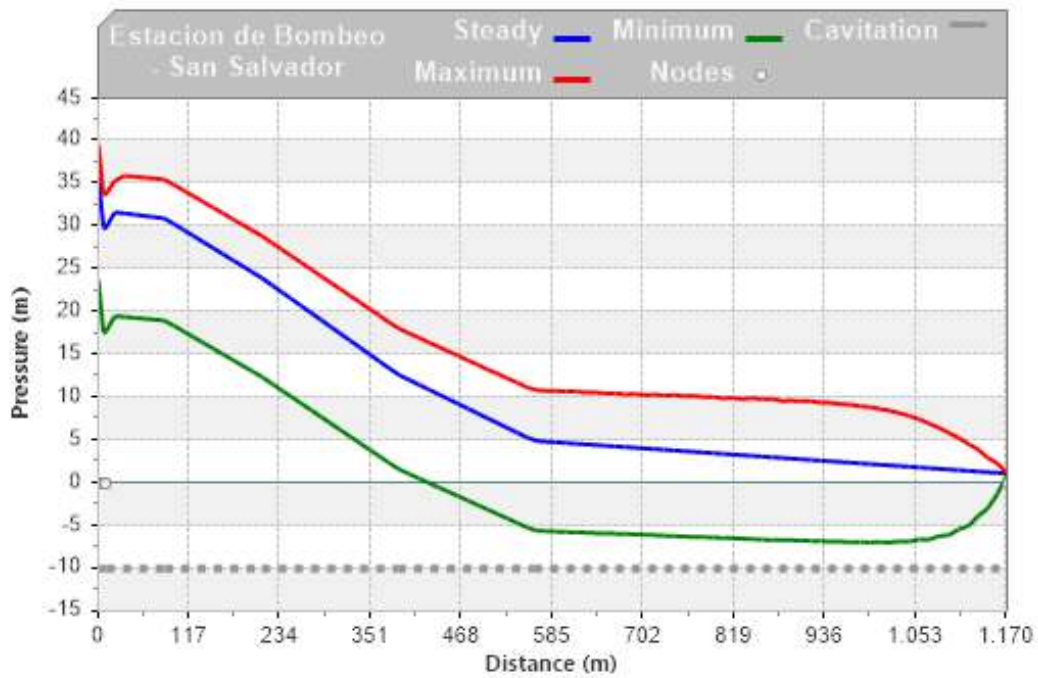


Figura 15-86: Simulación sin protección para las 3 bombas funcionando, una para a los 10 segundos y la segunda a los 100 segundos.

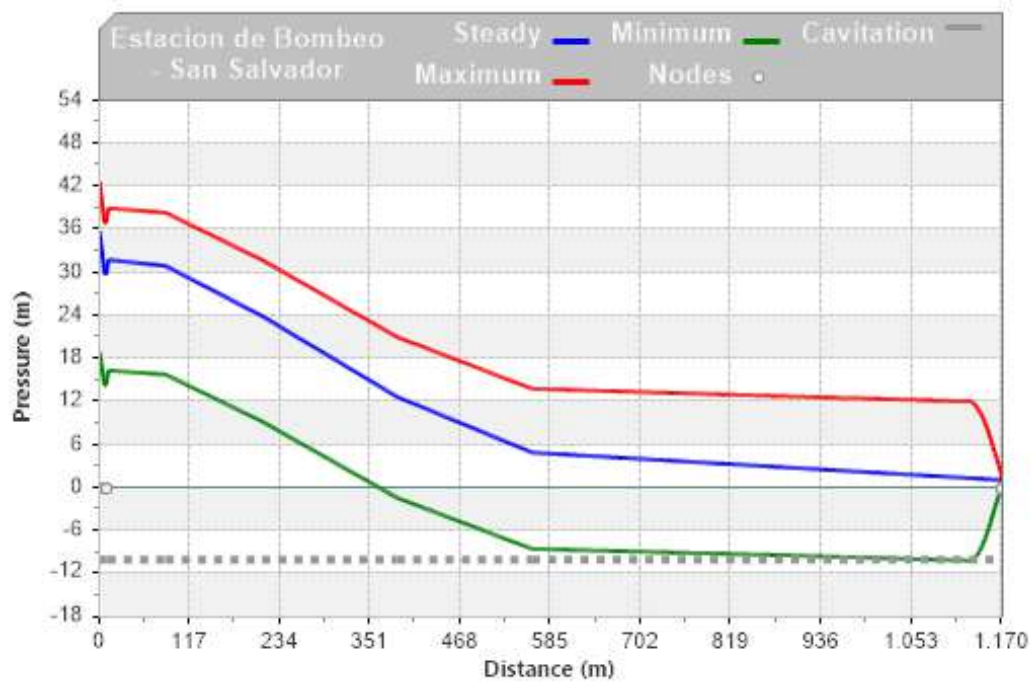


Figura 15-87: Simulación sin protección para las 3 bombas funcionando, una para a los 10 segundos, la segunda a los 100 segundos y la tercera a los 200 segundos.

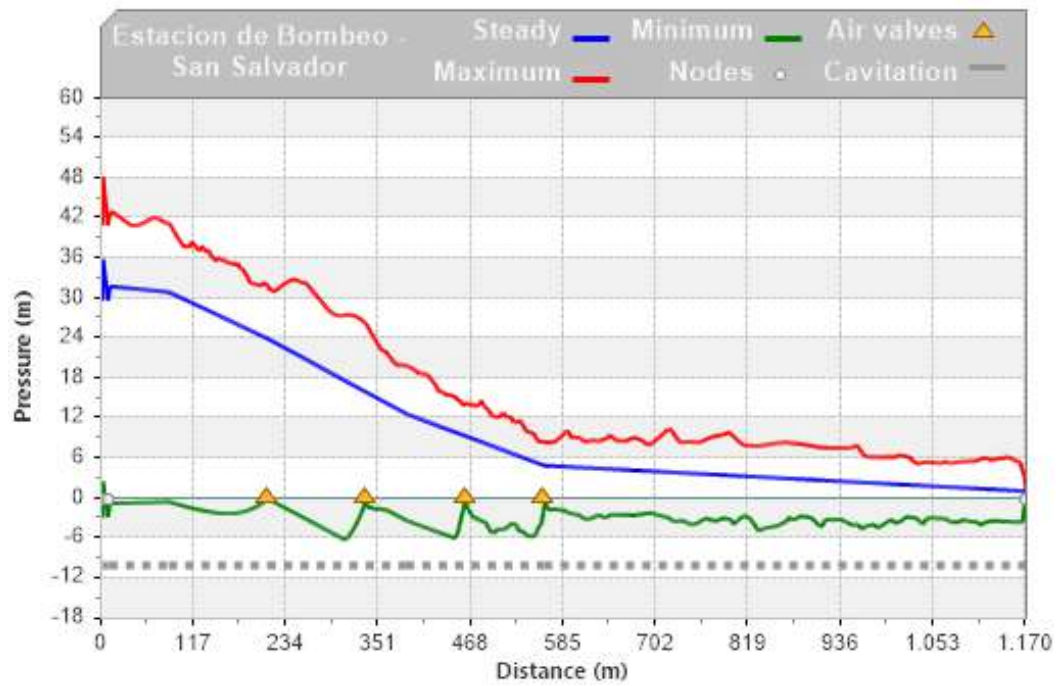


Figura 15-88: Simulación con válvulas de aire, parada brusca.

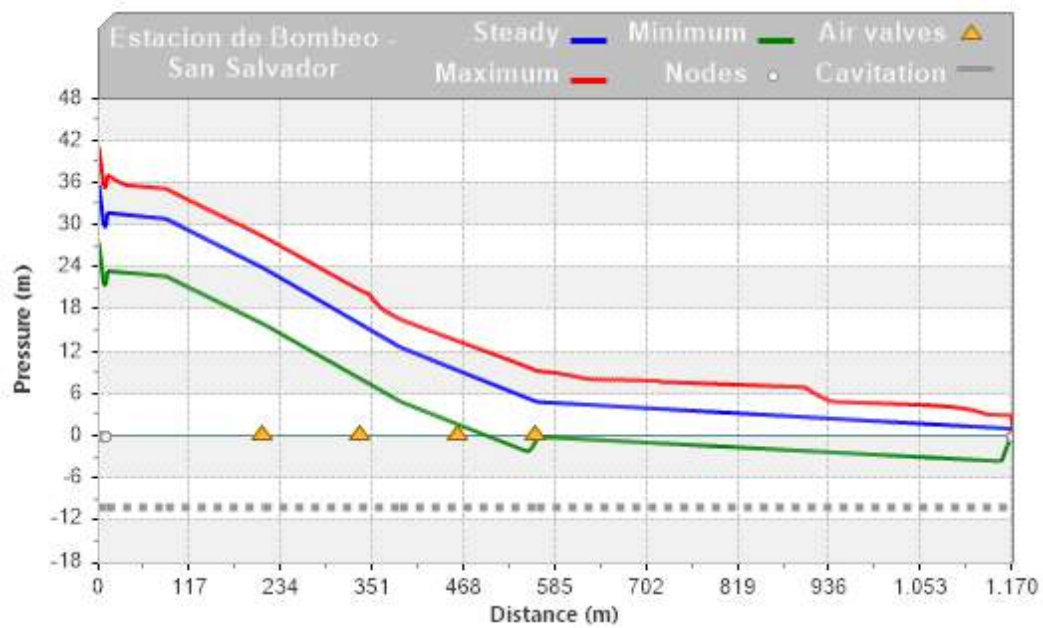


Figura 15-89: Simulación con válvulas para las 3 bombas funcionando y una para a los 10 s.

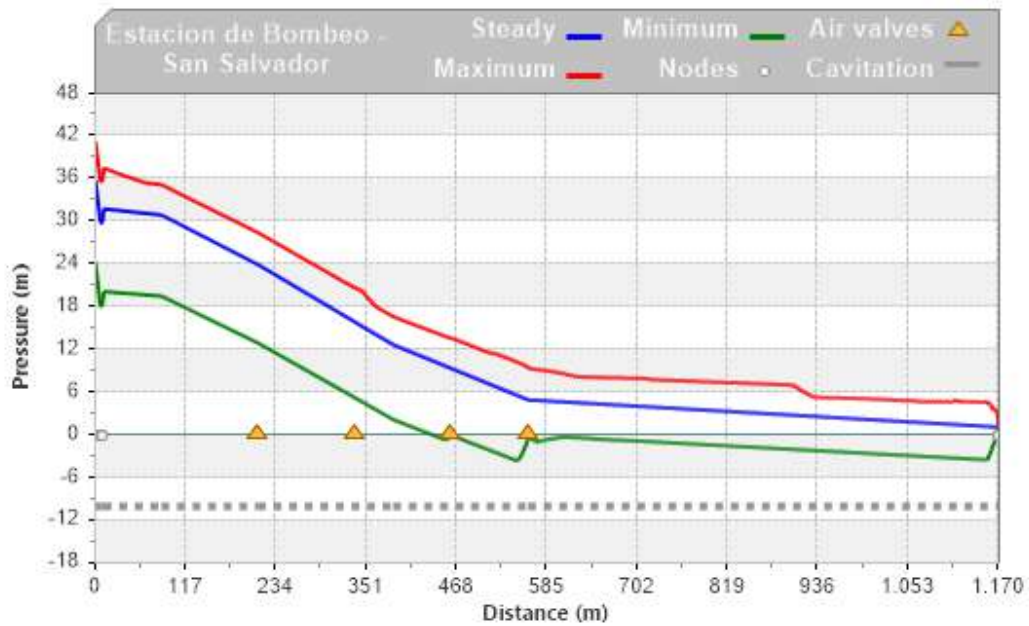


Figura 15-90: Simulación con válvulas para las 3 bombas funcionando, la primera para a los 10 s y la segunda a los 100 segundos.

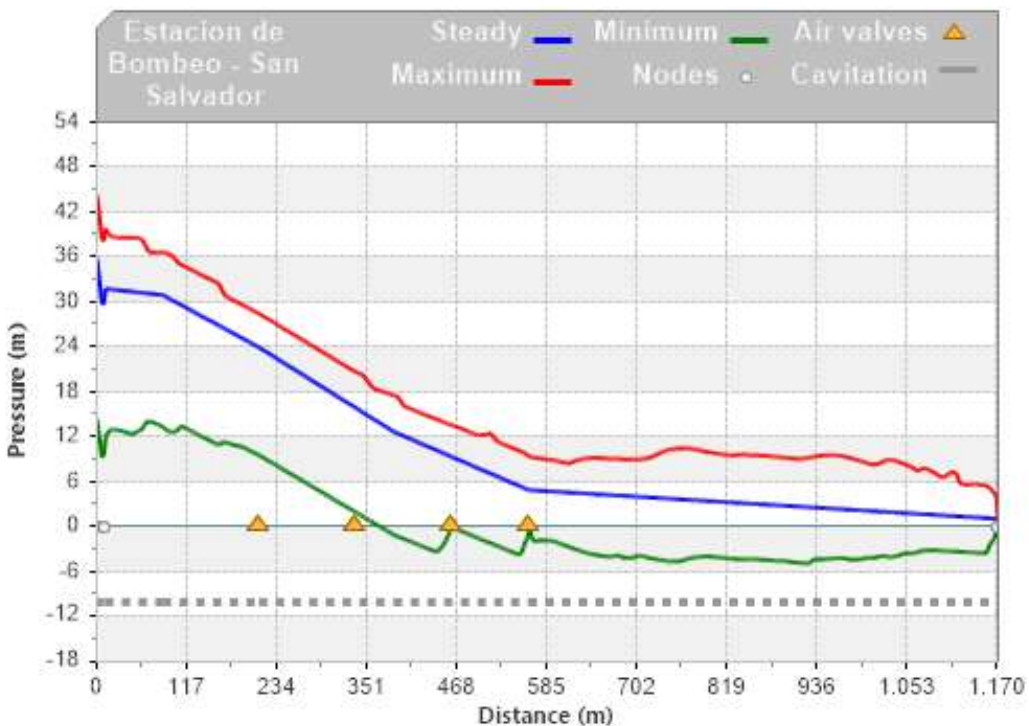


Figura 15-91: Simulación con válvulas para las 3 bombas funcionando, la primera para a los 10 s, la segunda a los 100 s y la tercera a los 200 s.

Se puede observar en los gráficos anteriores que las sobrepresiones están siempre por debajo del límite soportado por la tubería de 60 m, llegando al límite en una parada brusca sin medidas de protección.

Por otro lado, se observa que las subpresiones ante una parada brusca alcanzan valores inferiores a -10 m lo que podría llegar a generar la falla dentro de la tubería que no alcanza a soportar dichas subpresiones. Incluso en la operativa normal con 3 bombas,

al apagar la última bomba de manera intercalada se llega al límite de subpresiones que soporta la tubería.

IX.III.I Diseño de protecciones

En esta sección se presenta el diseño de las protecciones instaladas en la tubería de impulsión, que consiste en:

- Válvulas ventosas para regular subpresiones
- Un macizo de hormigón en el codo a la salida de la estación de bombeo.

Válvulas ventosas

Como se mencionó anteriormente, tanto ante el transitorio de parada brusca como una parada escalonada en la tubería se alcanza el límite de subpresiones. Por lo tanto, se proyecta instalar 4 válvulas ventosas para regular estas situaciones, obteniendo como resultado de la colocación de estas:

- Las subpresiones no superan el valor de -10 m incluso en la parada brusca (Figura 15-88).
- Las sobrepresiones en las distintas situaciones no superan el valor de 60 m soportado por la tubería a instalar.

Las válvulas de aire son de DN80 para la admisión de aire y DN15 para la expulsión de aire. Las curvas de trabajo utilizadas por el software para cada una se muestran en las Figura 15-92 y Figura 15-93, respectivamente.

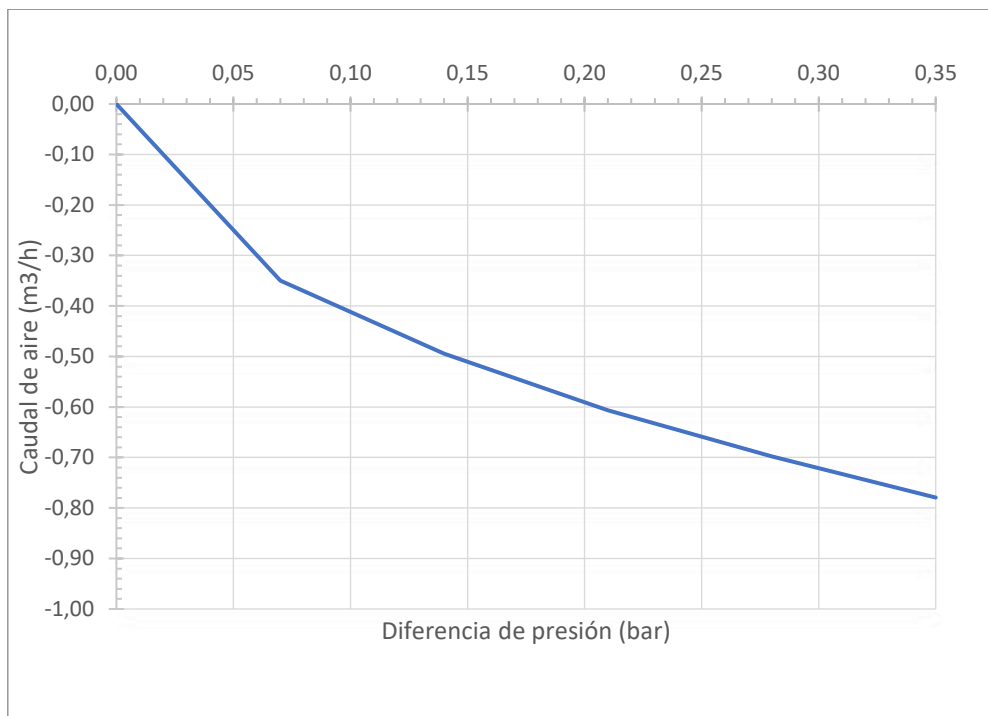


Figura 15-92: Curva de admisión de aire.

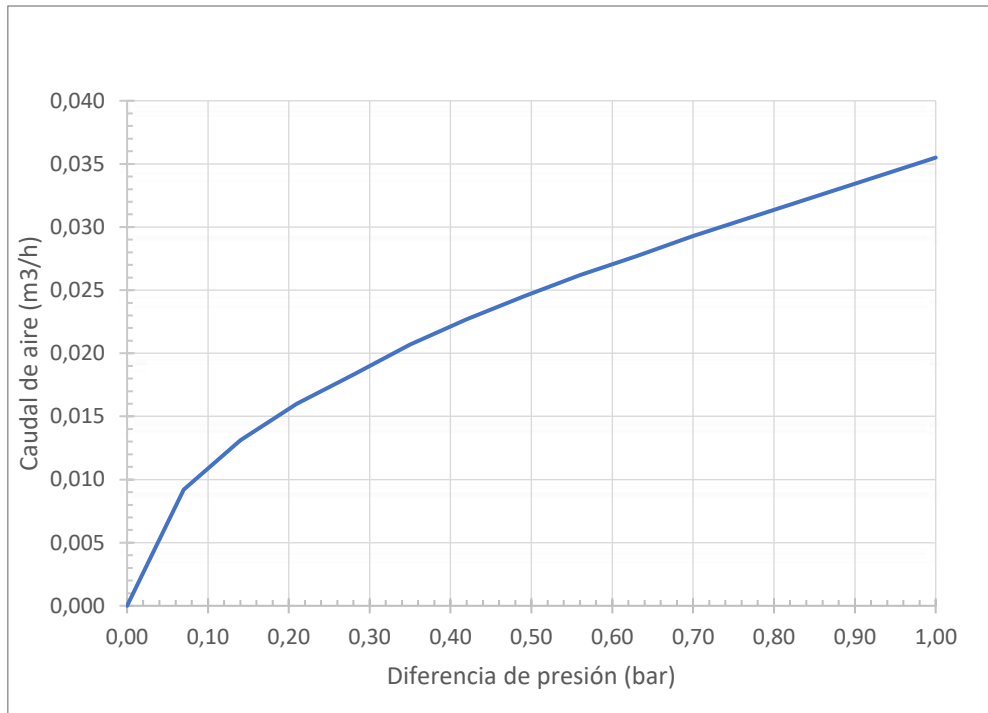


Figura 15-93: Curva de expulsión de aire.

Macizo de hormigón

Se diseña un macizo de hormigón que sea capaz de resistir las sobrepresiones generadas por el transitorio hidráulico de parada brusca (Figura 10-7), siendo la presión máxima en el codo generada por este fenómeno de 50 m.

Con la presión de diseño, se tiene que el esfuerzo resultante sobre la tubería se presenta en la 15-59 para una curva en la tubería (Netto, 2015).

$$R = 2 \cdot p \cdot \pi \cdot \frac{D^2}{2} \cdot \sin(\alpha/2)$$

15-59

Siendo:

- p la presión de diseño
- D el diámetro interno de la tubería de PEAD es 352.6 mm.
- α el ángulo de giro de la tubería según el esquema de la Figura 15-94 que para el codo proyectado es igual a 90°.

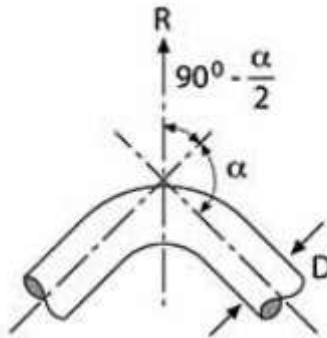


Figura 15-94: Esquema de resultante de los esfuerzos en una tubería a presión. Imagen extraída de (Netto, 2015).

Siendo el sentido del esfuerzo resultante el indicado en la Figura 15-94, se tiene que el esfuerzo vertical y horizontal resultan:

$$R_h = R_v = R \cdot \cos(45^\circ) = 4882 \text{ kgf}$$

Se define entonces que el esfuerzo que la tensión vertical y horizontal que se debe transmitir al terreno son:

$$\sigma_h = R_h / (a \cdot b) \quad \sigma_v = (R_v + W_m + W_t) / (c \cdot b)$$

siendo a, b y c las dimensiones que se indican en la Figura 15-95, y W_m y W_t el peso del macizo y de la tubería llena de agua respectivamente.

Las dimensiones se determinan considerando que la tensión admisible del terreno sobre el cual se proyecta es de 3 kg/cm^2 en vertical y $1,5 \text{ kg/cm}^2$ en horizontal (Netto, 2015) para que el macizo pueda transmitir los esfuerzos al terreno. Se proyecta entonces $b=0,55 \text{ m}$, $a=0,60 \text{ m}$ y $c=0,60 \text{ m}$.

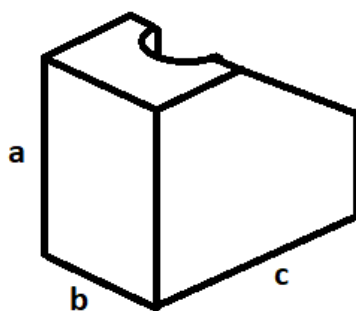


Figura 15-95: Esquema de dimensiones del macizo de hormigón.

ANEXO X. Detalles del análisis económico

En este anexo se detallan metrajes y costos unitarios de la etapa de construcción del sistema proyectado presentados en el análisis económico del proyecto (capítulo 12). Además, se presentan los fundamentos aplicados para la cuantificación de los costos energéticos anuales de operación.

X.I Costos constructivos

En la Tabla 12-1 se presenta un resumen de la estimación de costos para los diferentes rubros de la etapa de construcción, donde se identifican los principales ítems de cada rubro. A continuación, en la Tabla 15-72 se presenta el desglose de esta tabla resumen indicando el metraje asociado a cada uno de los elementos proyectados.

Tabla 15-72: Desglose de estimación de costos de los distintos rubros de la etapa de construcción del sistema proyectado.

1	Presa	Unidad	Metraje	Costo unitario (USD)	Costo total (USD)
1.1	Desmonte				
1.1.1	Limpieza de terreno	m ³	16.551,00	2,00	33.102,00
Subtotal					33.102,00
1.2	Terraplén				
1.2.1	Movimiento de suelo faldones y berma	m ³	72.838,00	3,50	254.933,00
1.2.2	Núcleo	m ³	34.228,00	5,00	171.140,00
1.2.3	Suelopasto	m ³	14.752,00	2,00	29.504,00
Subtotal					455.577,00
1.3	Protecciones				
1.3.1	Arena dren interno	m ³	245,00	40,00	9.800,00
1.3.2	Arena dren obra de toma	m ³	35,00	40,00	1.400,00
1.3.3	Geotextil rollo 200 x 2,3 m	u	1,00	736,00	736,00
1.3.4	Geotextil rollo 200 x 4,6 m	u	8,00	1.472,00	11.776,00
1.3.5	Enrocado	m ³	2.566,68	50,00	128.334,00
1.3.6	Tubería de descarga PVC ø63 mm	m	250,00	7,00	1.750,00
1.3.7	Tubo dren PEAD ø110 mm	m	237,00	3,50	829,50
1.3.8	Maquinaria e insumos	gl	1,00	8.000,00	8.000,00
1.3.9	Mano de obra	gl	1,00	15.500,00	15.500,00
Subtotal					178.125,50
1.4	Obra de toma embalse				
1.4.1	Tubería de toma PVC ø630 mm	m	66,00	128,60	8.487,60
1.4.2	Válvula compuerta ø600 mm	u	1,00	4.350,00	4.350,00
1.4.3	Cabezal de toma con rejilla	gl	1,00	300,00	300,00
1.4.4	Hormigón armado de protección tubería	m ³	31,00	200,00	6.200,00
1.4.5	Válvula mariposa ø600 mm	u	1,00	3.420,30	3.420,30
1.4.6	Losa estación de bombeo	gl	1,00	8.000,00	8.000,00
1.4.7	Anclajes de hormigón armado	m ³	0,56	200,00	112,00

1.4.8	Ejecución y colocación de <i>manifold</i> de acero	gl	1,00	5.000,00	5.000,00
1.4.9	Cuenca amortiguador	gl	1,00	1.500,00	1.500,00
1.4.10	Maquinaria e insumos	gl	1,00	5.000,00	5.000,00
1.4.11	Mano de obra	gl	1,00	14.500,00	14.500,00
Subtotal					56.869,90

1.5	Descarga ambiental				
1.5.1	Rejilla colador malla de acero inox.	gl	1,00	200,00	200,00
1.5.2	Válvula antirretorno ø110 mm	u	1,00	453,60	453,60
1.5.3	TEE ø110 mm	u	1,00	41,00	41,00
1.5.4	Cámara de válvula de cebado de tubería	gl	1,00	200,00	200,00
1.5.5	Válvula esférica	u	1,00	5,00	5,00
1.5.6	Cámara de aforo vertedero triangular 90°	gl	1,00	1.000,00	1.000,00
1.5.7	Válvula compuerta PE 100 mm con cuellos	u	1,00	484,60	484,60
1.5.8	Excavación y posterior terraplenado de suelo para poner sifón en presa actual (Faldones + Núcleo)	m³	590,00	10,00	5.900,00
1.5.9	Tubería PEAD ø110 mm	m	58,49	7,00	409,43
1.5.10	Maquinaria e insumos	gl	1,00	200,00	200,00
1.5.11	Mano de obra	gl	1,00	1.560,00	1.560,00
Subtotal					10.453,63

Subtotal Presa en USD		734.128,03
Subtotal Presa + Imprevistos (5%) en USD		770.834,43
Mano de Obra Presa en USD		31.560,00
Leyes Sociales Presa en USD		18.936,00

2	Sistema de bombeo	Unidad	Metraje	Costo unitario (USD)	Costo total (USD)
----------	--------------------------	---------------	----------------	-----------------------------	--------------------------

2,1	Estación de bombeo + Obra de toma río				
2.1.1	Excavación en húmedo	m³	212,00	35,00	7.420,00
2.1.2	Cabezal de toma con rejilla	gl	1,00	300,00	300,00
2.1.3	Reja toma	u	1,00	300,00	300,00
2.1.4	Tubería de ingreso PVC ø500 mm	m	25,00	86,00	2.150,00
2.1.5	Compuerta DN 500 mm	u	1,00	4.150,00	4.150,00
2.1.6	Suministro equipos de bombeo	u	3,00	10.000,00	30.000,00
2.1.7	Tubería DN 8" acero	m	15,00	750,00	11.250,00
2.1.8	Válvula de retención tipo clapeta DN 200 mm	u	3,00	1.400,00	4.200,00
2.1.9	Válvula mariposa DN 200 mm	u	3,00	320,00	960,00
2.1.10	Manómetro analógico	u	1,00	17,00	17,00
2.1.11	Vástago, volante y sujeción de compuerta	gl	1,00	5.000,00	5.000,00
2.1.12	Tubería DN 14" acero	m	2,10	1.250,00	2.625,00

2.1.14	Maquinaria e insumos	gl	1,00	2.000,00	2.000,00
2.1.15	Mano de obra	gl	1,00	5.000,00	5.000,00
Subtotal					75.372,00

2,3	Impulsión y descarga a embalse				
2.3.1	Excavación	m³	2.304,00	2,00	4.608,00
2.3.2	Cama de arena sucia	m³	691,20	10,00	6.912,00
2.3.3	Relleno	m³	1468,11	3,50	5.138,38
2.3.4	Cámara salida de la impulsión 200x200	gl	1,00	1.500,00	1.500,00
2.3.5	Suministro y colocación válvulas ventosa	gl	5,00	250,00	1.250,00
2.3.6	Macizo de anclaje	gl	1,00	400,00	400,00
2.3.7	Suministro y colocación tubería PEAD PN10 ø400 mm	m	1.152,00	150,00	172.800,00
2.3.8	Maquinaria e insumos	gl	1,00	1.000,00	1.000,00
2.3.9	Mano de Obra	gl	1,00	7.520,00	7.520,00
Subtotal					201.128,38

Subtotal Bombeo Río (USD)	276.500,38
Subtotal Bombeo Río + Imprevistos (20%)	331.800,46
Mano de Obra Bombeo Río (USD)	12.520,00
Leyes Sociales Bombeo Río (USD)	7.512,00

X.II Costos energéticos

En la presente sección se detallan las metodologías y fundamentos utilizado en el cálculo de los costos energéticos correspondiente a los dos bombeos, el bombeo de recarga desde el San Salvador diseñado en este proyecto y el bombeo a riego que escapa del alcance de este proyecto.

X.II.I Pliegos tarifarios

A continuación, se presenta el costo energético en $\frac{\$}{kWh}$ obtenidos del pliego tarifario de UTE correspondiente a medianos consumidores y grandes consumidores utilizados en la estimación de los costos energéticos del sistema.

Tabla 15-73: Cargo de consumo, por potencia y cargo fijo para medianos consumidores.

Tarifa	Nivel de tensión kV	Precio de energía \$/kWh			Potencia máxima medida \$/kW				Cargo Fijo mensual \$
		Valle	Llano	Punta	Valle	Llano	Punta	Punta-Llano	
MC1	0,230 - 0,400	2,437	5,363	12,203	10	-	-	370,0	550,0
MC2	6,4 - 15 - 22	2,390	4,974	6,675	34,2	182,3	219,7	-	1.000
MC3	31,5	2,375	4,961	6,057	28,5	110,6	149,8	-	1.100

Tabla 15-74: Cargo de consumo, por potencia y cargo fijo para grandes consumidores.

Tarifa	Nivel de tensión kV	Precio de energía \$/kWh			Potencia máxima medida \$/kW			Cargo Fijo mensual \$
		Valle	Llano	Punta	Valle	Llano	Punta	
GC1	0,230 - 0,400	2,340	4,217	8,425	43,0	262,0	614,0	5.515
GC2	6,4 - 15 - 22	2,339	4,048	6,360	49,2	252,0	299,0	5.860
GC3	31,5 - 63	2,230	3,664	5,025	54,4	169,7	280,0	9.825
GC5 *	110 - 150	2,229	3,661	4,884	44,9	134,2	179,5	13.914

X.II.II Desnivel de bombeo a riego

Para la estimación del costo energético del bombeo desde el río es necesario definir la potencia eléctrica de funcionamiento del sistema como se describe en la sección 12.2.1. En esta sección se presenta el cálculo del desnivel geométrico a considerar en el cálculo de la potencia, con la conducción desde la obra de toma a cota 51,4 metros y hasta el *pivot* más elevado cuyo centro se encuentra a cota 77,6 metros. Considerando que, en el radio de giro del *pivot*, este alcanza la cota 81,6 metros, el desnivel geométrico de diseño resulta 30,2 metros.

Luego estimando la conducción hacia el *pivot* como se indica en la Figura 15-96 se estima la pérdida de carga en la impulsión del bombeo a riego aplicando la metodología descrita en la sección VIII.VI.I del ANEXO VIII, considerando:

- Un largo de tubería de 2.220 metros de PRFV²⁴ ($\epsilon = 0,01$ mm).
- Diámetro nominal de la tubería de 300 mm.
- El caudal de 72,9 l/s determinado con el área del *pivot* de 50 ha, como la fracción $\frac{50}{225}$ del caudal de diseño 328,1 l/s calculado con la lámina de riego de 10 mm/d y un área de riego instantáneo de 225 ha como se describe en la sección 9.5.1.
- Se desprecian las pérdidas localizadas

De lo que se obtiene que la pérdida de carga localizada es de 4 metros. Luego además se considera que el *pivot* debe funcionar con 25 m.c.a de presión, por lo tanto, el desnivel geométrico a vencer con el bombeo resulta:

$$H = 30,2 \text{ m} + 25 \text{ m} + 4 \text{ m} = 59,2 \text{ m}$$

15-60

²⁴ Si la tubería instalada es de PEAD o PVC, la pérdida de carga disminuye y por lo tanto la potencia estimada será suficiente también para tuberías de estos materiales.



Figura 15-96: Esquema de conducción desde obra de toma a pivot de a mayor elevación geométrica.

ANEXO XI. Láminas del proyecto

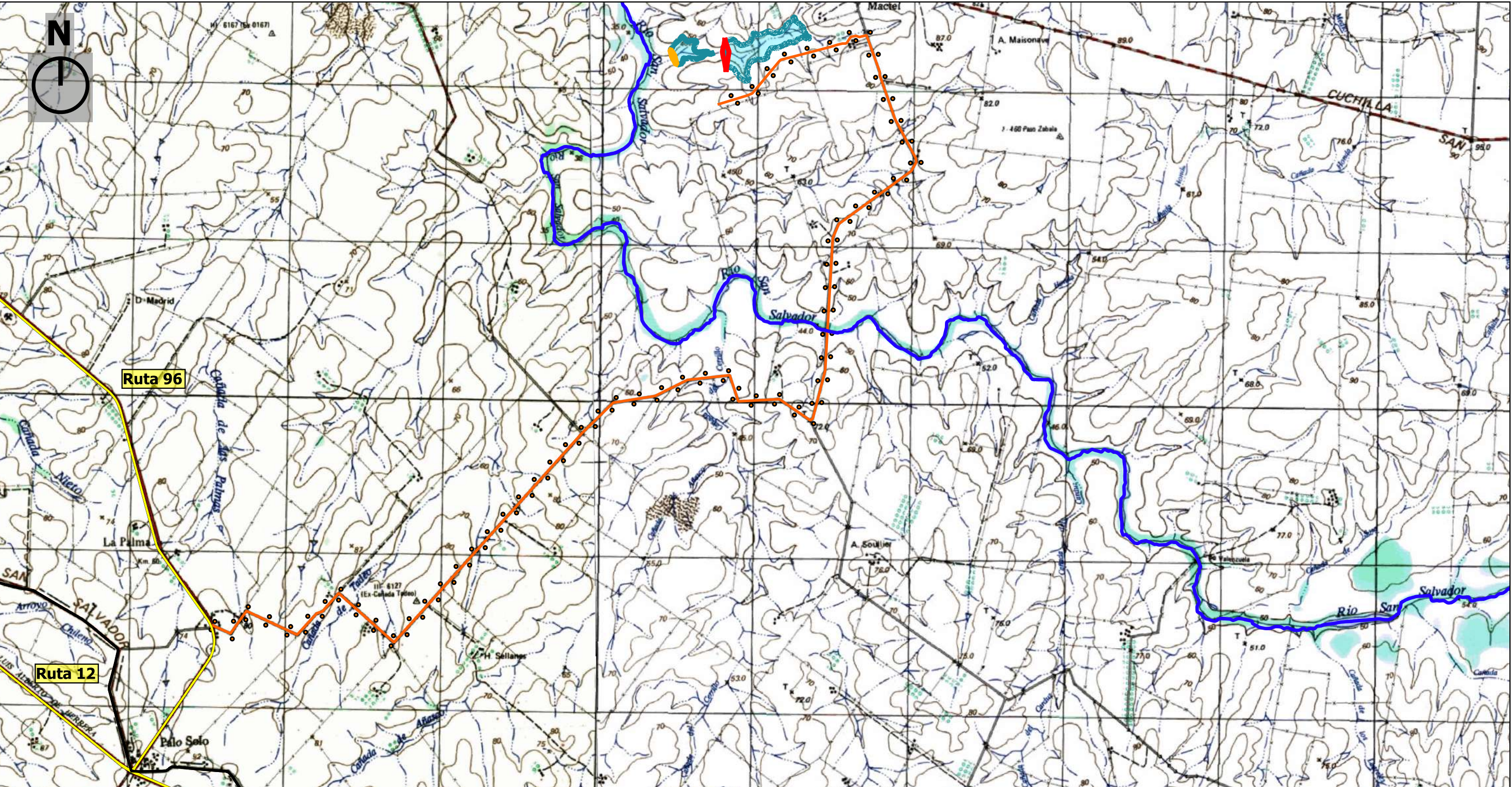
En este anexo se presentan las láminas del proyecto resumidas como se indica en la Tabla 15-75.

Tabla 15-75: Láminas del Proyecto

Lámina	Descripción
L01	Ubicación General del emprendimiento agrícola del proyecto
L02	Ubicación Específica del emprendimiento agrícola del proyecto
L03	Represa proyectada
L04	Aliviadero 1 ubicado en la margen derecha
L05	Aliviadero 2 ubicado en la margen izquierda
L06	Detalle de la obra de toma de la represa proyectada
L07	Detalle de la obra de la obra de descarga en la represa existente
L08	Trazado de la impulsión del bombeo desde el río San Salvador
L09	Obra de toma y estación de bombeo en el río San Salvador

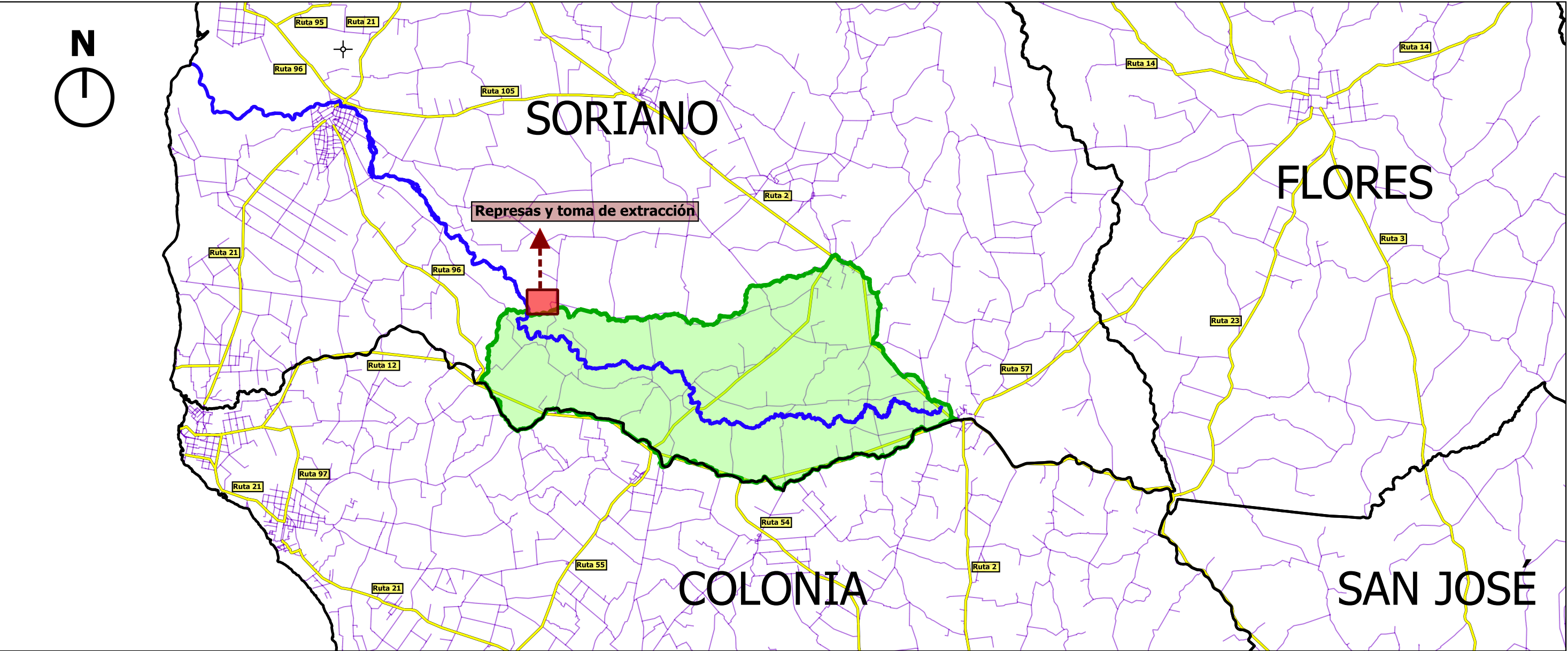
UBICACIÓN SOBRE CARTAS DEL IGM.

escala 1:50.000

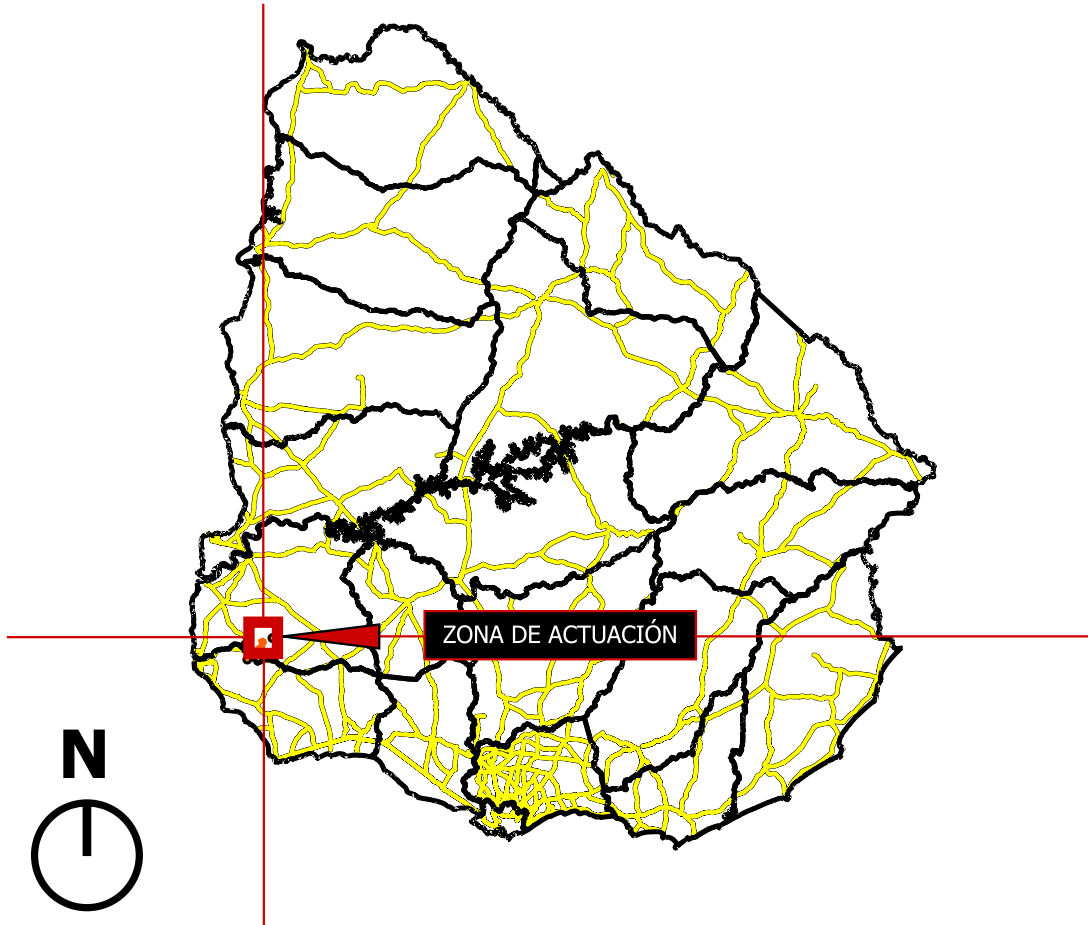


UBICACIÓN REGIONAL.

escala 1:500.000



UBICACIÓN NACIONAL. (escala 1:5.000.000)



REFERENCIAS

UBICACIÓN REGIONAL.

	RUTAS NACIONALES		RÍO SAN SALVADOR
	CÁMINOS DEPARTAMENTALES		CUENCA DE APORTE A LA TOMA DE EXTRACCIÓN
	LÍMITE DEPARTAMENTAL		

UBICACIÓN SOBRE CARTAS DEL IGM.

	RECORRIDO DE ACCESO		ESPEJO DE AGUA EMBALSADA
	REPRESA 1		RÍO SAN SALVADOR
	REPRESA 2		RUTAS NACIONALES

UBICACIÓN NACIONAL.

	LÍMITE DEPARTAMENTAL		RUTAS NACIONALES
--	----------------------	--	------------------

NOTAS

La cuenca de la toma de extracción mostrada en la Ubicación Regional tiene 935,6 hectáreas.

DESCRIPCÓN DE ACCESO:
Desde la localidad de Palo Solo, Soriano; por Ruta Nacional N° 96 tomar el desvío a la derecha en el kilómetro 1,8. Recorrer caminería departamental por 15,7 kilómetros e ingresar a camino vecinal a la izquierda en estancia "La Solana" por 2,2 kilómetros. El código de los caminos departamentales de acceso son, en orden: UYSO0056 y UYSO0305.

PROYECTO FINAL DE CARRERA
Diseño de un sistema de riego en la cuenca del río San Salvador

CONTENIDO: Planta de ubicación		GRUPO DE PROYECTO: Facundo Galletta Luciano López Nicolás Castro		L01
TUTORES: Ing. Raúl López Ing. Alejandra de Vera Ing. Christian Chreties				
	ESCALA: indicada	Dic. 2024	VERSIÓN: 2	

UBICACIÓN DE PADRONES

escala 1:50.000

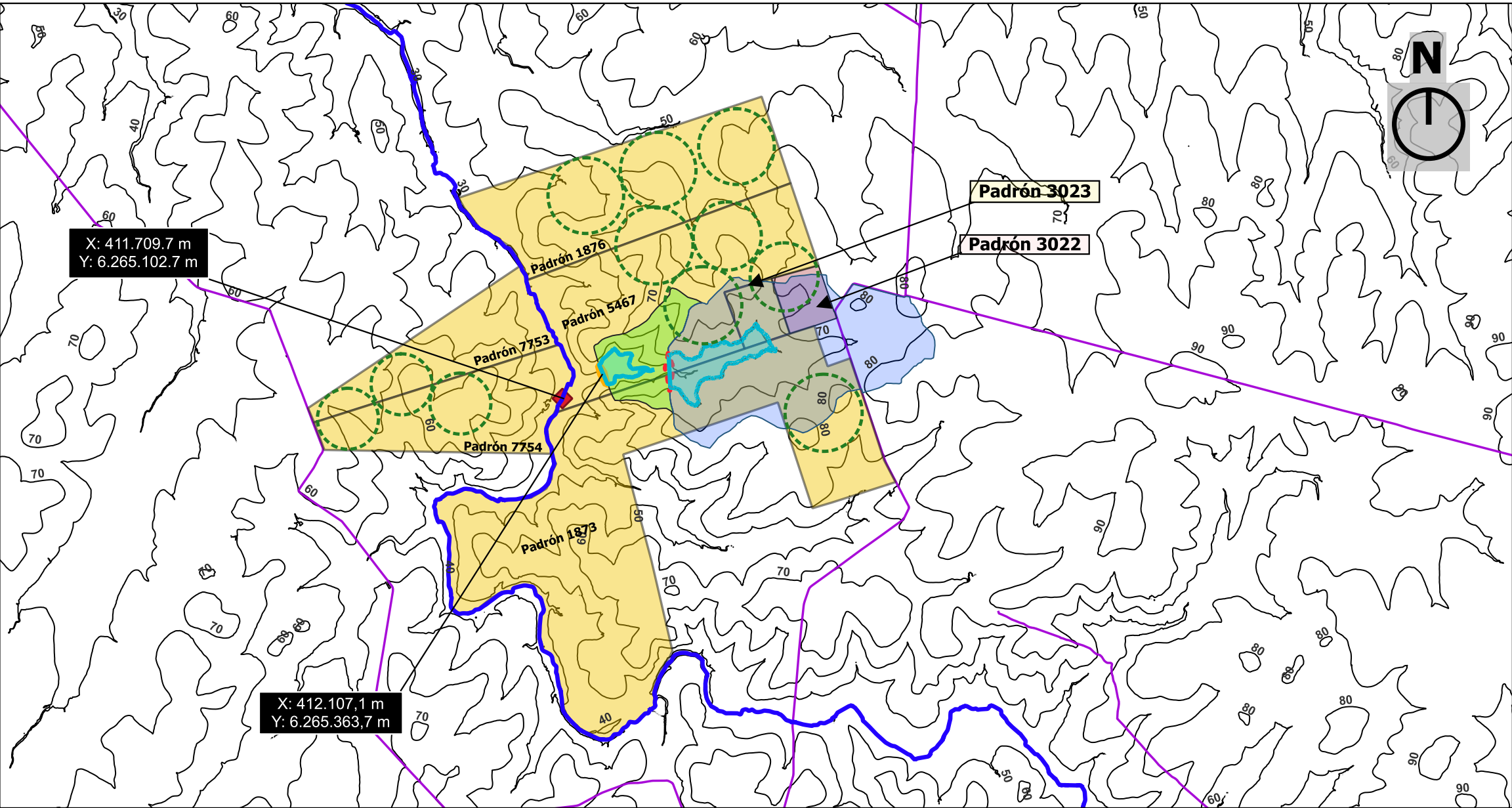
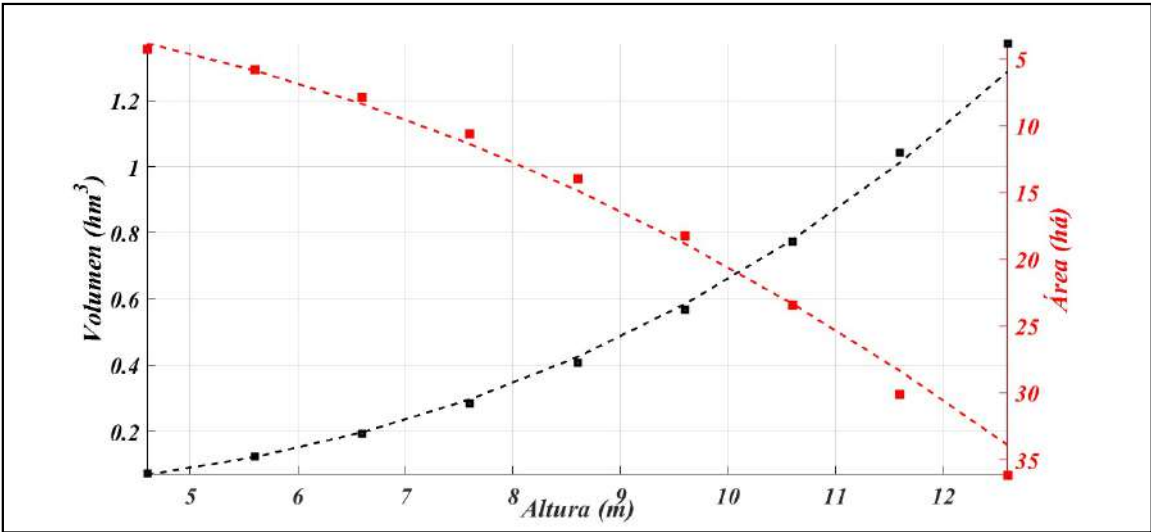


TABLA DE CATASTRO					
PADRÓN	SEC/LOC CATASTRAL	DEPARTAMENTO	ÁREA PADRÓN (há)	ÁREA AFECTADA POR RIEGO (há)	ÁREA AFECTADA POR EMBALSE (há)
5467	6	SORIANO	294	147.4	0
1873	6	SORIANO	620	45.2	6.3
7753	6	SORIANO	123	29.1	0
7754	6	SORIANO	166	51.9	0
1876	6	SORIANO	321	106.5	17.0
3023	6	SORIANO	28	4.6	4.8
3022	6	SORIANO	28	14.2	0

Gráfica de curvas H-A-V.



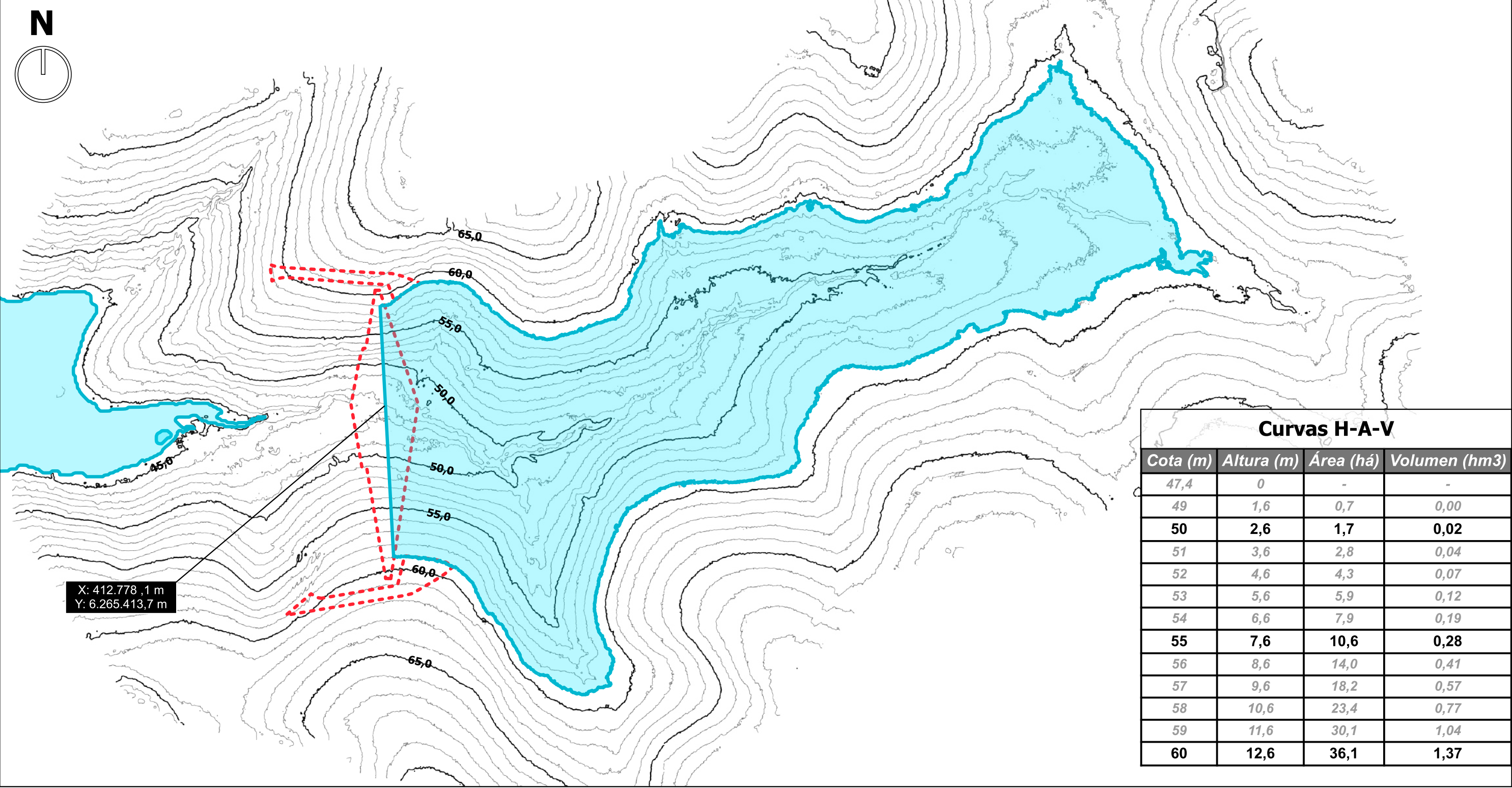
Ajuste H-V y H-A

$V(m^3) = 826,98 H(m)^{2,9}$, $R = 0,9987$

$A(m^2) = 1421 H(m)^{2,16}$, $R = 0,9974$

UBICACIÓN DE ÁREA INUNDADA.

escala 1:5.000



Curvas H-A-V			
Cota (m)	Altura (m)	Área (há)	Volumen (hm3)
47,4	0	-	-
49	1,6	0,7	0,00
50	2,6	1,7	0,02
51	3,6	2,8	0,04
52	4,6	4,3	0,07
53	5,6	5,9	0,12
54	6,6	7,9	0,19
55	7,6	10,6	0,28
56	8,6	14,0	0,41
57	9,6	18,2	0,57
58	10,6	23,4	0,77
59	11,6	30,1	1,04
60	12,6	36,1	1,37

REFERENCIAS

UBICACIÓN DE PADRONES.

	PADRONES PROPIEDAD DEL SOLICITANTE		CUENCA DE APORTE A REPRESA 2
	PADRONES LINDEROS		CUENCA DE APORTE A REPRESA 1
	REPRESA 1		ESPEJO DE AGUA EMBALSADA
	SILUETA REPRESA 2		PIVOTS
	CURVAS DE NIVEL CADA 10 METROS		CAMINERÍA DEPARTAMENTAL
	RÍO SAN SALVADOR		TOMA DE EXTRACCIÓN

UBICACIÓN DE AREA INUNDADA

	ESPEJO DE AGUA EMBALSADA		CURVAS DE NIVEL CADA 1 METRO.
	SILUETA REPRESA 2 Y ALIVIADEROS		

NOTAS

Las cuencas de la Represa 1 y Represa 2 mostradas en la UBICACIÓN DE PADRONES tienen un área de 63,7 y 316,3 hectáreas respectivamente.

En la UBICACIÓN DE PADRONES las curvas de nivel fueron obrenidas de IDEuy, mientras que en la UBICACIÓN DE ÁREA INUNDADA las curvas de nivel fueron obtenidas del relevamiento de dron en la zona de interés.

Todas las coordenadas geográficas indicadas refieren a la proyección UTM zona 21S. Mientras que las cotas altimétricas están referidas al cero oficial.

PROYECTO FINAL DE CARRERA
Diseño de un sistema de riego en la cuenca del río San Salvador

CONTENIDO:
Planta de ubicación específica y afectaciones.

TUTORES:
Ing. Raúl López
Ing. Alejandra de Vera
Ing. Christian Chreties

GRUPO DE PROYECTO:
Facundo Galletta
Luciano López
Nicolás Castro

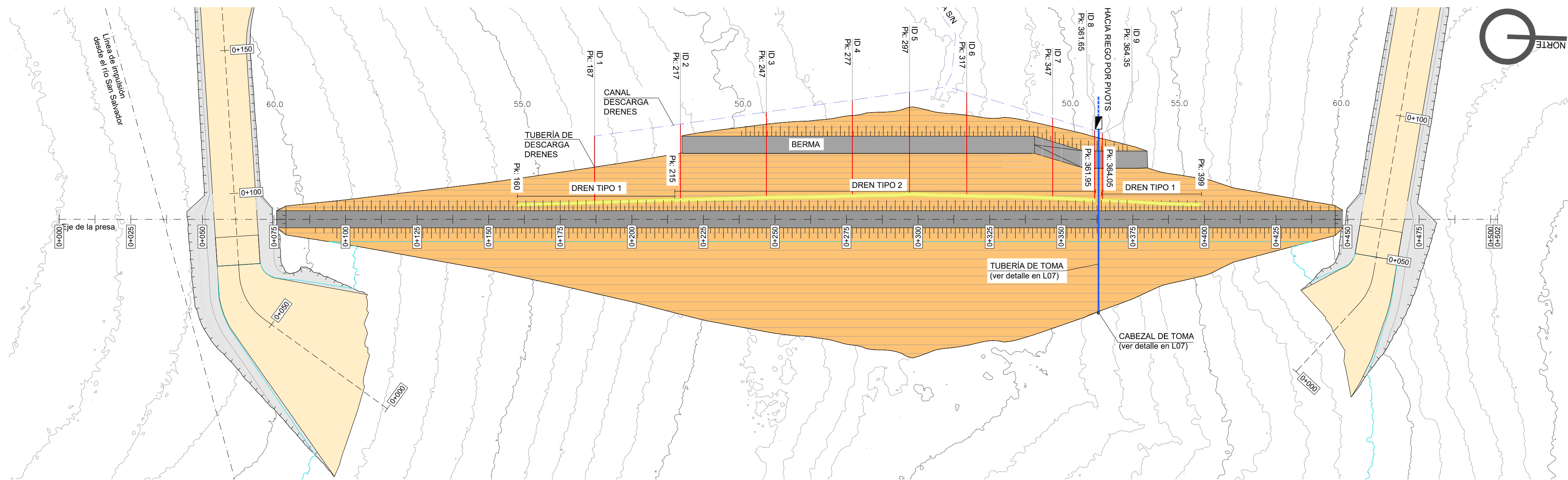
ESCALA:
indicada
Dic. 2024

L02

VERSIÓN:
2

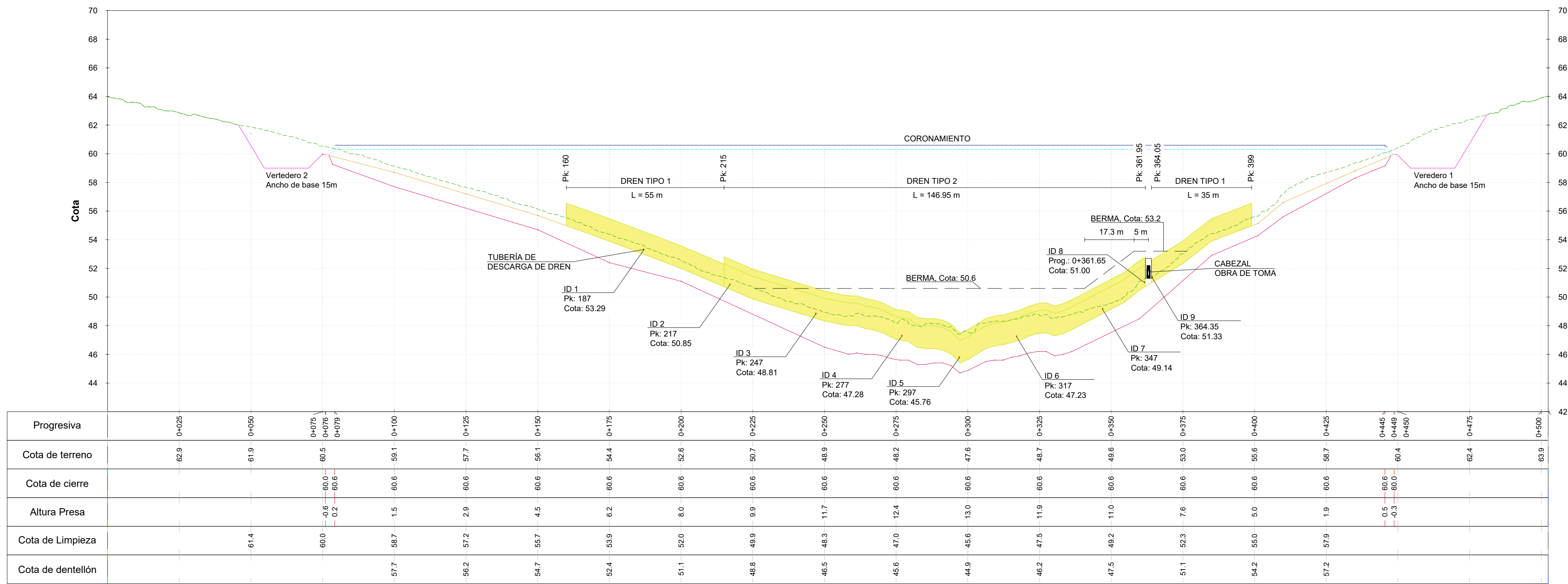
PLANTA EMBALSE

escala 1.1000



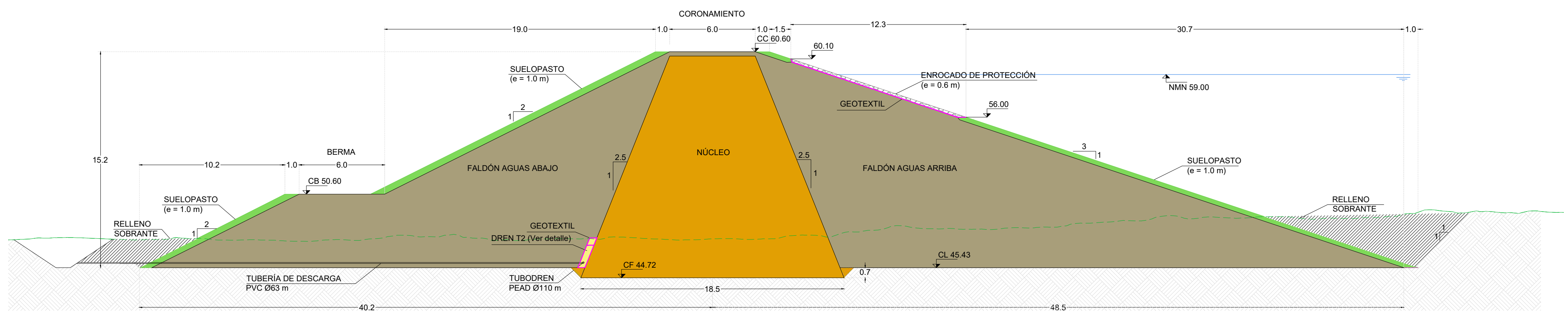
PERFIL LONGITUDINAL

escalas H 1.1000 / V 1.200



PERFIL TRANSVERSAL EN SECCIÓN DE MÁXIMA ALTURA

escalas H 1.200 / V 1.200



REFERENCIAS ALTIMÉTRICAS

SÍMBOLO	DENOMINACIÓN	SÍMBOLO	DENOMINACIÓN
---	Perfil del terreno	---	Perfil de limpieza
---	Perfil del coronamiento	---	Vertedero
---	Perfil del dentellón	---	Dren

REFERENCIAS PLANI-MÉTRICAS

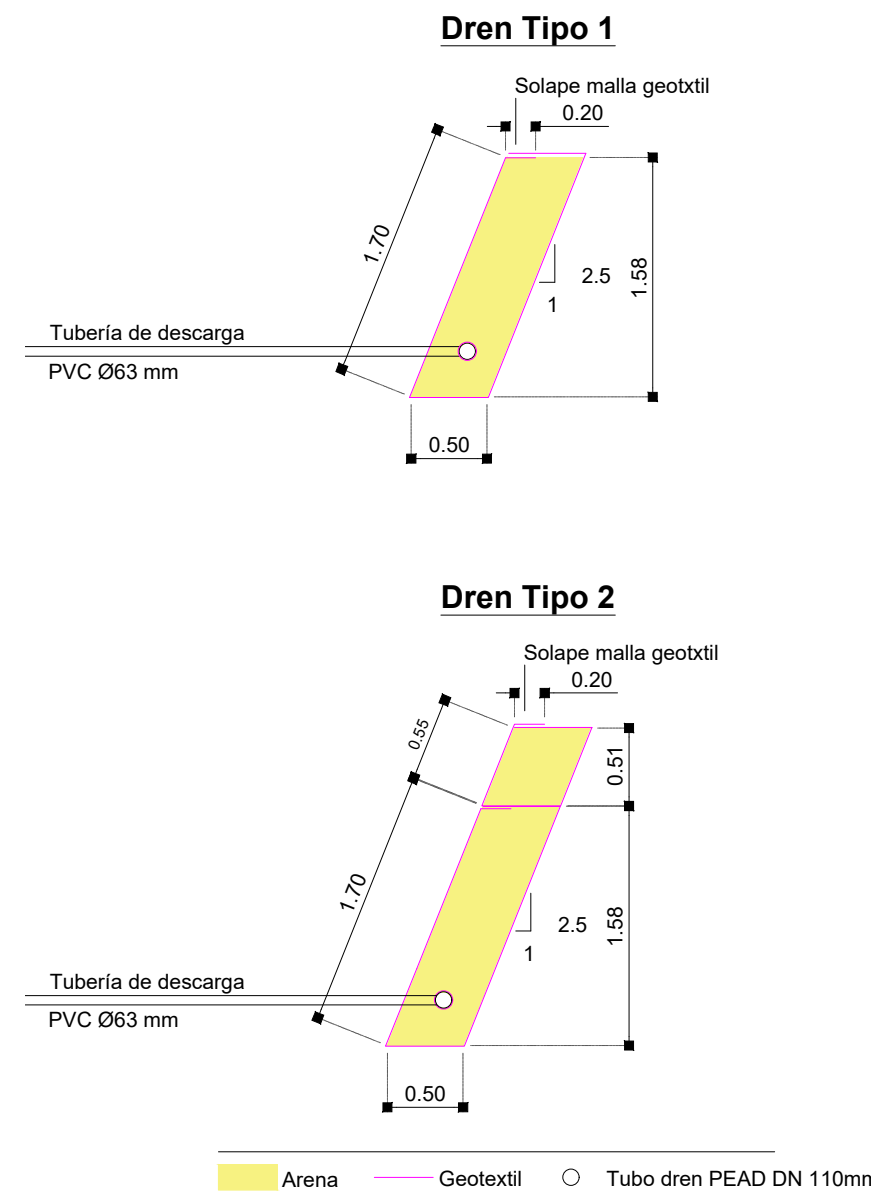
SÍMBOLO	DENOMINACIÓN	SÍMBOLO	DENOMINACIÓN
---	Curvas de nivel cada 5 metros	---	Eje de la Presa
---	Curvas de nivel cada 1 metro	---	Eje de Vertedero
---	Coronamiento Presa	---	Fondo de Vertedero
---	Faldones	---	Talud de Vertedero
---	Agua embalsada a NMN	---	Dren

TABLA DE VOLÚMENES DE MOVIMIENTO DE SUELO

DESCRITOR	VOLUMEN (m)
Limpieza del terreno (desmonte)	16551
Faldones y Berma (terraplén)	72836
Núcleo (terraplén)	34228
Suelopasto (terraplén)	14752
Vertedero 1 (desmonte)	14752
Vertedero 2 (desmonte)	14752

DETALLE DREN

ESCALA 1.50



NOTAS

LAS COTAS ALTIMÉTRICAS SON EN METROS, EXPRESADAS EN EL CERO OFICIAL
NMN: NIVEL MÁXIMO NORMAL
CC: COTA DE CORONAMIENTO
CL: COTA DE LIMPIEZA
CF: COTA DE FUNDACIÓN
CB: COTA DE LA BERMA

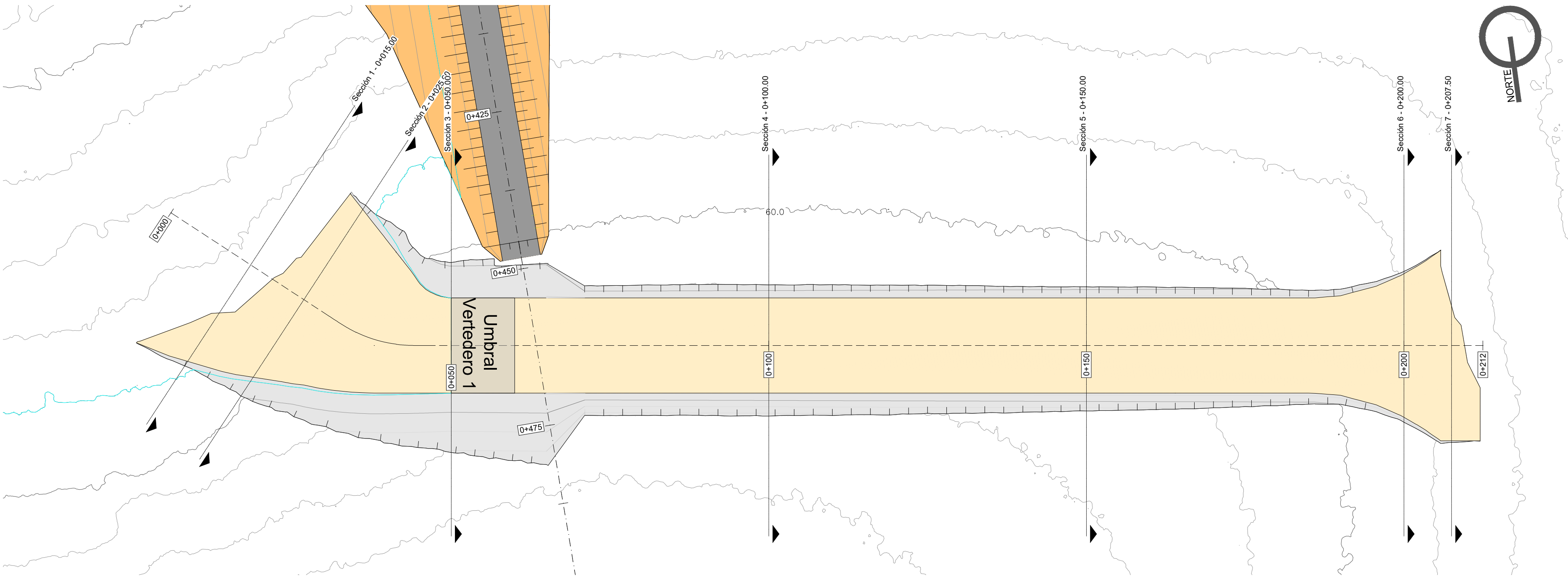
PROYECTO FINAL DE CARRERA

Diseño de un sistema de riego en la cuenca del río San Salvador

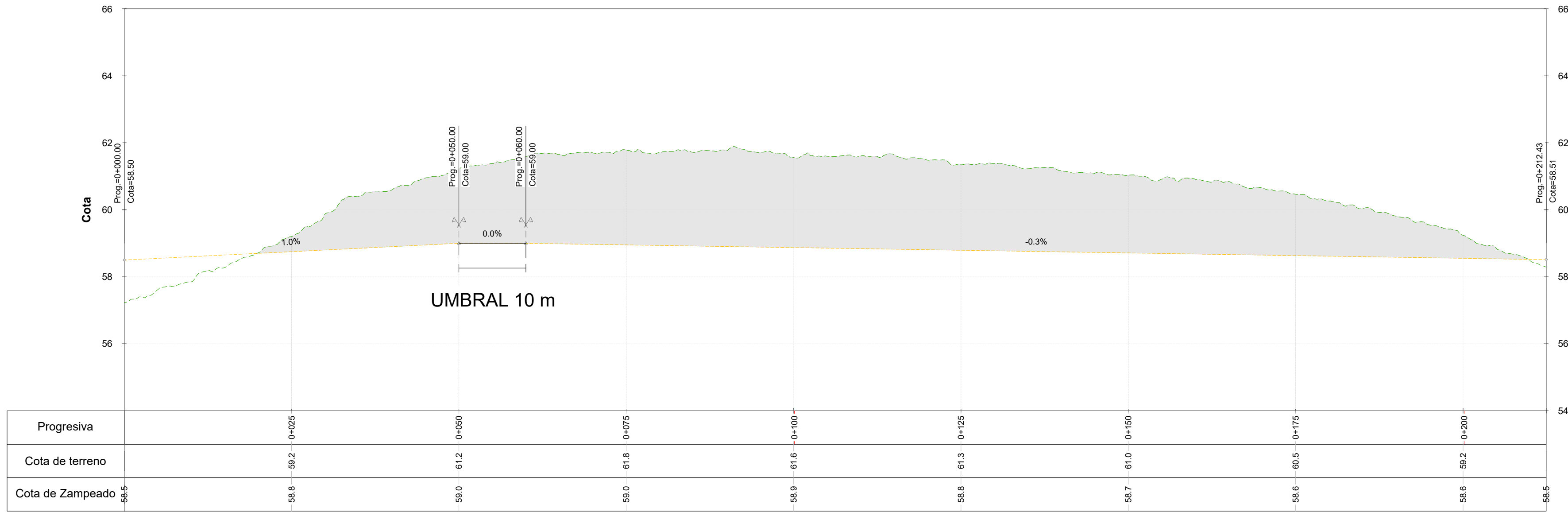
CONTENIDO: Planta, Perfil Longitudinal y Transversal de la Represa	LÁMINA:
TUTORES: Ing. Raúl López Ing. Alejandra de Vera Ing. Christian Chreties	GRUPO DE PROYECTO: Facundo Galletta Luciano López Nicolás Castro
ESCALA: Indicada	FECHA: Dic. 2024
VERSIÓN:	1

L03

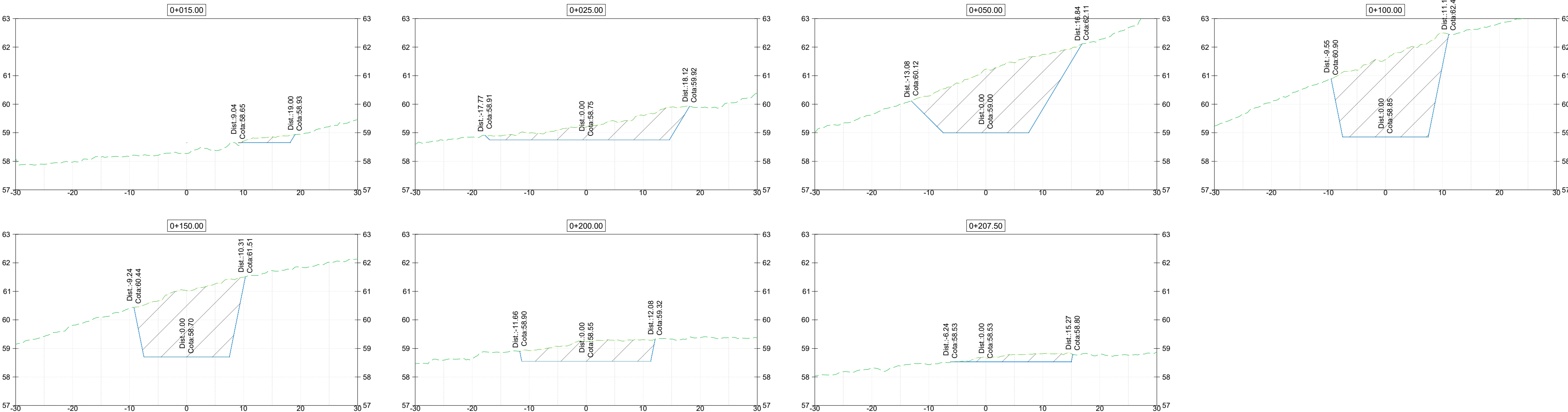
PLANTA VERTEDERO 1
escala 1.500



PERFIL ALTIMÉTRICO VERTEDERO 1
escalas H 1.500 / V 1.100



PERFILES TRANSVERSALES VERTEDERO 1
escalas H 1.500 / V 1.100



REFERENCIAS ALTIMÉTRICAS

SÍMBOLO	DENOMINACIÓN	SÍMBOLO	DENOMINACIÓN
	Perfil del terreno		Perfil del dentellón

REFERENCIAS PLANIMÉTRICAS

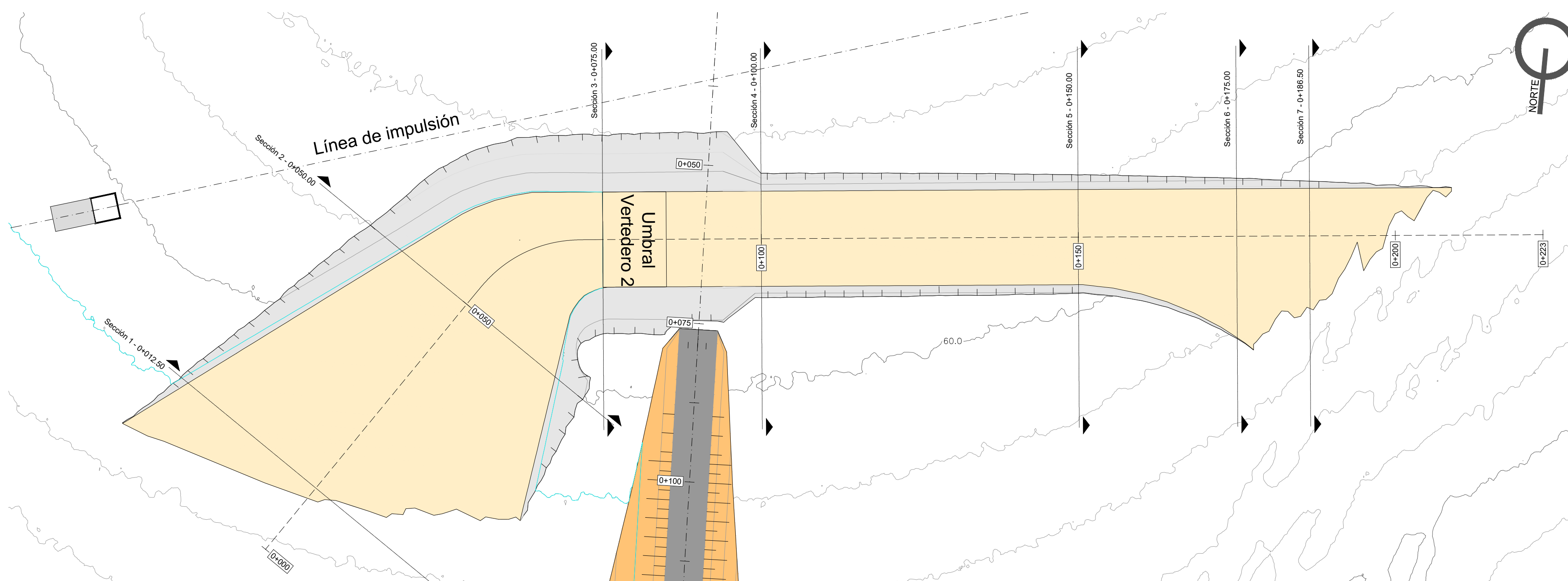
SÍMBOLO	DENOMINACIÓN	SÍMBOLO	DENOMINACIÓN
	Curvas de nivel cada 5 metros		Eje de la Presa
	Curvas de nivel cada 1 metro		Eje de Vertedero
	Coronamiento Presa		Fondo de Vertedero
	Faldones		Talud de Vertedero
	Agua embalsada a NMN		

NOTAS

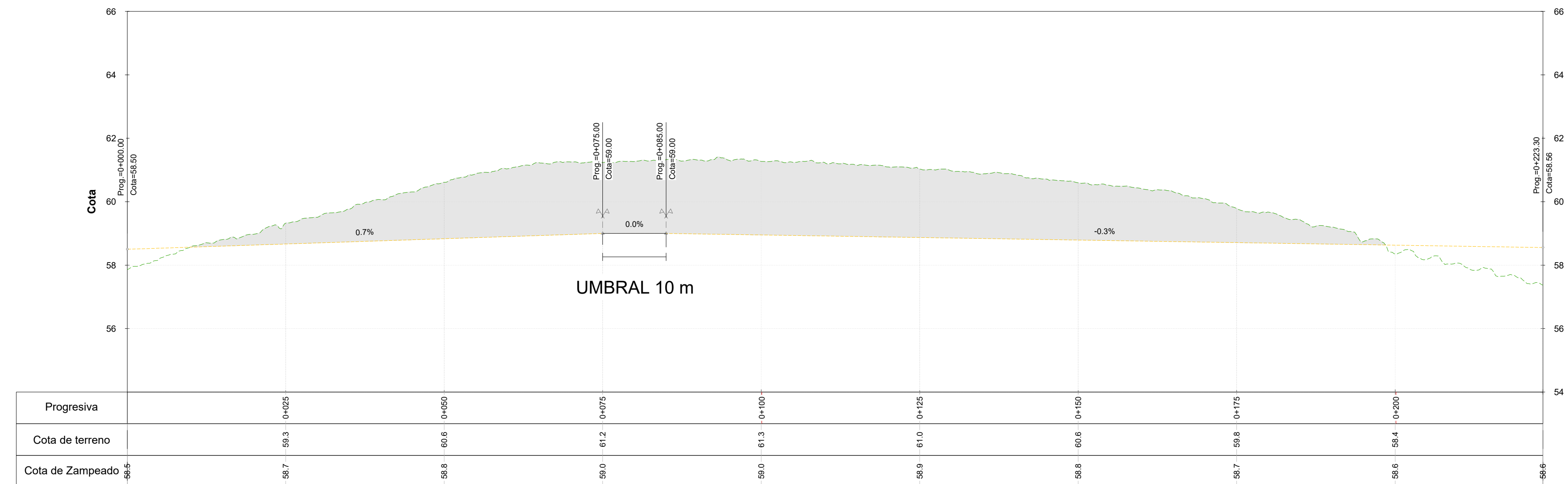
LAS COTAS ALTIMÉTRICAS SON EN METROS, EXPRESADAS EN EL CERO OFICIAL

PROYECTO FINAL DE CARRERA
Diseño de un sistema de riego en la cuenca del río
San Salvador

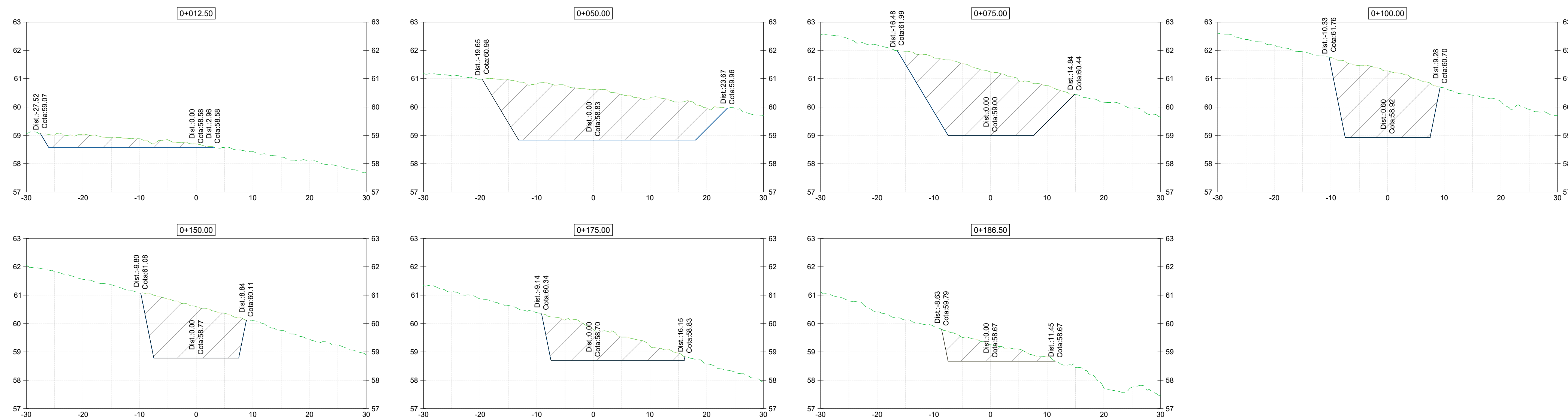
CONTENIDO: Planta, Perfil Longitudinal y Transversal de Vertedero 1	LÁMINA: L04
TUTORES: Ing. Raúl López Ing. Alejandra de Vera Ing. Christian Chreties	GRUPO DE PROYECTO: Facundo Galletta Luciano López Nicolás Castro
ESCALA: Indicada	FECHA: Dic. 2024
VERSIÓN: 1	

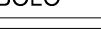
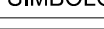


PERFIL ALTIMÉTRICO VERTEDERO 2



PERFILES TRANSVERSALES VERTEDERO 2



REFERENCIAS ALTIMÉTRICAS			
SÍMBOLO	DENOMINACIÓN	SÍMBOLO	DENOMINACIÓN
	Perfil del terreno		Perfil del dentellón
REFERENCIAS PLANIMÉTRICAS			
SÍMBOLO	DENOMINACIÓN	SÍMBOLO	DENOMINACIÓN
	Curvas de nivel cada 5 metros		Eje de la Presa
	Curvas de nivel cada 1 metro		Eje de Vertedero
	Coronamiento Presa		Fondo de Vertedero
	Faldones		Talud de Vertedero
	Agua embalsada a NMN		

NOTAS

LAS COTAS ALTIMÉTRICAS SON EN METROS, EXPRESADAS EN EL CERO OFICIAL

PROYECTO FINAL DE CARRERA
Diseño de un sistema de riego en la cuenca del río
San Salvador

CONTENIDO:
Planta, Perfil Longitudinal y Transversal de Vertedero 2

TUTORES:
Ing. Raúl López
Ing. Alejandra de Vera
Ing. Chirstian Chreties

GRUPO DE PROYECTO:
Facundo Galletta
Luciano López
Nicolás Castro

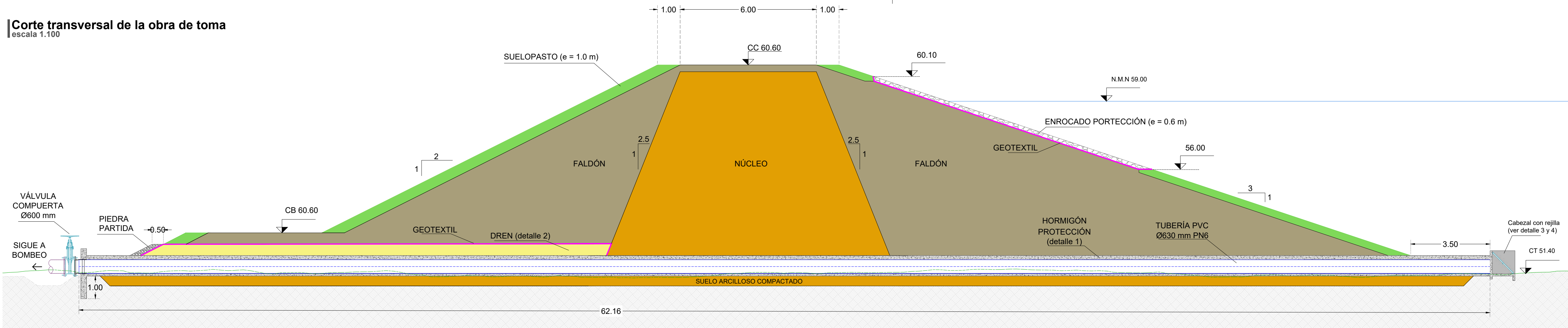
LÁMINA:

L05

VERSIÓN:	
----------	--

Corte transversal de la obra de toma

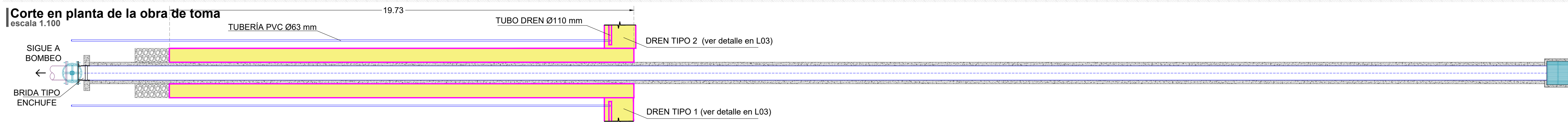
escala 1.100



REFERENCIAS	
SÍMBOLO	DENOMINACIÓN
	DREN DE ARENA
	ENROCADO Y PIEDRA PARTIDA DE CANTERA
	PIEDRA DE EXCAVACIÓN DE ALIVIADERO 1
	TERRENO NATURAL
	HORMIGÓN CORTADO
	HORMIGÓN VISTO
	ELEMENTOS ACERO
	ELEMENTOS HIERRO
	ELEMENTOS PLASTICOS

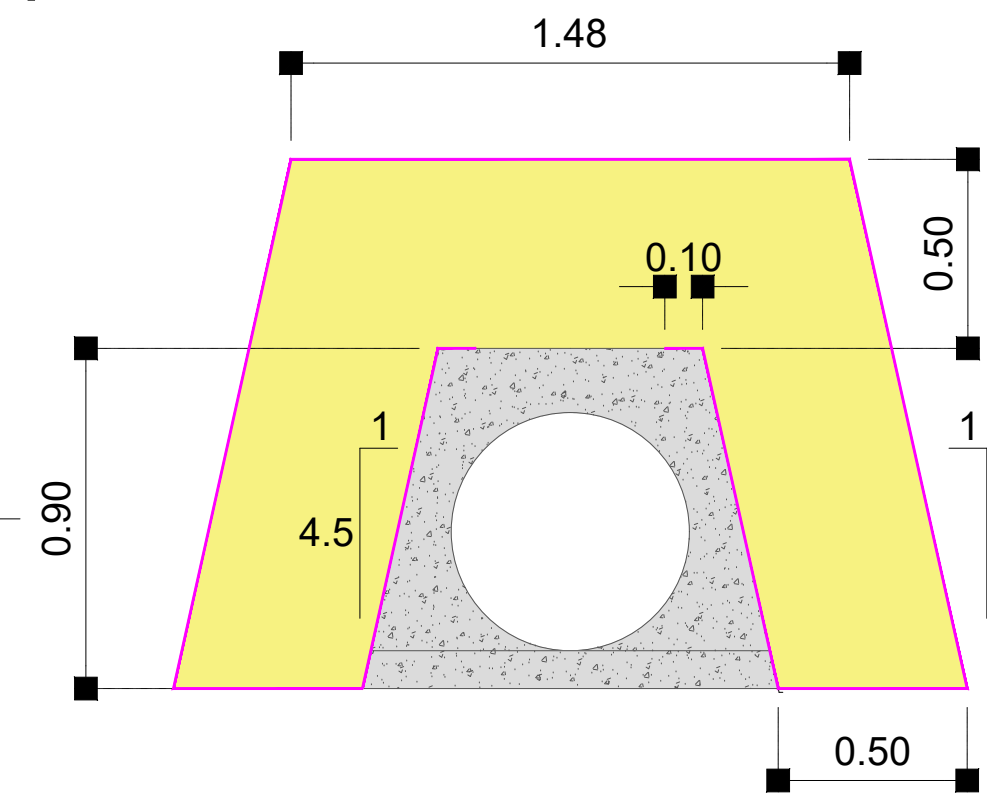
Corte en planta de la obra de toma

escala 1.100



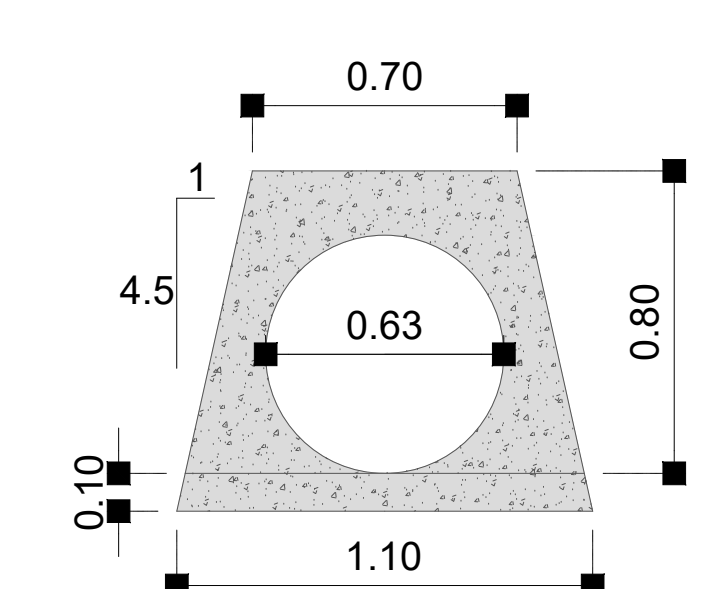
Detalle 2: Dren de la obra de toma

escala 1.20



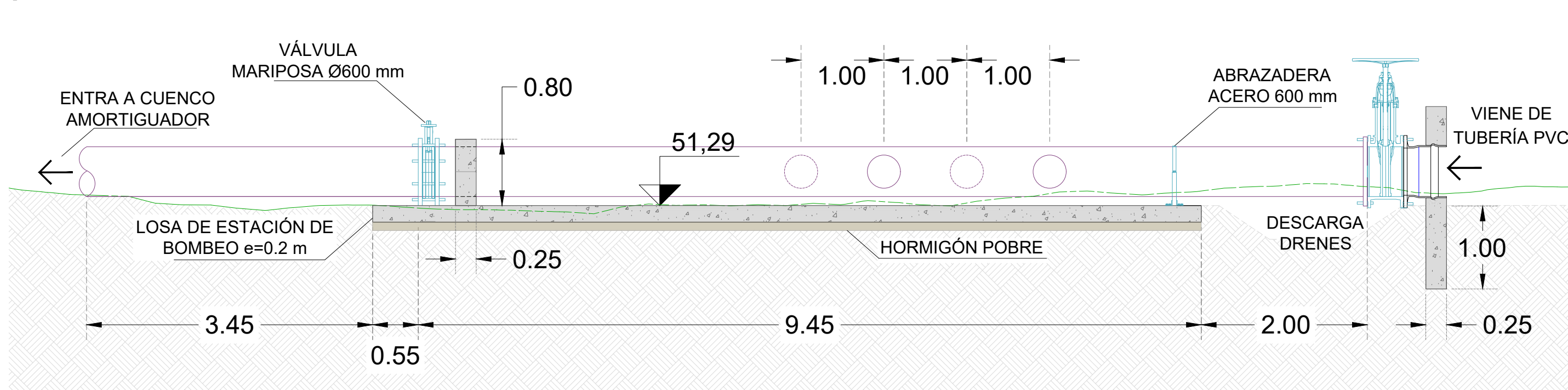
Detalle 1: Hormigón de protección

escala 1.20



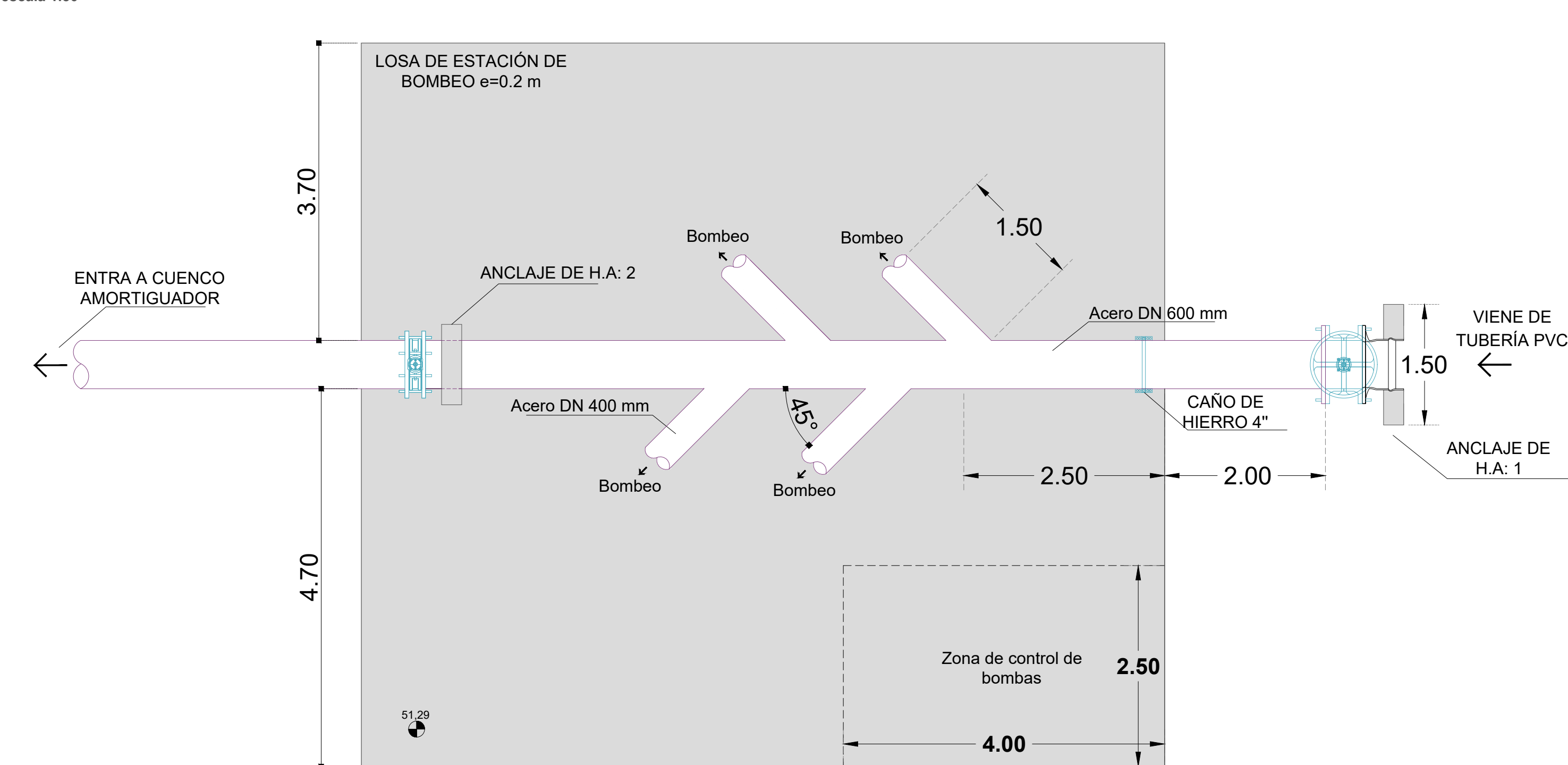
Corte estación de bombeo y descarga

escala 1.50



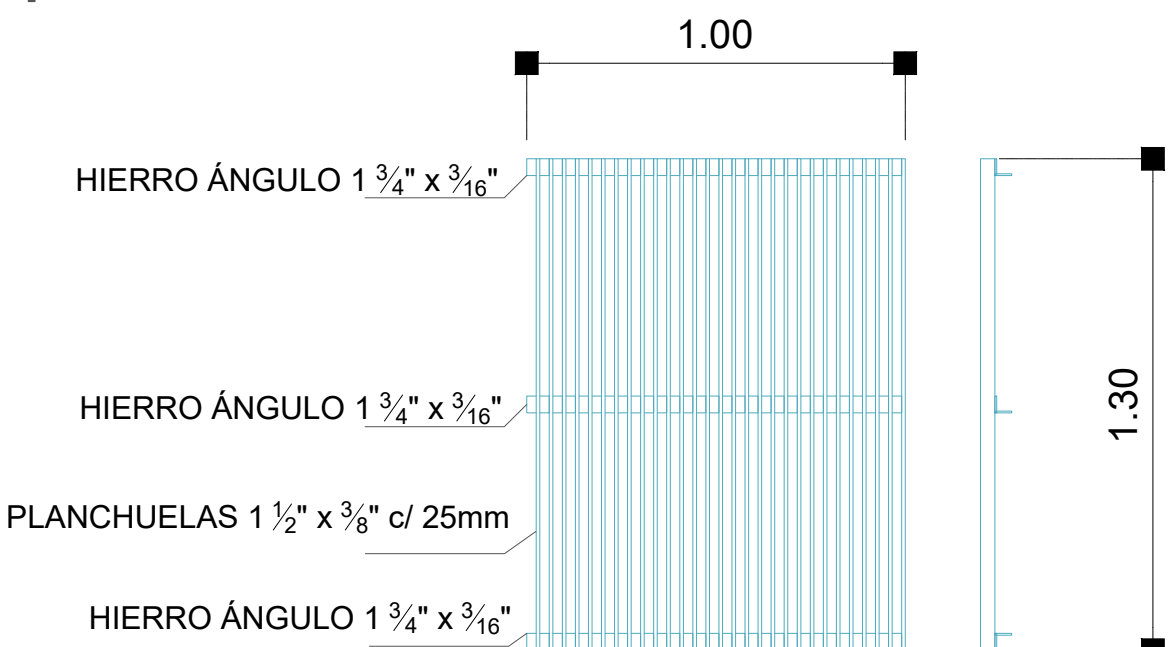
Planta estación de bombeo y descarga

escala 1.50



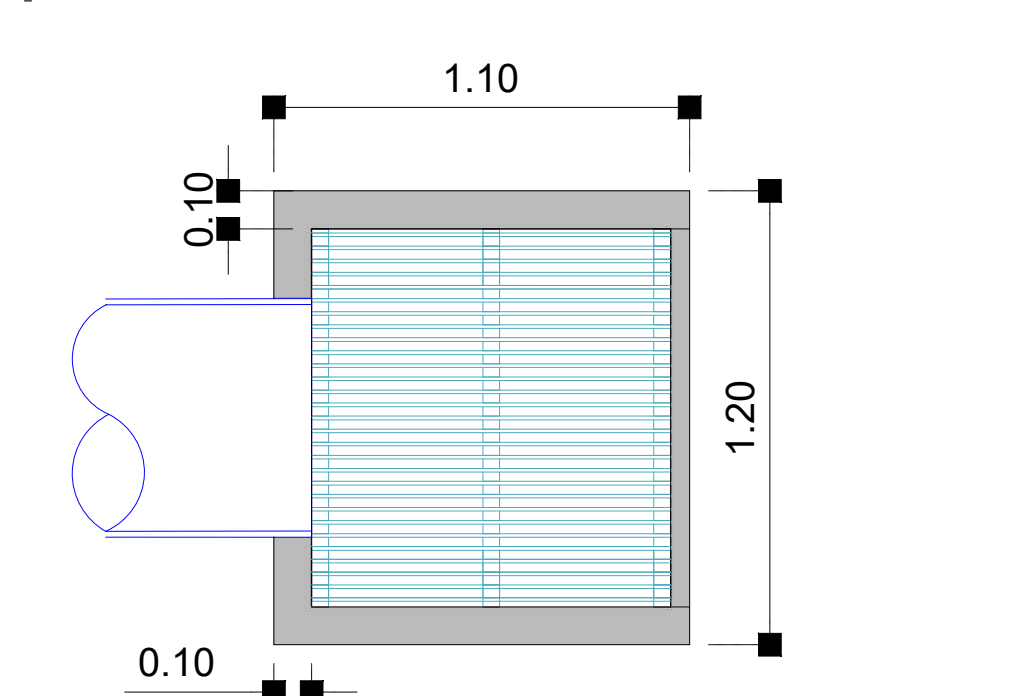
Detalle 3: Rejilla

escala 1.20



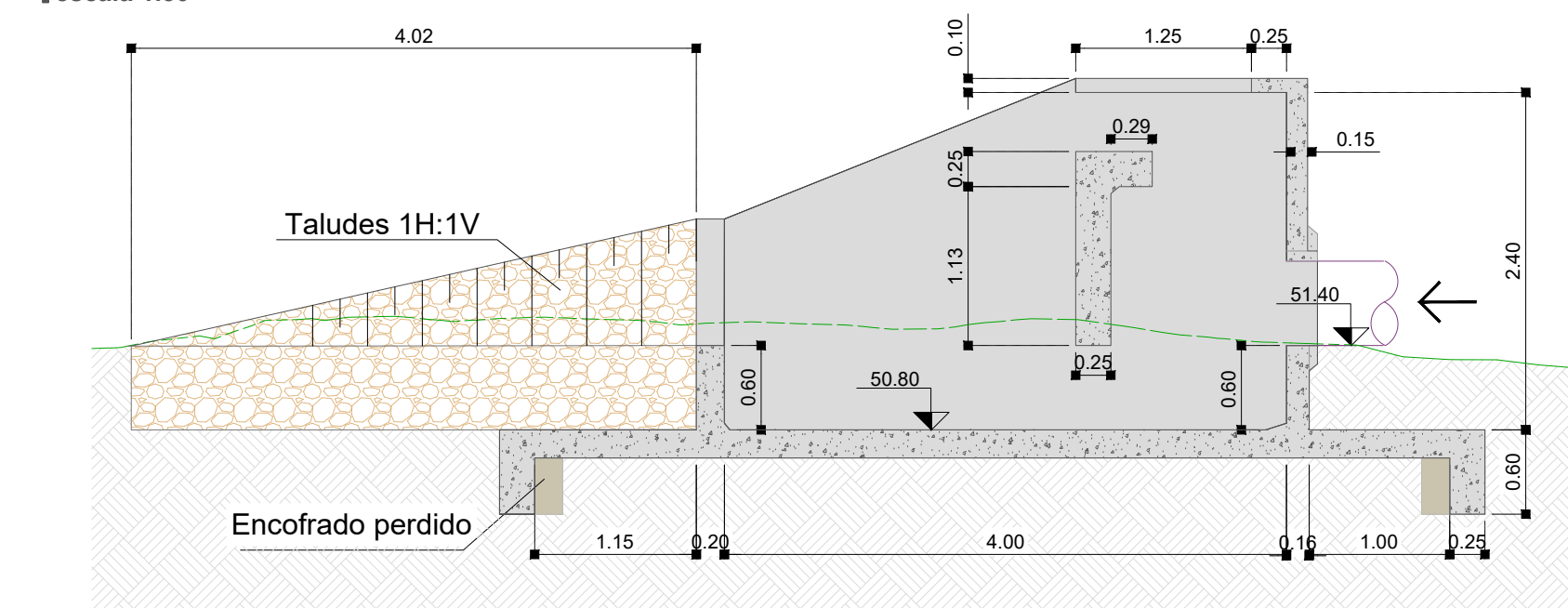
Detalle 4: Planta cabezal con rejilla

escala 1.20



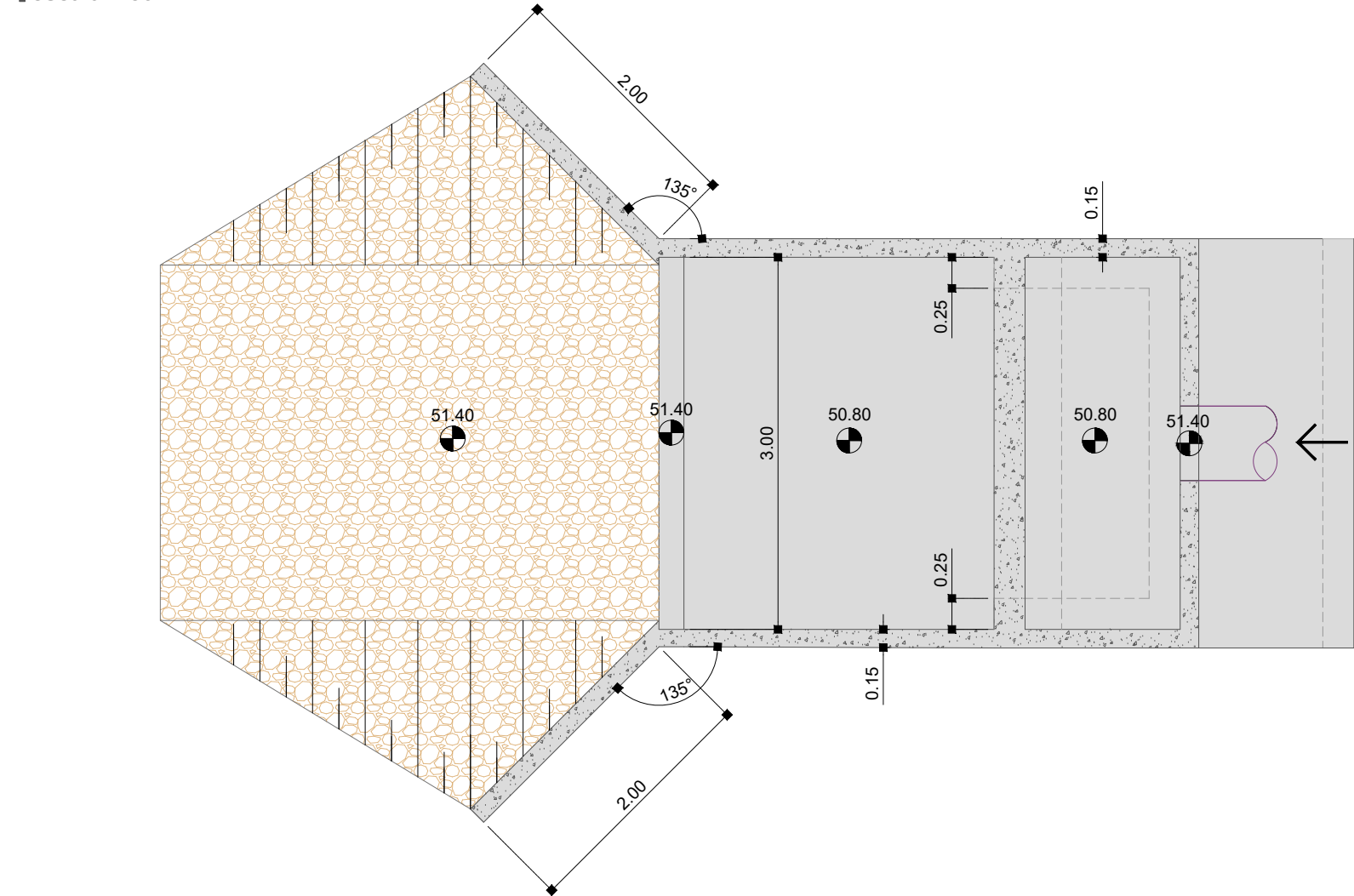
Corte cuenco amortiguador

escala 1.50



Corte en planta cuenco amortiguador

escala 1.50



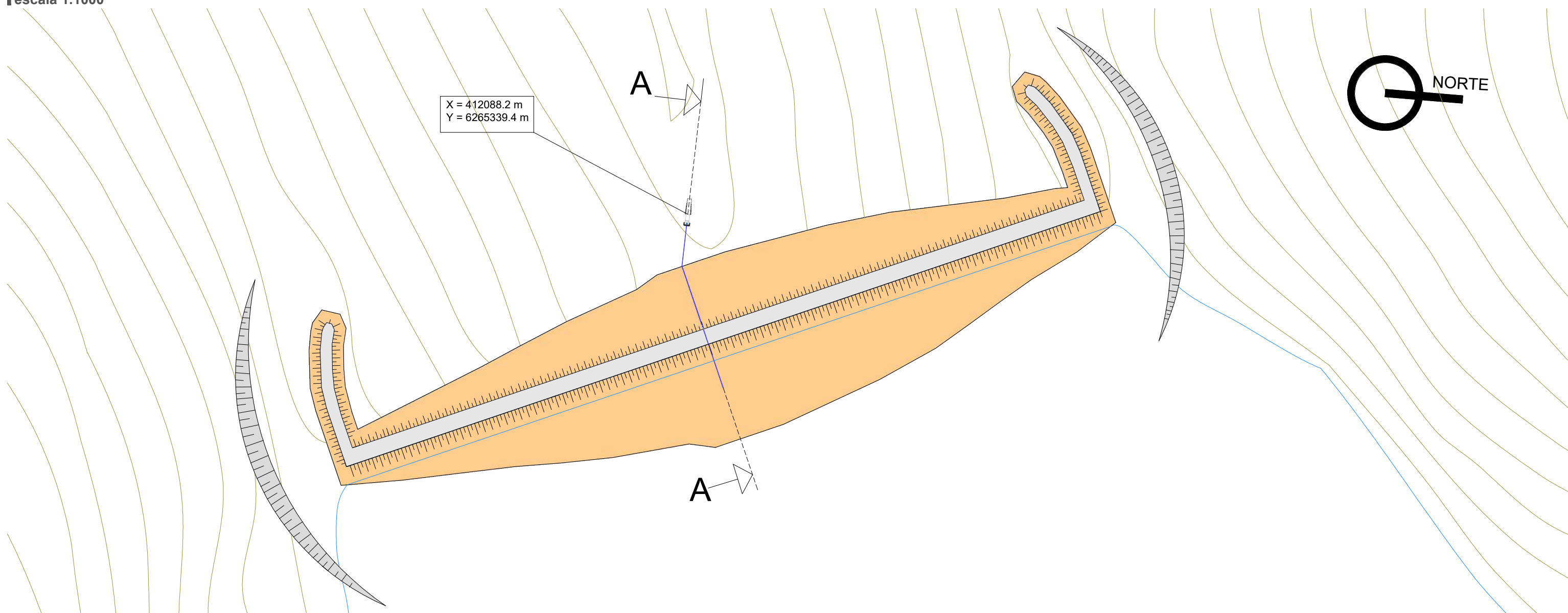
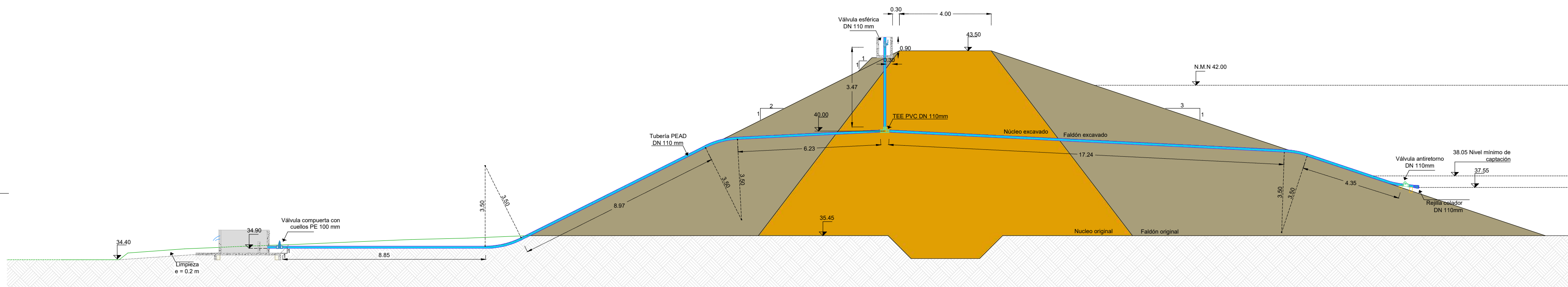
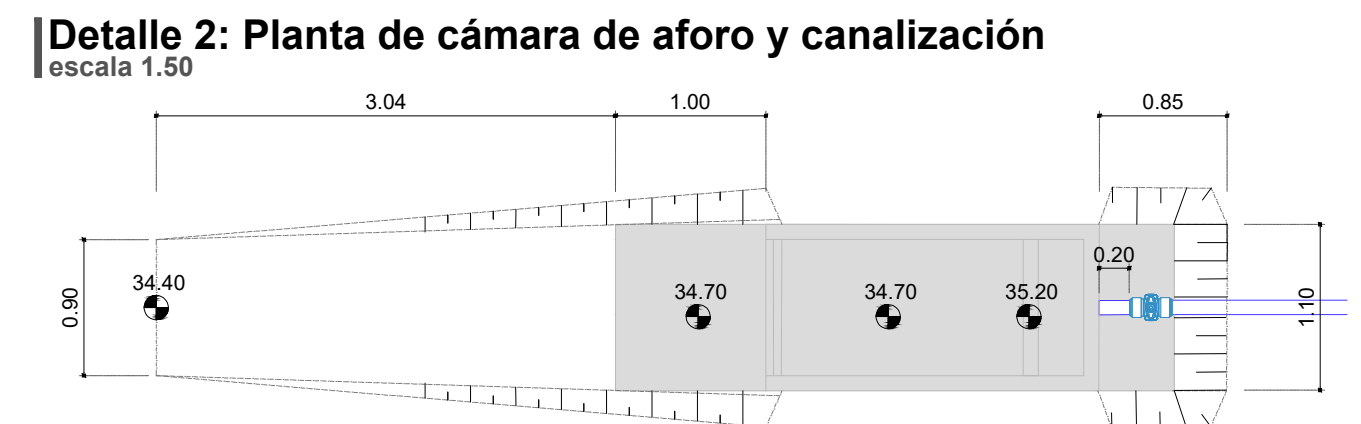
NOTAS

LAS COTAS ALTIMÉTRICAS SON EN METROS, EXPRESADAS EN EL CERO OFICIAL.
LOS ACOTADOS SON EN METROS.
SE UTILIZA EL MISMO GEOTEXTIL EN TODOS LOS ELEMENTOS: BDIM RT10.
PARA LOS ANCLAJES, "H.A." ES "HORMIGÓN ARMADO", SIENDO EL ANCLAJE "1" DE 0.25 m DE ESPESOR Y 1.5 m DE ANCHO, MIENTRAS QUE EL ANCLAJE "2" ES DE 0.25 m DE ESPESOR Y 1.0 m DE ANCHO.

PROYECTO FINAL DE CARRERA

Diseño de un sistema de riego en la cuenca del río San Salvador

CONTENIDO: Obra de toma y de descarga hacia embalse existente		LÁMINA:
TUTORES: Ing. Raúl López Ing. Alejandra de Vera Ing. Christian Chreties	GRUPO DE PROYECTO: Facundo Galletta Luciano López Nicolás Castro	L06
ESCALA: Indicada	FECHA: Dic. 2024	VERSIÓN: 1



REFERENCIAS

SÍMBOLO	DENOMINACIÓN	SÍMBOLO	DENOMINACIÓN
	Perfil del terreno natural		Faldón
	Hormigón visto		Núcleo
	Hormigón cortado		Elementos hierro
	Tubería PEAD		Elementos acero
	Elementos plásticos		

NOTAS

LAS COTAS ALTIMÉTRICAS SON EN METROS, EXPRESADAS RESPECTO AL CERO DE LOS PLANOS ORIGINALES DE LA REPRESA EXISTENTE DEL PROYECTO DE INGENIERÍA PRESENTADO POR "HG2 Agronomía y Riego" en 2013.

LOS ACOTADOS SON EN METROS.

TODOS LOS TRAMOS SE CONSTRUYEN CON EL MISMO TIPO DE TUBERÍA INDICADO.

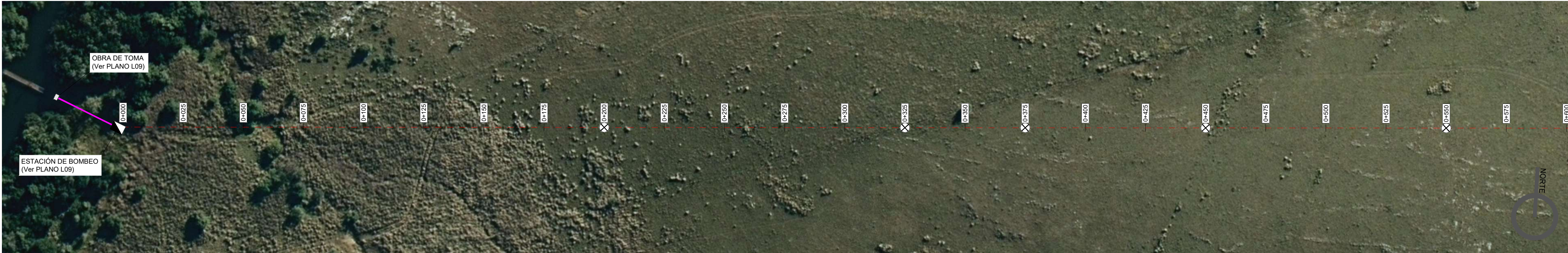
EN EL CANAL DE AFORO (DETALLE 1) SE INDICAN LÍNEAS CON LA ALTURA EN LA ZONA DE APROXIMACIÓN CORRESPONDIENTE AL CAUDAL AMBIENTAL DE CADA MES.

COORDENADAS INDICADAS REFERIDAS A UTM 21S

PROYECTO FINAL DE CARRERA Diseño de un sistema de riego en la cuenca del río San Salvador			
CONTENIDO: Represa Existente con sifón de descarga ambiental			LÁMINA: L07
TUTORES: Ing. Raúl López Ing. Alejandra de Vera Ing. Chirstian Chreties	GRUPO DE PROYECTO: Facundo Galletta Luciano López Nicolás Castro		
	ESCALA: Indicada	FECHA: Dic. 2024	VERSIÓN: 1

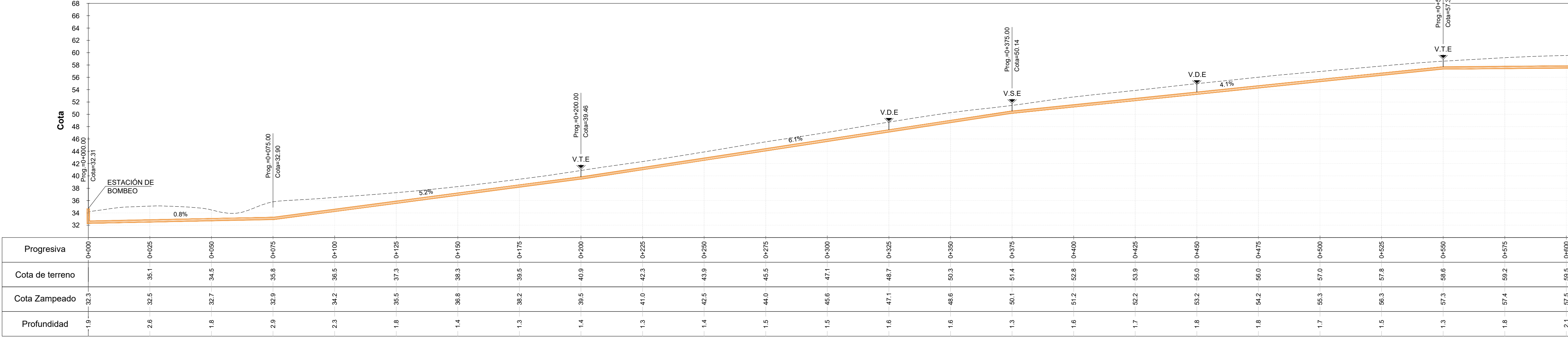
PLANTA LÍNEA DE IMPULSIÓN

escala 1.1000



PERFIL LONGITUDINAL

escalas H 1.1000 / V 1.200



REFERENCIAS ALTIMÉTRICAS

SÍMBOLO	DENOMINACIÓN	SÍMBOLO	DENOMINACIÓN
	Válvulas de aire		Tubería de impulsión
	Perfil del terreno		

REFERENCIAS PLANI-MÉTRICAS

SÍMBOLO	DENOMINACIÓN	SÍMBOLO	DENOMINACIÓN
	Curvas de nivel cada 5 metros		Línea de impulsión
	Curvas de nivel cada 1 metro		Estación de bombeo
	Válvulas de aire		

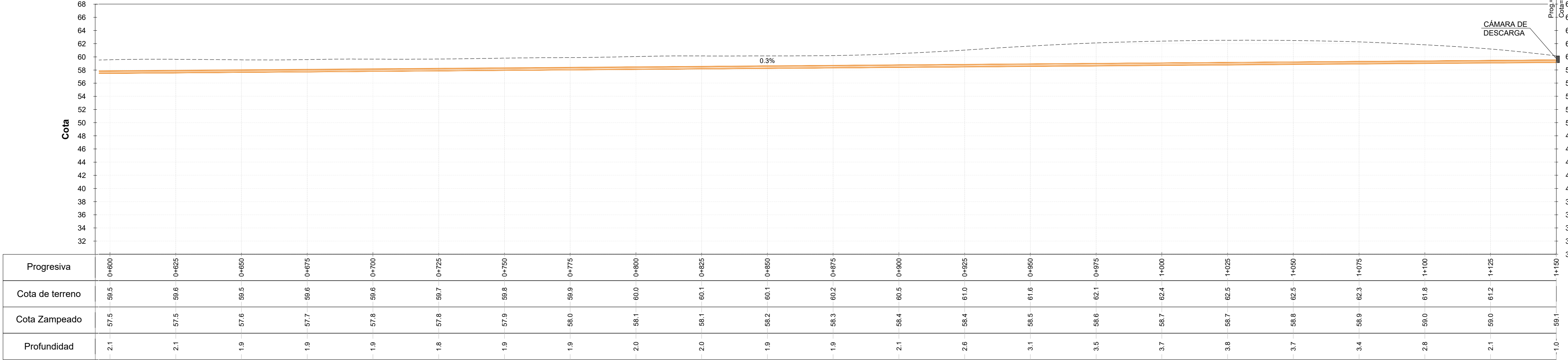
PLANTA LÍNEA DE IMPULSIÓN

escala 1.1000



PERFIL LONGITUDINAL

escalas H 1.1000 / V 1.200



NOTAS

LAS COTAS ALTIMÉTRICAS SON EN METROS, EXPRESADAS EN EL CERO OFICIAL
V.S.E.: VÁLVULA DE SIMPLE EFECTO
V.D.E.: VÁLVULA DE DOBLE EFECTO
V.T.E.: VÁLVULA DE TRIPLE EFECTO

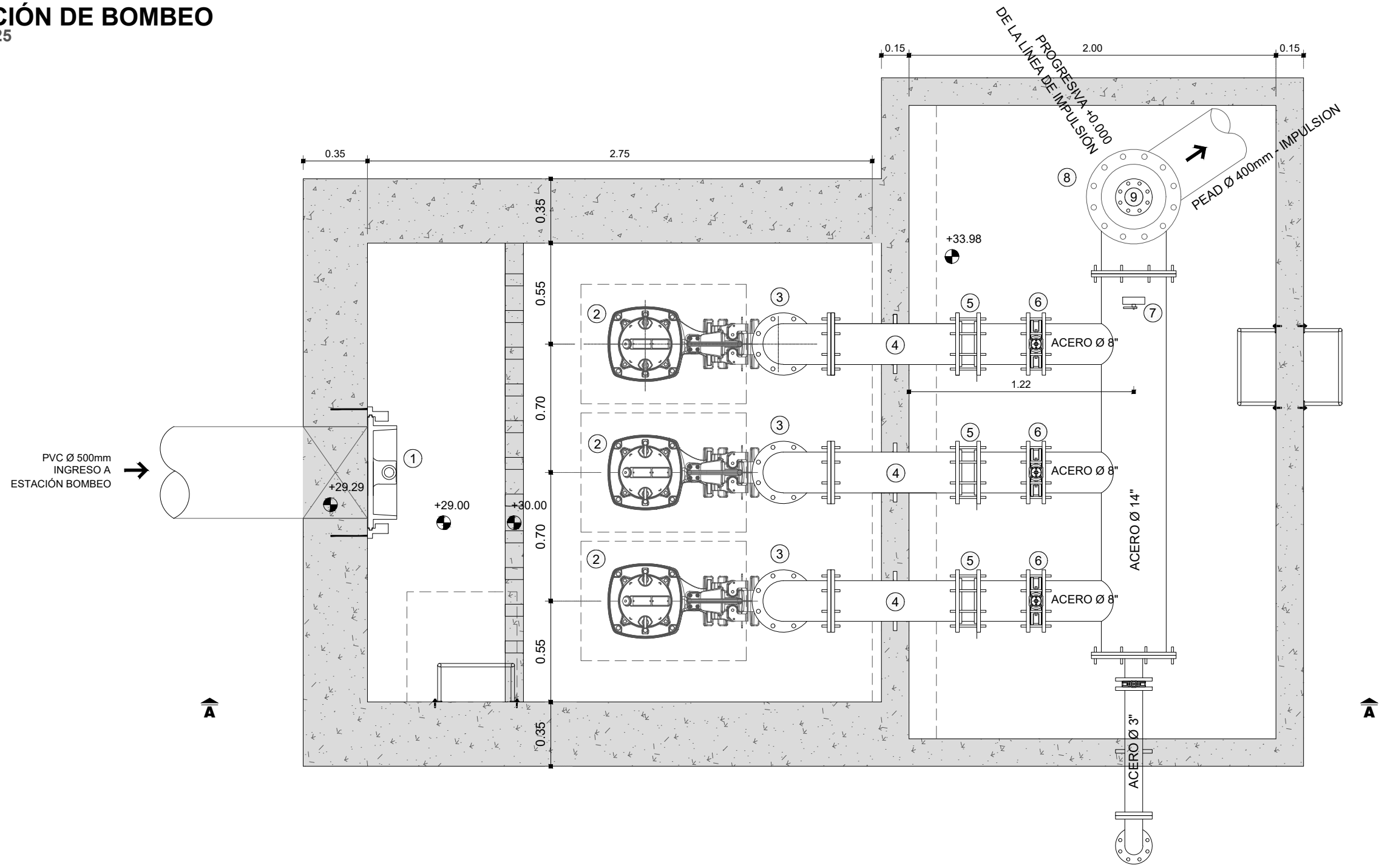
PROYECTO FINAL DE CARRERA
Diseño de un sistema de riego en la cuenca del río
San Salvador

CONTENIDO: Planta y Perfil Longitudinal Línea de Impulsión	LÁMINA:
TUTORES: Ing. Raúl López Ing. Alejandra de Vera Ing. Christian Chreties	GRUPO DE PROYECTO: Facundo Galletta Luciano López Nicolás Castro
ESCALA: Indicada	FECHA: Dic. 2024
VERSIÓN:	1

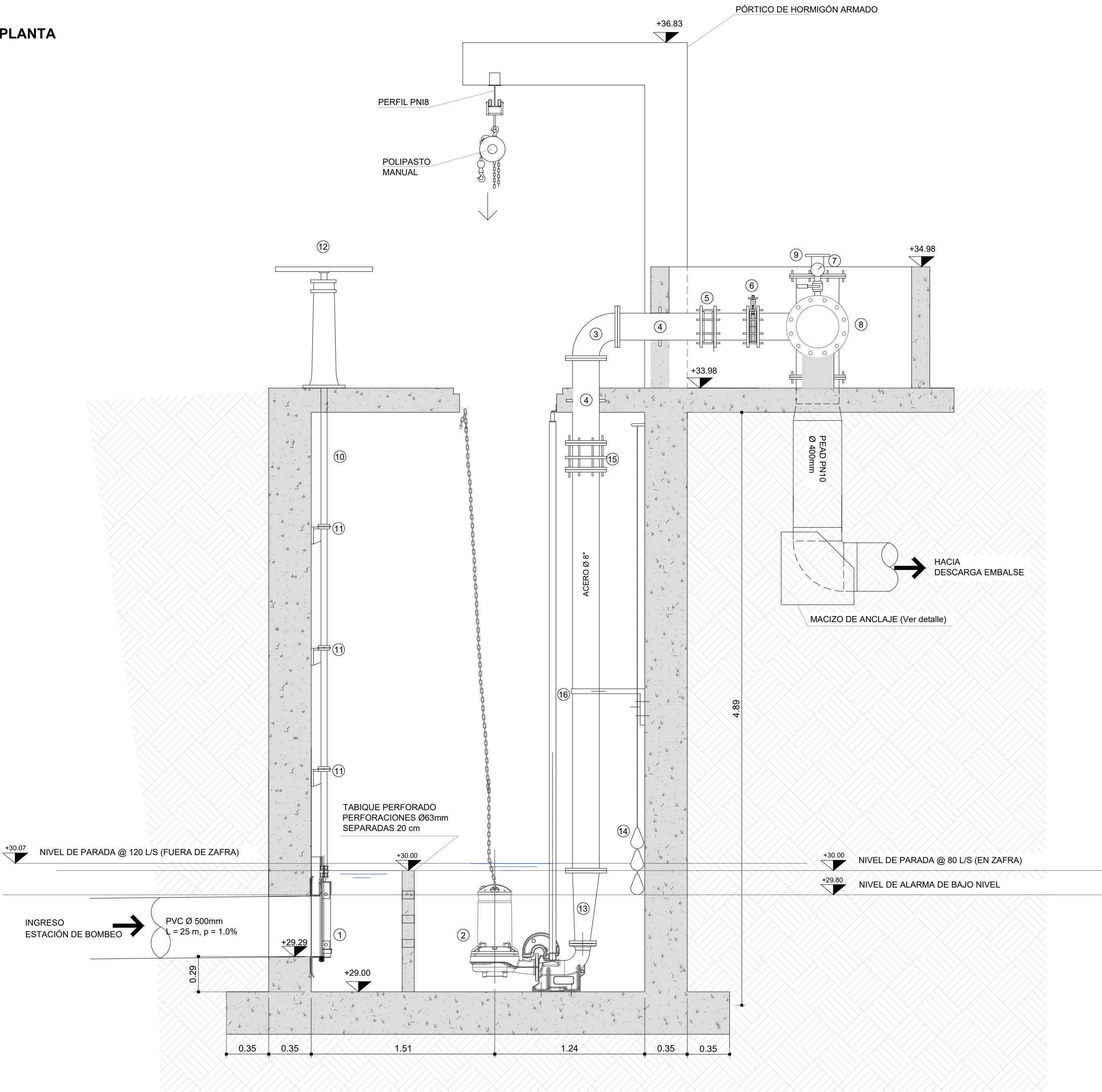
L08

ESTACIÓN DE BOMBEO
escala 1.25

CORTE

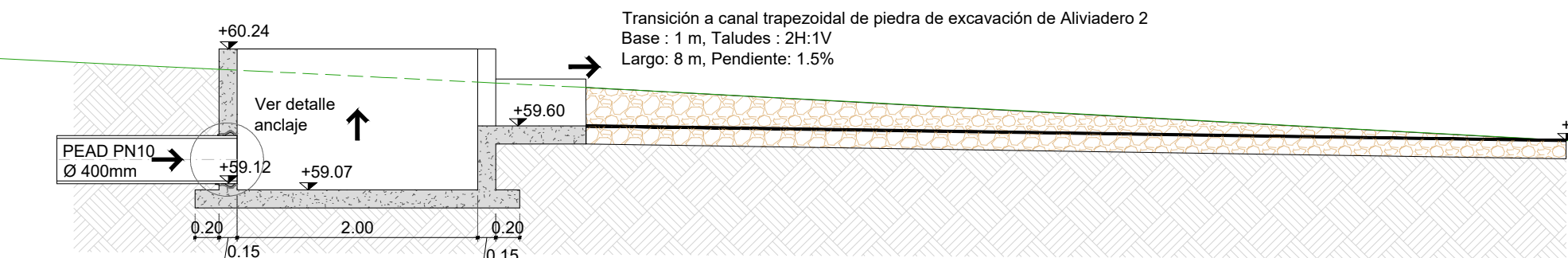


PLANTA

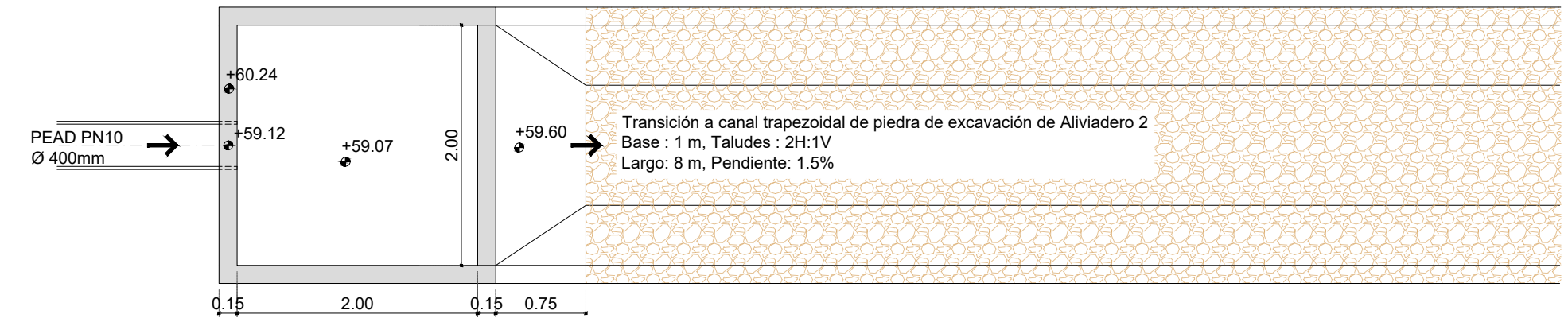


CÁMARA DE DESCARGA
escala 1.50

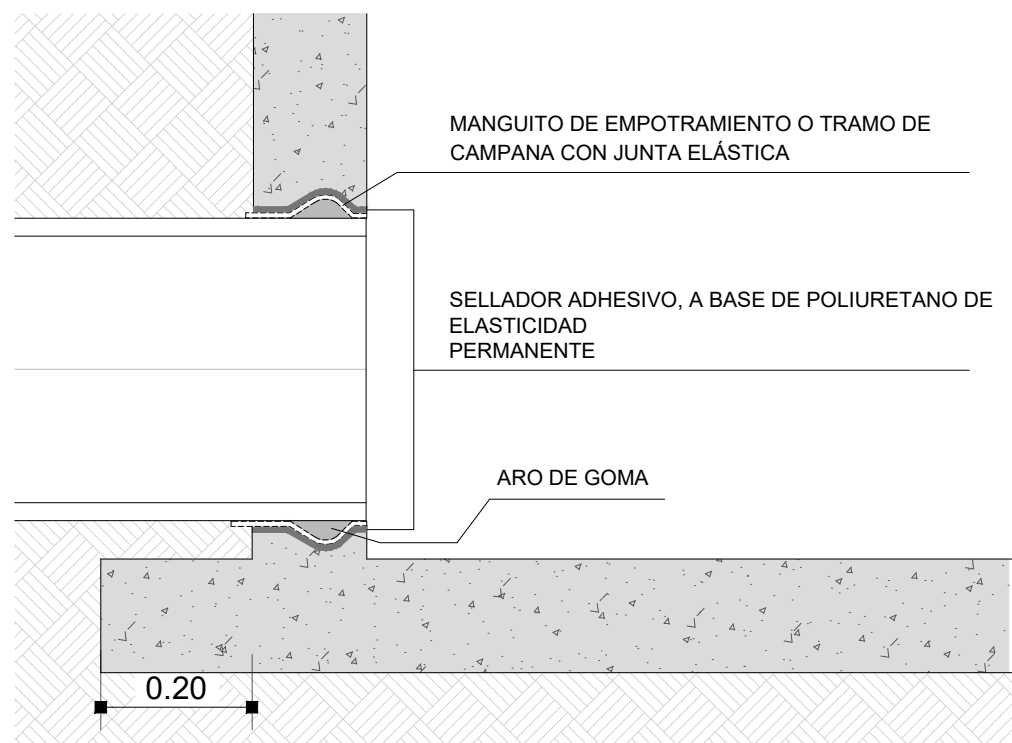
CORTE



PLANTA

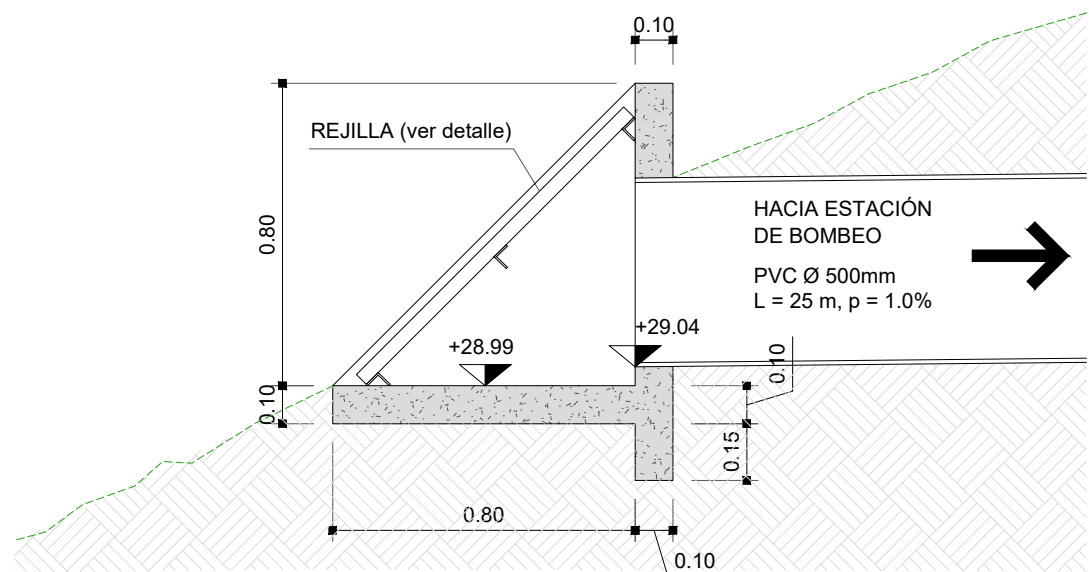


DETALLE ANCLAJE DE TUBERÍA A CÁMARA DE DESCARGA
escala 1.10

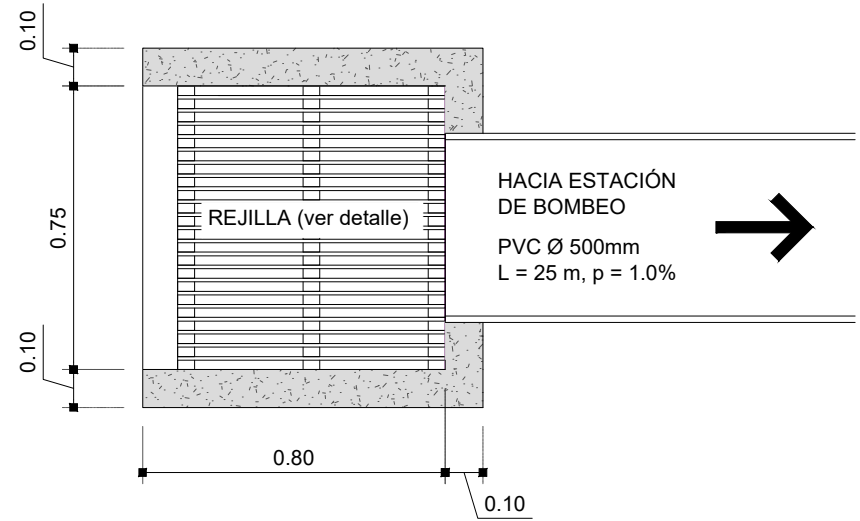


DETALLE CABEZAL TOMA
escala 1.20

CORTE



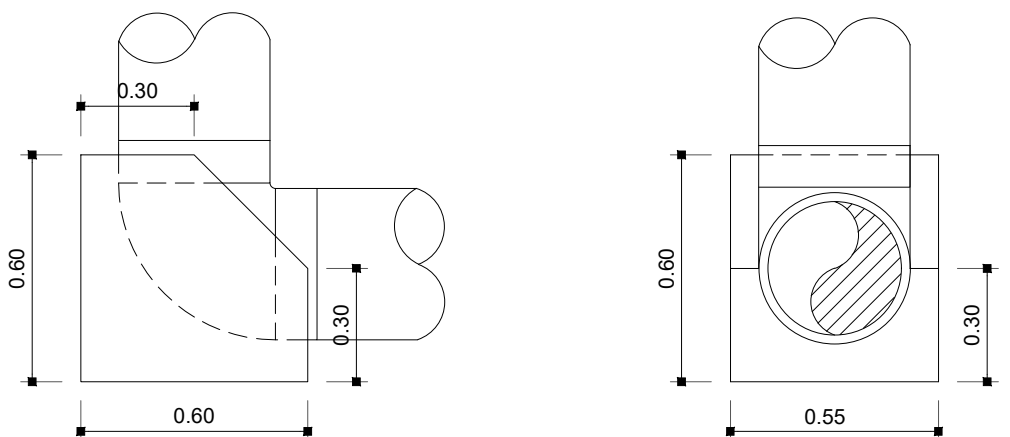
PLANTA



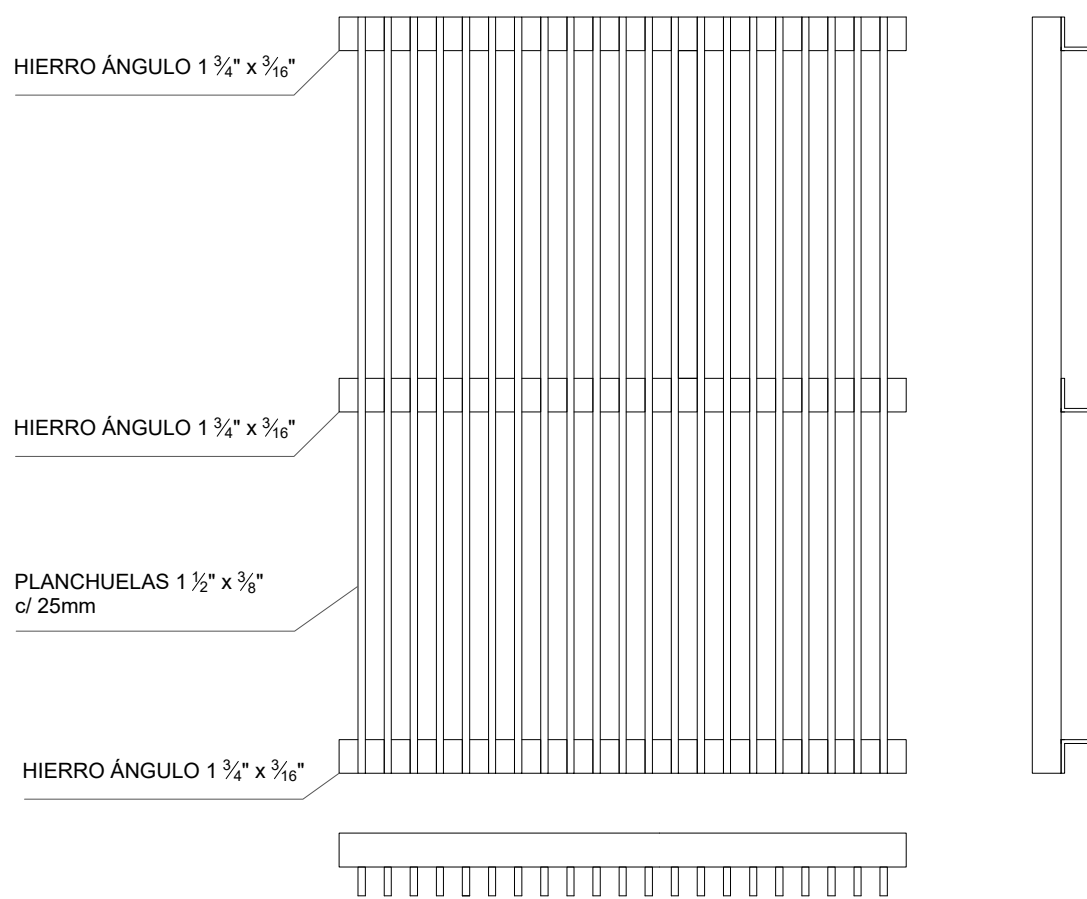
REFERENCIAS ALTIMÉTRICAS

SÍMBOLO	DENOMINACIÓN
1	COMPUERTA DN500mm ACCIONAMIENTO MANUAL
2	ELECTROBOMBA SUMERGIBLE
3	CODO 90° - DN 8" ACERO
4	PASAMURO CON ANCLAJE A BRIDAS DN 8" ACERO
5	VÁLVULA DE RETENCIÓN TIPO CLAPETA DN200 mm
6	VÁLVULA MARIPOSA DN200 mm
7	MANÓMETRO ANALÓGICO
8	TE DN 14" ACERO
9	DERIVACIÓN DN75 mm
10	BÁSTAGO
11	SUJECIÓN DEL BÁSTAGO A PARED DEL POZO
12	PEDESTAL Y VOLANTE PARA ACCIONAMIENTO DE LA COMPUERTA
13	AMPLIACIÓN DN100 mm / dn 8" ACERO
14	SENSOR DE NIVEL TIPO BOYAS

DETALLE MACIZO DE ANCLAJE
escala 1.20



DETALLE REJILLA
escala 1.10



NOTAS

LAS COTAS ALTIMÉTRICAS SON EN METROS, EXPRESADAS EN EL CERO OFICIAL

PROYECTO FINAL DE CARRERA
Diseño de un sistema de riego en la cuenca del río
San Salvador

CONTENIDO: Planta y Corte Estación de Bombeo y Detalles	LÁMINA:
TUTORES: Ing. Raúl López Ing. Alejandra de Vera Ing. Christian Chreties	GRUPO DE PROYECTO: Facundo Galletta Luciano López Nicolás Castro
ESCALA: Indicada	FECHA: Dic. 2024
VERSIÓN:	1

L09